

UNIVERSITE MOHAMMED KHEIDER - BISKRA –
FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

N° d'ordre :
Série :

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : MECANIQUE DES SOLS ET STRUCTURES

Présenté par :

BEN AMMAR BENKHADDA

**TRAITEMENT NATUREL DES MORTIERS
ET BETONS DESTINES AUX STRUCTURES
EN BETON PREFABRIQUE**

SOUTENU LE : 19 / 06 / 2006

Devant le jury composé de :

Président :	R. CHEBILI	M.C	Université de BISKRA
Rapporteur :	B. MEZGHICHE	M.C	Université de BISKRA
Examineur :	M. MELLAS	M.C	Université de BISKRA
Examineur :	A. GUETTALA	M.C	Université de BISKRA

REMERCIEMENTS

Ce travail de mémoire a été effectué, au Laboratoire de Génie-civil (LGC) de l'Université de BISKRA sous la direction du : Dr BOUZIDI MEZGHICHE, maître de conférence à l'Université de BISKRA, Je tiens sincèrement à exprimer toute ma reconnaissance pour ces conseils avisés et sa disponibilité tout le long de ce travail.

Je tiens également à remercier Dr : CHEBILI RACHID, pour m'avoir fait l'honneur de présider au jury de la soutenance.

Aussi, Je remercie les Drs : MELLAS MEKKI, GUETTALA ABDELHAMID, d'avoir accepter d'examiner ce travail malgré leur nombreuses charges.

Je remercie également Mrs : KHELIFA TAREK, FARFAR, ZAÂTAR, A.SALIM, ainsi que tout l'encadrement du département de Génie-civil pour leur soutien moral et ses conseils tout au long cet mémoire.

Un merci spécial est adressé a toutes les personnes du laboratoire du Génie-civil sous la direction de Mr BENAÏCHI EL-HADJ, TAMARAT MESSAOUD et TOUR ABDELMOUNEM, Je tiens sincèrement à leur exprimer toute ma reconnaissance pour leurs conseils avisés et les échanges enrichissant que nous avons eu, ont contribué à faire avancer ce travail.

Je tiens également à remercier toutes les personnes du Laboratoire de Génie des matériaux de l'université de 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.

Je ne saurai oublier l'aide précieuse de Messieurs : MEFTAH BARKAT et CHENCHOUNA KAMEL pour leurs vrais aides et ses conseils bénéfiques.

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.

RESUME

La découverte du ciment hydraulique a permis aux constructeurs d'accéder à un matériau malléable à l'état frais et ayant les propriétés de la pierre à l'état durci. Le mélange eau - ciment joue le rôle de liant et permet la fabrication du béton en agrégeant du sable et du gravier.

Le béton occupe, depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et son faible coût. Il présente également d'autres qualités, telles une excellente tenue au feu, une grande résistance aux chocs, une bonne protection contre les radiations nucléaires, etc.... Toutefois, le matériau béton doit s'adapter de manière continue à de nouvelles exigences et à de nouveaux besoins.

La présente étude montre l'hors des structures et des constructions en béton armé l'effet de :

- Différents types de cure (traitement naturel par protection) sur la résistance à la compression et à la flexion de béton et mortier pour les éléments de constructions traditionnelles, car dans les climats chauds tels que celui de l'Algérie le béton est influencé tant à l'état frais que durci. Sa durabilité en est altérée. Les effets du climat, soient par humidification, soit par protection. Afin que le béton puisse être performant et atteigne les résistances projetées, son hydratation doit se faire complètement.

Six types de cures ont été utilisés. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux du béton de référence.

- L'étuvage naturel (par énergie solaire) sur la résistance de compression de béton et mortier pour les éléments des constructions 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.

Mots -clés :

Béton, mortier, liant, résistance, durcissement, consommation, énergie, étuvages, traitement naturel.

ABSTRACT

The discovery of the hydraulic cement allowed the builders to obtain a moldable building material in fresh state; having the properties of the stone in hardened state. The mixture water - cement plays the role of binder, allowing the manufacture of concrete by aggregating some sand and gravel. Since its invention, concrete occupies the first place in volume of use of materials in the field of building and civil engineering. Its easiness to be put at work, its resistance in compression, its durability and low cost and finally, its importance come from its excellent resistance to fire and shocks, and have a good protection against nuclear radiations. Concrete also has other qualities, as a building material, it adapts itself continuously to new requirements and new needs.

The present study shows in structures and constructions in reinforced concrete the effect of:

- Various types of natural treatment on the resistance to compression concrete drive for the elements of traditional constructions, because in the warm climates such as that of Algeria concrete is influenced as in fresh states as well as hardened ones, its durability is altered, the effects of the climate, either by moistening, or by protection. In order to be successful and reaches planned resistances, its hydration should be complete.

Six types of treatments have been used, and the obtained results have been compared to those of the pattern concrete.

- The natural drying (by solar energy) on the resistance of concrete compression for the elements of the constructions of prefabrication during the first hours of the heating, to reach (affect) the minimum resistance considered as necessary for the rotation of moulds while saving some electric energy.

Words - keys:

Concrete, mortar, binder, resistance, hardening, consumption, energy, drying, natural treatment.

ملخص

ابتكار الأسمنت الهيدروليكي سمح لمستعمليه من الحصول على مادة لدنة في الحالة العجينة ونو خصائص حجرية في الحالة الصلبة.

الخليط (ماء- إسمنت) يلعب دور الرابطة التي تسمح بالحصول على خرسانة بإضافة الرمل والحصى وان لزم الأمر بعض الملدنات.

الخرسانة تشغل منذ استخدامها المكانة الأولى ضمن مجموعة المواد المستعملة والأكثر شيوعا واستخداما في كافة مشاريع البناء والهندسة المدنية.

أهميتها ترجع إلى سهولة تحضيرها، صيغها، مقاومتها للضغط، ديمومتها وقلة تكلفتها وذلك باختيار موادها الأولية الأكثر ملائمة والأحسن نوعية، وتتميز الخرسانة كذلك بمقاومتها للنار والصدمات والإشعاعات النووية وتتلاءم بصورة دائمة للمتطلبات والاحتياجات الضرورية .

يتناول البحث دراسة المعالجة الطبيعية للملاط و الخرسانة والمحافظة عليهما من التأثيرات الداخلية والخارجية والدراسة تشمل عند البناءات الخرسانية العادية والجاهزة تأثير :

1) عدة معالجات طبيعية على مقاومة الضغط والشد في البناءات التقليدية لأنه في الأجواء السائدة تتأثر الخرسانة في الحالتين العجينة والصلبة مما يؤدي إلى ديمومة ناقصة فيمكن الاعتماد على المحافضة على درجة حرارة ورطوبة الخرسانة.

2) التعرق بالبخر للخرسانة اللدنة على مقاومة الضغط للبناءات الجاهزة وذلك في الساعات الأولى للتسخين بغرض الحصول على مقاومة كافية لفك القوالب دون استهلاك الطاقة الكهربائية.

كلمات أساسية:

خرسانة، ملاط، رابطة، مقاومة، صلابة، استهلاك، طاقة، تعرق، معالجة طبيعية.

LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

Chapitre 1

- Tableau 1.01 : Les différents types de béton.
Tableau 1.02 : Techniques de coulage du béton.
Tableau 1.03 : Les principales étapes de l'hydratation d'un ciment.
Tableau 1.04 : Porosités de certaines roches communes [NEVI 001].
-

- Figure 1.01 : Courbe type de la puissance dissipée par le malaxeur en cours de fabrication (D'après Chopin 2002).
Figure 1.02 : Evolution de la densité d'un coulis de ciment (d'après Rosquoët.
Figure 1.03 : Représentation schématique de la pâte de ciment hydraté [Pigeon 1981] [81]
Figure 1.04 : Structure du ciment durci selon le modèle de Feldman et Sereda [Feldman68].
Figure 1.05 : Processus de l'hydratation. A) état initial B) Recouvrement des grains de ciment C) Création des liens entre particules [PREN 001].
Figure 1.06 : Composition d'une pâte de ciment au cours de l'hydratation [NEVI 00].
Figure 1.07 : Proportion volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction du E/C après 80% d'hydratation dans l'eau.
Figure 1.08 : Influence du rapport E/C au jeune âge.
Figure 1.09 : Influence du rapport E/C sur la résistance du béton.
Figure 1.10 : 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).
Figure 1.11 : Evolution de la résistance en compression des composants du ciment (G.chanvillard)
Figure 1.12 : Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation du ciment (D'après Bensted).
Figure 1.13 : Taille des pores et des solides dans les pâtes de ciment hydraté (d'après Mehta).
Figure 1.14 : Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité. (Rossier et Older 1985).

Chapitre 2

- Tableau 2.01 : Durée minimale de cure en fonction des conditions ambiantes, de la classe de résistance du béton et de la température. [43]
-

- Figure 2.01 : Abaque permettant d'estimer la perte en eau du béton jeune sans protection à partir des données climatiques ambiantes (ACC, 2004) [06].
Figure 2.02 : Résistance d'un béton traité à la vapeur à différentes températures (E/C = 0.55) [113]
Figure 2.03 : Cycle type de la cure à la vapeur atmosphérique [05].
Figure 2.04 : Comportement du béton en compression simple (Chen1982).
Figure 2.05 : Résultat de l'observation aux rayons x d'une éprouvette en compression (Robinson 1965).
Figure 2.06 : Comportement cyclique du béton en compression simple (Karsan 1969)
Figure 2.07 : Essai de compression triaxial (Jamet et al. 1984).
Figure 2.08 : Essai de compression hydrostatique du béton (Chen 1982).
Figure 2.09 : Comportement du béton en traction directe (Terrin 1980).
Figure 2.10 : Résistance en traction directe d'un béton ordinaire en fonction du volume de granulat [NEVI][76].
Figure 2.11 : Comportement cyclique du béton en traction (Reinhardt et Corneillesen 1984).
Figure 2.12 : Essai P.I.E.D Comportement uniaxial du béton sous chargement cyclique (Ramtni 1990)
Figure 2.13 : Distribution des pores d'un béton ordinaire après exposition à différentes températures

(Noumowe 1995).

Figure 2.14 : Porosité en fonction de la température de conditionnement (Noumoué 1995).

Figure 2.15 : Variation de poids en fonction de la température (Noumoué 1995).

Figure 2.16 : Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température d'après (Schneider 1988) .

Figure 2.17 : Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température (Collet 1977) .

Figure 2.18 : Variation de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment (Harmathy 1970).

Figure 2.19 : Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température par différents auteurs

Figure 2.20 : Variation de la diffusivité thermique de différents types de béton avec la températures, d'après plusieurs auteurs (Bazant et Kaplan 1996).

Figure 2.21 : Rapport du module d'élasticité sur le module initial (Dias et al. 1990).

Figure 2.22 : Rapport de la résistance en compression sur la résistance initiale (Schneider 1982).

Figure 2.23 : Evolution de la résistance en traction du béton avec la température d'après (Blundell et al.1976).

Figure 2.24 : Evolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire d'après (Maréchal 1972).

Figure 2.25 : Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température (Bazant 1988) et (Heinfling 1998).

Chapitre 3

Figure 3.01 : Coupe théorique d'un mur en béton.

Figure 3.02 : Progression de la carbonatation de bétons en fonction du temps d'exposition sous différentes conditions.

Figure 3.03 : Relation entre la profondeur de la carbonatation et la résistance à la compression de béton après 2 ans d'exposition dans l'air à une humidité relative de 65%.

Figure 3.04 : Relation entre la perméabilité à l'oxygène et la résistance à la compression de bétons mûris pendant 28 jours dans l'eau et dans l'air à une H.R de 65% .

Figure 3.05 : Fissuration dans l'ouvrage dû la réaction alcali-silice.

Figure 3.06 : Relation entre l'expansion après 224 jours et la teneur en silice réactive dans les granulats.

Chapitre 4

Tableau 4.01 : Analyse granulométrique du sable.

Tableau 4.02 : Analyse granulométrique des pierres concassées 7/15.

Tableau 4.03 : Analyse granulométrique des pierres concassées 15/25.

Tableau 4.04 : Activités de ciment (CPJ et CRS).

Tableau 4.05 : Caractéristiques physico Mécaniques : du ciment CPJ-CEM II/42.5A.

Tableau 4.06 : Composition chimique du ciment CPJ-CEM II/42.5A.

Tableau 4.07 : Composition minéralogique du ciment CPJ-CEM II/42.5A.

Tableau 4.08 : Caractéristiques physico mécaniques : du ciment CPA-CEM I (CRS) 42.5.

Tableau 4.09 : Composition chimique : du ciment CPA-CEM I (CRS) 42.5.

Tableau 4.10 : Composition minéralogique du ciment CPA-CEM I (CRS) 42.5.

Tableau 4.11 : Caractéristiques du Superplastifiant Medaflow 30.

Figure 4.01 : Courbe granulométrie du sable.

Figure 4.02 : Courbe granulométrique des pierres concassées (7/15 et 15/25).

Chapitre 5

Tableau 5.01 : Températures moyennes dans l'enceinte d'étuvage et à l'air libre des 12 mois.

Tableau 5.02 : Cycles d'étuvage et températures maximales correspondantes de palier de 06 mois.

Tableau 5.03 : Les 04 phases de cycle choisi correspond à la période chaude.

- Tableau 5.04 : Cycles d'étuvage et températures maximales correspondantes de palier de 06 mois.
- Tableau 5.05 : Les 04 phases de cycle choisi correspond à la période froide.
- Tableau 5.06 : Procédure des essais et conservations.
- Tableau 5.07 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (étuvage d'1j, 02j et 03j).
- Tableau 5.08 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (CPJ et CRS 42.5, E/C = 0.4, 07 j).
- Tableau 5.09 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (CPJ et CRS 42.5, E/C = 0.4, 28 j).
- Tableau 5.10 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (Durcissement nat. après étuvage à 03j et 07j).
- Tableau 5.11 : Perte de masse des éprouvettes cubiques et prismatiques de béton ordinaire après conservations et étuvages (42°C).
- Tableau 5.12 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (étuvage d'1j et durcissement naturel de 03j et 07j).
- Tableau 5.13 : Perte de masse des éprouvettes cubiques et prismatiques de béton ordinaire après conservations et étuvages (29°C).
- Tableau 5.14 : procédure des essais et conservation des bétons
- Tableau 5.15 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (étuvage d'1j et durcissement naturel de 03 j et 07 j).

- Figure 5.01 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (01/2005)
- Figure 5.02 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (02/2005)
- Figure 5.03 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (03/2005)
- Figure 5.04 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (04/2005)
- Figure 5.05 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (05/2005)
- Figure 5.06 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (06/2005)
- Figure 5.07 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (07/2005)
- Figure 5.08 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (08/2005)
- Figure 5.09 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (09/2005)
- Figure 5.10 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (10/2005)
- Figure 5.11 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (11/2005)
- Figure 5.12 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - (12/2005)
- Figure 5.13 : Variation mensuelles des températures en plein air et dans l'enceinte de conservation
- Figure 5.14 : Cycle d'étuvage (1) pour 42°C.
- Figure 5.15 : Cycle d'étuvage (2) pour 29°C.
- Figure 5.16 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (étuvage de 01j, 02j et 03j).
- Figure 5.17 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (durcissement nat. après étuvage à 03j et 07j).
- Figure 5.18 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (étuvage de 01j, 02j et 03j).
- Figure 5.19 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (durcissement nat. après étuvage à 03j et 07j).
- Figure 5.20 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j à 29°C)
- Figure 5.21 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j à 29°C)
- Figure 5.22 : Variation dimensionnelle (retrait -gonflement) des éprouvettes de mortier pour différentes conservations CPJ 42.5 - E/C = 0.45.
- Figure 5.23 : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations CPJ 42.5 - E/C = 0.45.
- Figure 5.24 : Variation dimensionnelle (retrait -gonflement) des éprouvettes de mortier pour différentes conservations CRS 42.5 - E/C = 0.45.
- Figure 5.25 : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations CRS 42.5 - E/C = 0.45.
- Figure 5.26 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CPJ 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7×7×7) cm³.

- Figure 5.27 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CRS 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7×7×7) cm³.
- Figure 5.28 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CPJ 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7×7×28) cm³.
- Figure 5.29 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CRS 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7×7×28) cm³.
- Figure 5.30 : Variation de la résistance à la compression pour (7×7×7) cm³, pour différentes cures à 28j (CPJ 42.5 - E/C = 0.45).
- Figure 5.31 : Variation de la résistance à la flexion pour (7×7×28) cm³, pour différentes cures à 28j (CPJ 42.5 - E/C = 0.45).
- Figure 5.32 : Variation de la résistance à la compression pour (7×7×7) cm³ pour différentes cures à 28 j (CRS 42.5 - E/C = 0.45).
- Figure 5.33 : Variation de la résistance à la flexion pour (7×7×28) cm³ pour différentes cures à 28j (CRS 42.5 - E/C = 0.45).
- Figure 5.34 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage par énergie électrique d'1j à 42°C)
- Figure 5.35 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage par énergie électrique d'1j à 42°C)
- Figure 5.36 : Résumé des résultats de l'étuvage naturel par énergie solaire et électrique.

Chapitre 6

- Tableau 6.01 : Compositions des bétons utilisés.
- Tableau 6.02 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différents E/C sous différents types de cures (CPJ 42.5)
- Tableau 6.03 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différents E/C sous différents types de cures (CRS 42.5)
- Tableau 6.04 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C sous différents types de cures (CPJ 42.5)
- Tableau 6.05 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/c sous différents types de cures (CRS 42.5)
- Tableau 6.06 : Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CPJ.
- Tableau 6.07 : Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CRS.
- Tableau 6.08 : Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CPJ.
- Tableau 6.09 : Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CRS.
- Tableau 6.10 : gain de la résistance à la compression en CPJ.
- Tableau 6.11 : gain de la résistance à la compression en CRS.
- Tableau 6.12 : Composition du béton adjuvanté (CPJ 42.5 – E/C = 0.5).
- Tableau 6.13 : Composition du béton adjuvanté (CRS 42.5 – E/C = 0.5).
- Tableau 6.14 : La composition d'un m³ de béton de chantier sans adjuvant (CPJ 42.5).
- Tableau 6.15 : La composition d'un m³ de béton de chantier sans adjuvant (CRS 42.5).

-
- Figure 6.01 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DE), pour béton ordinaire.
- Figure 6.02 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DAS).
- Figure 6.03 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DAA).
- Figure 6.04 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DCS).
- Figure 6.05 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DCA).
- Figure 6.06 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DPS).
- Figure 6.07 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CPJ 42.5) - (DPA).

Figure 6.08 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DE).

Figure 6.09 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DAS).

Figure 6.10 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DAA).

Figure 6.11 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DCS).

Figure 6.12 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DCA).

Figure 6.13 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DPS).

Figure 6.14 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour différentes E/C (CRS 42.5) - (DPA).

Figure 6.15 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DE) -.

Figure 6.16 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DAS) -.

Figure 6.17 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DAA) -.

Figure 6.18 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DCS) -.

Figure 6.19 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DCA) -.

Figure 6.20 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DPS) -.

Figure 6.21 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) - (DPA) -.

Figure 6.22 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DE) -.

Figure 6.23 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DAS) -.

Figure 6.24 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DAA) -.

Figure 6.25 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DCS) -.

Figure 6.26 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DCA) -.

Figure 6.27 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DPS) -.

Figure 6.28 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5) - (DPA) -.

Figure 6.29 : gains de résistance de compression (CPJ).

Figure 6.30 : gains de résistance de compression (CRS).

Figure 6.31 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; E/C = 0.4.

Figure 6.32 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; E/C = 0.5.

Figure 6.33 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; E/C = 0.6.

Figure 6.34 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; E/C = 0.7.

Figure 6.35 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; E/C = 0.4.

Figure 6.36 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; E/C = 0.5.

Figure 6.37 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous

- différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.6$.
- Figure 6.38 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.7$.
- Figure 6.39 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5), $E/C = 0.4$.
- Figure 6.40 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5), $E/C = 0.5$.
- Figure 6.41 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5), $E/C = 0.6$.
- Figure 6.42 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5), $E/C = 0.7$.
- Figure 6.43 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5), $E/C = 0.4$.
- Figure 6.44 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5), $E/C = 0.5$.
- Figure 6.45 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5), $E/C = 0.6$.
- Figure 6.46 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps pour différents E/C (CRS42.5), $E/C = 0.7$.
- Figure 6.47 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.4$.
- Figure 6.48 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.5$.
- Figure 6.49 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.6$.
- Figure 6.50 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.7$.
- Figure 6.51 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.4$.
- Figure 6.52 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.5$.
- Figure 6.53 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.6$.
- Figure 6.54 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.7$.
- Figure 6.55 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.4$.
- Figure 6.56 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.5$.
- Figure 6.57 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.6$.
- Figure 6.58 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CPJ 42.5) ; $E/C = 0.7$.
- Figure 6.59 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.4$.
- Figure 6.60 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.5$.
- Figure 6.61 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.6$.
- Figure 6.62 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps au durcissement sous différentes cures (CRS 42.5) ; $E/C = 0.7$.
- Figure 6.63 : Variation de la résistance à la compression en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 ($E/C = 0.5$), pour béton adjuvanté.
- Figure 6.64 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 ($E/C = 0.5$), pour béton adjuvanté.
- Figure 6.65 : Variation de la résistance à la compression en fonction de type de cure à 28 j - CRS 42.5 ($E/C = 0.5$), pour béton adjuvanté.

- Figure 6.66 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de type de cure 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.5), pour béton adjuvanté.
- Figure 6.67 : Courbe granulométrie du sable utilisé au chantier.
- Figure 6.68 : Courbe granulométrie de la pierre concassée utilisée au chantier.
- Figure 6.69 : Variation de la résistance à la compression de béton de chantier en fonction de type de cure (10x10x40) cm³ à 28 j - CPJ 42.5 (E/C = 0.58).
- Figure 6.70 : Variation de la résistance à la flexion de béton de chantier en fonction de type de cure (10x10x40) cm³ à 28 j - CPJ 42.5 (E/C = 0.58).
- Figure 6.71 : Variation de la résistance à la compression de béton de chantier en fonction de type de cure (10x10x40) cm³ à 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.58).
- Figure 6.72 : Variation de la résistance à la flexion de béton de chantier en fonction de type de cure (10x10x40) cm³ à 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.58).

LISTE DES PHOTOS

- Photo 01 : Enceinte de conservation des éprouvettes équipée de 02 thermomètres l'un à l'intérieur et l'autre à l'extérieur et d'une résistance électrique à thermorégulateur.
- Photo 02 : Eprouvettes cubiques de mortier (7×7×7) cm³ mis en enceinte d'étuvage.
- Photo 03 : Eprouvettes prismatique de mortier (7×7×28) cm³ munis de plots mis en enceinte d'étuvage.
- Photo 04 : Eprouvettes de béton (10×10×10) cm³ et (10×10×40) cm³ couvert par du carton.
- Photo 05 : Echantillons d'éprouvettes de béton (10×10×10) cm³ et (10×10×40) cm³ à l'air libre.
- Photo 06 : Echantillons d'éprouvettes de béton (10×10×10) cm³ et (10×10×40) cm³ couvert par plastique
- Photo 07 : Bassin thermostatique de conservation des éprouvettes.
- Photo 08 : Table vibrante.
- Photo 09 : Malaxeur à béton.
- Photo 10 : Moules cubique (10×10×10) cm³.
- Photo 11 : Moule prismatique (10×10×40) cm³.
- Photo 12 : Dispositif de compression.
- Photo 13 : Presse d'essais de compression pour béton.
- Photo 14 : Machine de flexion pour béton et mortier.
- Photo 15 : Appareils d'essais non destructifs (Auscultation sonore et scléromètre).
- Photo 16 : Cône d'âbrams pour affaissement.
- Photo 17 : Echantillons de béton prismatiques et cubiques durcis sous différentes cures à différents âges.
- Photo 18 : Echantillons de béton prismatiques et cubiques durcis sous différentes cures à 07 jours.
- Photo 19 : Bétons durcis à différentes cures (180 jours).
- Photo 20 : Bétons durcis au carton avec et sans arrosage cubiques et prismatiques.
- Photo 21 : Echantillons de béton cubiques durcis à l'air libre avec arrosage.
- Photo 22 : Echantillons de béton cubiques et prismatiques durcis à l'air libre.
- Photo 23 : Echantillons de béton prismatiques durcis en plastique avec arrosage.
- Photo 24 : Echantillons de béton adjuvanté prismatiques et cub. durcis sous différentes cures à 28 jours.
- Photo 25 : Echantillons de béton prismatiques et cubiques durcis à l'air libre (A et S)/arrosage.
- Photo 26 : Malaxeur à mortier à palette.
- Photo 27 : Table à secousse (chocs) pour moules prismatiques pour mortier.
- Photo 28 : Appareil d'étalement manuel de mortier.
- Photo 29 : Moule (7×7×7) cm³ pour mortier.
- Photo 30 : Moule à 3 alvéoles pour éprouvettes (7×7×28) cm³.
- Photo 31 : Moule à 3 alvéoles pour éprouvettes (4×4×6) cm³.
- Photo 32 : Dilatomètre à comparateur pour retrait-gonflement du mortier.
- Photo 33 : Machine d'essais de flexion pour mortier.
- Photo 34 : Echantillons de mortier en plastique à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7×7×28) cm³.
- Photo 35 : Echantillons de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (4×4×16) cm³.
- Photo 36 : Echantillons de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7×7×7) cm³.
- Photo 37 : Echantillons de mortier couvert de plastique à l'air libre S/arrosage à 28 jours (4×4×16) cm³.
- Photo 38 : Echantillons de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7×7×28) cm³.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
ABSTRACT.....	III
Liste des tableaux et figures.....	V
Liste des photos.....	x II
TABLE DES MATIERES.....	xIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<u>A : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</u>	
<u>Chapitre 1 : Caractéristiques générales des matériaux cimentaires</u>	4
1.1 Fabrication et mise en œuvre des matériaux cimentaires.....	4
1.1.1 Constituants.....	4
1.1.1.1 Ciment.....	4
1.1.1.2 Granulats.....	5
1.1.1.3 Eau de gâchage.....	5
1.1.1.4 Adjuvants.....	6
1.1.2 Fabrication.....	6
1.1.2.1 Composition.....	6
1.1.2.2 Malaxage.....	7
1.1.3 Mise en œuvre dans le coffrage.....	8
1.1.3.1 Coulage.....	8
1.1.3.2 Vibration.....	10
1.2 Béton à l'état frais.....	10
1.2.1 Comportement rhéologique – lois d'écoulement.....	10
1.2.2 Origine du comportement rhéologique des matériaux cimentaires.....	11
1.3 Maturation du béton.....	12
1.3.1 Composants du ciment hydraté.....	12
1.3.2 L'hydratation du ciment portland.....	12
1.3.2.1 Les réactions d'hydratation.....	12
1.3.2.2 L'état de l'eau dans la pâte de ciment.....	14
1.3.2.3 Le degré d'hydratation.....	19
1.3.3 Structure de la pâte de ciment et du béton.....	20
1.3.3.1 Porosité volumique totale.....	20
1.3.3.2 Distribution poreuse.....	21
1.4 Conclusion du chapitre.....	23
<u>Chapitre 2 : Méthodes et matériaux de cure</u>	24
Introduction.....	24
2.1 La cure.....	24
2.1.1 Importance de la cure.....	24
2.1.2 Fondement de la cure.....	25
2.1.3 Méthodes de cure.....	26
2.1.4 Influence de la cure sur la résistance.....	26
2.1.5 Recommandations de cure.....	27
2.2 Traitement thermique des bétons.....	28
2.2.1 Cure à la vapeur des béton et mortiers (mûrissement) à la vapeur.....	28
2.2.2 Facteurs influençant sur le traitement par chauffage.....	31
2.3 Comportement thermomécanique du béton à l'élévation de température.....	31
Introduction.....	31
2.3.1 Comportement mécanique du béton à température ambiante.....	31
2.3.1.1 Comportement en compression.....	31

2.3.1.2	Comportement en traction	34
2.3.1.3	Comportement cyclique traction -compression	36
2.3.1.4	Conclusion de la partie mécanique.....	37
2.3.2	Revue des travaux expérimentaux sur le comportement des bétons sous l'effet de la température.....	37
2.3.2.1	Effet de la température sur la microstructure du béton	37
2.3.2.1.1	Déshydratation et modification physico-chimiques du béton.....	37
2.3.2.1.2	Micro -fissuration et dégradation de l'interface pâte –granulats.....	38
2.3.2.1.3	Evolution de la porosité.....	38
2.3.2.1.4	Perte de masse.....	40
2.3.2.1.5	Evolution de la masse volumique.....	40
2.3.2.1.6	Modification de l'état hydrique	41
2.3.2.2	Evolution des propriétés thermique du béton avec la température.....	41
2.3.2.2.1	Conductivité thermique.....	42
2.3.2.2.2	Chaleur spécifique	42
2.3.2.2.3	Diffusivité thermique	44
2.3.2.3	Evolution des propriétés mécanique du béton avec température.....	44
2.3.2.3.1	Module d'élasticité à hautes températures.....	44
2.3.2.3.2	Résistance en compression à hautes températures.....	45
2.3.2.3.3	Résistance en traction à hautes températures.....	46
2.3.2.3.4	Module élastique de cisaillement et coefficient de poisson.....	47
2.3.2.3.5	Energie de fissuration.....	48
2.4	Conclusion du chapitre.....	48
Chapitre 3 : Durabilité des bétons et mortiers et leur pathologie		49
3.1	Durabilité des béton.....	49
3.1.1	La carbonatation.....	49
3.1.2	Attaque du béton par des sulfates.....	51
3.1.3	Efflorescences.....	52
3.1.4	Perméabilité à l'eau du béton	52
3.1.5	Perméabilité à l'air et à la vapeur du béton.....	52
3.1.6	Dégradation par la réaction alcali-granulat.....	53
3.1.7	Fissuration induite par le retrait.....	54
3.1.8	L'absorption de l'eau.....	57
3.2	Retrait du béton et mortier	57
3.3	Conclusion du chapitre.....	59
B: ETUDE EXPERIMENTALE		
Chapitre 4 : Matériaux de l'étude		60
4.1	Constituants des mélanges	60
4.1.1	Sable	60
4.1.2	Granulats.....	61
4.1.3	Ciment	62
4.1.4	Superplastifiants.....	65
4.1.5	Eau de gâchage	66
4.2	Conclusion du chapitre.....	66
Chapitre 5 : Traitement naturel des bétons et mortiers		67
5.1	Traitement naturel (par étuvage) des bétons et mortiers (par énergie solaire).....	67
5.1.1	Introduction.....	67
5.1.2	Etude de la température à l'air et dans l'enceinte.....	68
5.1.3	Recherche de la température maximale et du régime de traitement (cycle de chauffage).....	82
5.1.4	Etude des béton traités thermiquement.....	84
5.1.5	Composition de béton.....	84

5.1.6	Résultats et discussions.....	85
5.1.7	Analyse des résultats.....	91
5.1.8	Etude des mortiers.....	94
5.1.9	Composition de mortier.....	94
5.1.10	Résultats et discussions.....	95
5.1.11	Analyse des résultats.....	101
5.2	Traitement (par étuvage) des bétons par énergie électrique.....	103
5.2.1	Introduction.....	103
5.2.2	Composition.....	103
5.2.3	Résultats et discussions.....	104
5.3	Conclusion du chapitre.....	105
Chapitre 6 : Traitement naturel des bétons par protection ou arrosage		107
6.1	Béton ordinaire (non adjuvanté).....	107
6.1.1	Introduction.....	107
6.1.2	Composition du béton ordinaire.....	107
6.1.3	Résultats des essais physico –mécaniques.....	109
6.1.4	Analyse de résultats.....	125
6.2	Béton adjuvanté.....	138
6.2.1	Introduction.....	138
6.2.2	Composition du béton adjuvanté.....	138
6.2.3	Résultats physico -mécaniques du béton adjuvanté.....	139
6.2.4	Analyse de résultats.....	141
6.3	Béton de chantier.....	141
6.3.1	Introduction.....	141
6.3.2	Composition du béton de chantier.....	144
6.3.3	Résultats physico -mécaniques du béton de chantier.....	145
6.3.4	Analyse de résultats.....	147
6.4	Conclusion du chapitre.....	147
Conclusion générale et perspectives		148
Références bibliographiques		149
Annexe 1		
	- Méthode de composition de béton de B.SCRAMTAIV.....	
	- Méthodes d'essais des bétons et mortiers – matériel et équipement de conservation.....	
Annexe 2		
	- Tableaux de résultats pour béton ordinaire (non adjuvanté).....	
Annexe 3		
	- Tableaux de résultats pour béton adjuvanté.....	
Annexe 4		
	- Tableaux de résultats pour béton de chantier.....	
Annexe 5		
	- Photos d'éprouvettes de béton et mortier sous différentes cures pour différents âges.....	
	- Photos de matériel utilisé.....	
	- Fiche technique du superplastifiant utilisé (MEDAFLOW 30).....	
	- Taux de travail effectué au laboratoire de génie civil.....	

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est un matériau de construction dont les origines remontent à l'aube de la civilisation européenne : il y a plus de mille ans les romains utilisaient comme liant la chaux vive obtenue par le chauffage du calcaire, et Vitruve, ingénieur militaire de César, faisait explicitement référence au béton dans ces célèbres « dix livres d'architecture ». Mais c'est seulement au XIX siècle que, grâce aux travaux de Smeaton, Vicat (ingénieur des ponts), Aspin et Lambot que la société moderne a connue un nouveau matériau de construction, économique, moulable, résistant aussi bien à la compression qu'à la traction : ce matériau a permis aux ingénieurs et architectes de libérer les formes et d'échapper aux restrictions imposées par la pierre. Dans l'esprit de l'époque la promesse était d'un grand avenir pour constituer artificiellement, par moulage, les moellons des futures maçonneries.

A distance de plus d'un siècle, il est clair que les risques les espoirs des ingénieurs de l'époque sont devenus à peu près réalité. Le béton est un matériau qui son champ d'utilisation dans pratiquement tous les domaines de l'ingénieur civil : des coulages massifs pour les digues aux structures légères et fines comme, par exemple, la toiture du célèbre palais des expositions à Turin (Italie) réalisé par Nervi.

Malgré sa longue histoire, le béton fait encore aujourd'hui de nombreuses études. Il s'agit en fait d'un milieu composé, formé par plusieurs espèces chimiques de grande complexité et dont le comportement n'a pas encore été clarifié de manière satisfaisante, spécialement dans des conditions d'utilisation particulières. Actuellement, de nombreux travaux sont en cours pour caractériser le comportement du béton hors conditions standards comme, par exemple, dans un environnement agressif d'un point de vue chimique ou thermique.

Le béton est utilisé dans la réalisation des constructions et structures traditionnelles et préfabriquées, et il est nécessaire de prendre de la précaution afin de prévenir la dégradation avant terme et la sauvegarde des constructions futures.

Les normes utilisées pour la confection des différents bétons ne sont toujours pas adaptées aux climats dans lesquels ils sont réalisés car conçues pour des climats tempérés.

Nous pouvons dès et déjà avancer que la connaissance des données météorologiques est indispensable pour une réalisation performante dans des conditions climatiques difficiles. Les climats chauds sont caractérisés par des températures relativement élevées, des humidités relativement faibles, des vents forts et de hautes radiations solaires.

La durabilité du béton en dépend.

L'Algérie, de par sa géographie à un climat chaud dans sa majeure partie. Les effets du climat chaud sur le béton tant à l'état frais que durci sont nombreux et influencent néfastement sa durabilité. Pour atténuer ces effets, différents types de cures sont utilisées.

La cure est la lutte par des moyens adéquats contre l'évaporation de l'eau du béton afin que le processus d'hydratation se fasse complètement. Cette évaporation est importante si les facteurs définissent le climat chaud agissent simultanément (température de l'air, humidité relative, température du béton et la vitesse du vent). La cure peut se faire par humidification ou par prévention de la perte d'eau excessive du béton par différents moyens. Afin d'illustrer l'importance de la cure en climat chaud, cette étude a pour objectif

- L'analyse de l'effet du type de cure, sa période et sa durée d'application sur les propriétés mécaniques du béton.

- La proposition des recommandations pour le type, la période et la durée de cure à appliquer pour une éventuelle réglementation sur le béton dans notre région. .

Pour les constructions de préfabrication, le traitement thermique a été utilisé pendant plusieurs années pour accélérer le développement de la résistance des produits de béton, comme les bricks et les petits éléments de béton. A partir de 1945 quelques usines de préfabrication ont été construites pour la production de l'élément de structures, comme les poutres, les poteaux les murs et les dalles.

En particulier, on a étudié l'étuvage naturel, vu que l'Algérie est riche en matière d'énergie solaire et l'utilisation de cette énergie dans le traitement thermique des pièces de bétons dans les zones qui présente les hautes radiations solaires concentrées et de longues durées, éclairci à un avenir agréable, ceci permet de réduire le coût des pièces de béton ce qui amène à une économie très remarquable des coûts aux entreprises de production, ainsi que l'évolution de la productivité à l'industrie des pièces soit de béton ou de béton armé et la rotation rapide des moules et des chambres de durcissement, 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.

L'Algérie en générale et le sud en particulier est riche en jours ensoleillés, et selon les statistiques faites, ils ont trouvés que l'énergie de la radiation solaire au sud atteint 0.7 kw.h/m^2 moyennement par jour à raison de 10 heures par jour, et au nord de 0.5 kw.h/m^2 .

Dans le Sahara, la température moyenne de 7 mois de l'année dépasse les 25°C et les jours ensoleillés sont de 250 à 320, et dans ces conditions naturelles, on est permis d'utiliser des enceintes d'étuvage à la vapeur (couvert de peinture ou toile en plastique noir afin d'absorber les rayons solaires), ce qui donne que lorsque la température à l'air libre est de 30°C , dans l'enceinte on trouve plus de 50°C .

Avant d'entrer dans les détails, on présente d'abord la structure et le contenu des chapitres qui forment ce mémoire.

La première partie de ce travail est destinée à l'étude bibliographique et se divise en trois chapitres.

Le chapitre 1 sera consacré aux caractéristiques générales des matériaux cimentaires. Des rappels sur l'ensemble des processus de mise en œuvre d'un béton, depuis la confection jusqu'au coulage dans le coffrage, sont présentés en premier sous chapitre. Le deuxième sous chapitre traite du comportement rhéologique du béton à l'état frais. Le dernier sous chapitre traite des processus complexes de maturation des matériaux cimentaires.

Ensuite, dans le chapitre 2, on présente les méthodes et matériaux de cure, les méthodes qui conservent l'eau de malaxage dans le béton durant la période de durcissement initiale. (les nappes d'eau, l'immersion, l'arrosage), et d'autres qui empêchent toute perte d'humidité du béton, ceci peut être fait à l'aide de papier imperméable, de pellicules de plastique pour les constructions traditionnelles, tout en comparant ces méthodes pour prendre celle qui nous donne les meilleures caractéristiques physico-mécaniques et les méthodes qui accélèrent les gains de résistance en fournissant de la chaleur et de l'humidité au béton, ces méthodes comprennent le chauffage à la vapeur destinés pour la préfabrication. Tout en exposant une revue des travaux expérimentaux réalisés sur des échantillons en béton visant à étudier le comportement thermomécanique de ce dernier.

Le chapitre 3, sera consacré à la durabilité de ces bétons fabriqués qui doit être en mesure de résister aux mécanismes de détérioration auxquels ils peuvent être exposés

La deuxième partie est consacrée à l'expérimentation qui présente trois chapitres. Nous présentons en premier lieu les matériaux et les mélanges de l'étude.

En chapitre 5, on entame l'étuvage naturel par énergie solaire en utilisant une enceinte de conservation pour accélérer le durcissement des bétons et mortiers, et en cas d'absence de cette énergie on utilise de l'énergie électrique, et on présentera les travaux expérimentaux sur le mortier, on analysons les variations dimensionnelles des deux phénomènes retrait et gonflement pour différents types de cure ainsi que l'absorption capillaire de l'eau et les essais destructifs. Les résultats de ces essais des bétons traités thermiquement et sur mortier sont ensuite analysés, discutés et interprétés.

Enfin en chapitre 6, on procède à formuler les différents bétons ordinaires suivant la méthode de composition choisie, pour étudier l'effet du type et la durée de cure sur les propriétés de ces bétons, en les comparant à ceux des bétons adjuvantés, et de chantier mûris dans les mêmes différents types de cure.

Les résultats de ces mesures sont ensuite analysés, discutés et interprétés.

Une conclusion générale reprend les principaux résultats dégagés lors de cette étude et rapporte les intérêts pratiques qui en découlent. Elle ouvre également de nouvelles perspectives en terme d'expérimentation.

A.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES
CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES
MATÉRIAUX CIMENTAIRES ET
COMPORTEMENT THERMOMÉCANIQUE
DES BÉTONS

CHAPITRE 1

CARACTERISTIQUES GENERALES DES MATERIAUX CIMENTAIRES

1.1 FABRICATION ET MISE EN OEUVRE DES MATERIAUX CIMENTAIRES [13]

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...).

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. Chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

1.1.1.1 Ciment

Le ciment Portland est un mélange composé suivant le cas de clinker, de gypse (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 cm^2/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°C suivi d'une trempe rapide d'un mélange d'environ 80% de calcaire (CaCO_3) et 20% d'argile. L'argile est composée de silice (SiO_2), d'alumine (Al_2O_3) et d'autres phases qui sont présentes à de faibles proportions telles que l'oxyde de fer (Fe_2O_3), le magnésium (MgO), l'oxyde de potassium (K_2O), l'oxyde de sodium (Na_2O). Ces oxydes sont présents dans le clinker sous forme de cristaux de silicate tricalcique C_3S (Ca_3SiO_5 dénommé alite), de silicate bicalcique C_2S (Ca_2SiO_4 ou bélite), d'aluminate C_3A ($\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$ ou célite), d'aluminoferrite tétracalcique C_4AF ($\text{Ca}_2\text{AlFeO}_5$) et d'autres phases mineures. Le C_3S est le principal constituant du clinker et représente 50 à 70% de sa masse.

Le C_2S , le C_3A et le C_4AF représentent respectivement 15 à 30%, 5 à 10% et 5 à 15% du clinker classique¹.

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 la 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. On obtient ainsi un liant de composition binaire voire tertiaire. Les fumées de silice, lorsqu'elles entrent dans la composition du liant, peuvent par leur finesse s'insérer entre les grains de ciment et augmentent ainsi la compacité du béton. Ce sont des particules sphériques de très faible diamètre de l'ordre du dixième de micron.

¹Les abréviations suivantes sont utilisées dans la chimie des matériaux cimentaires :
C = CaO , A = Al_2O_3 , S = SiO_2 , F = Fe_2O_3 , H = H_2O , Z = 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 calcaire est limitée à 5% de la masse du ciment.

Compte tenu des liaisons électriques entre cations et anions rompus par broyage du clinker et du gypse, on trouve à la surface des grains de ciment des sites chargés électriquement. Ces grains sont généralement chargés négativement. Selon Bombled [17], il y a trois fois plus de charges négatives que positives.

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 (A. M. Neville [75]). 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 (BREY 92 [18]).

Les particules plates et allongées où a surface rugueuse demandent plus d'eau pour une ouvrabilité donnée que les particules arrondies ou cubiques. De plus, l'adhérence entre la pâte de ciment et es granulats est influencée par la forme et la texture des particules : elle augmente avec leur rugosité et leur angularité.

La dimension de ces granulats varie d'un dixième à plusieurs dizaines de millimètres. La norme française XP P 18-540 donne une définition des principales divisions granulométriques des granulats :

- Sable 0/D avec $1 \text{ mm} < D \leq 6,3 \text{ mm}$,
- Gravillon d/D avec $d \geq 1 \text{ mm}$ et $D \leq 125 \text{ mm}$,
- Grave 0/D avec $D > 6,3 \text{ mm}$

1.1.1.3 Eau de gâchage

L'eau présente 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 H_2O 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. Son action n'est pas négligeable pour les grains très fins (tels que les ciments et les fines).

L'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer qui contient du chlorure de sodium car les sels dissous dans l'eau peuvent intervenir dans la rhéologie du béton, a prise d'une pâte de ciment et a durabilité du matériau durci (attaque des aciers d'armatures par les chlorures). C'est pourquoi a norme française (NF P18 303) limite en général a 2000 (mg/l) la quantité de sels dissous.

1.1.1.4 Adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton en faibles quantités afin d'en améliorer certaines propriétés. Les adjuvants les plus courants peuvent être organiques ou inorganiques.

On distingue essentiellement les adjuvants accélérateurs ou retardateurs de prise, les adjuvants réducteurs d'eau (plastifiant) et hauts réducteurs d'eau (superplastifiants 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, comme leur nom l'indique, 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 [13]). Ils agissent de deux manières :

- En s'adsorbant sur les particules de ciment, ils réduisent les forces d'attraction intergranulaires par la diminution des forces de Van der Waals ou la diminution de l'énergie superficielle du minéral.
- En créant des forces de répulsion : encombrement stérique des molécules ou répulsion électrostatique. En effet, ces molécules sont généralement de charge négative.
- Les superplastifiants sont des adjuvants à haut pouvoir de réduction d'eau. Ils ont pour rôle de maintenir une maniabilité donnée tout en diminuant la quantité d'eau dans le béton. Ils permettent ainsi d'obtenir un béton plus résistant en raison de la réduction de l'eau. A titre indicatif, les superplastifiants permettent de réduire la teneur en eau de 25 à 35% tout en gardant une même maniabilité.

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 (tableau 1.1).

Tableau 1.01 : Les différents types de béton.

Type de béton	Composition		Caractéristiques
Ordinaire BO	Eau + ciment + granulats	$E/C = 0,4 \text{ à } 0,7$	$20 \text{ MPa} \leq f_{c28j}^*$ $\leq 50 \text{ MPa}$
Hautes performances BHP	Eau + ciment + granulats + adjuvant réducteur d'eau	$0.35 \leq E/C \leq 0.40$	$50 \text{ MPa} \leq f_{c28}$ $\leq 80 \text{ MPa}$

Très hautes performances BTHP	Eau + ciment + granulats + superplastifiant réducteur d'eau + fumée de silice	$0.20 \leq E/C \leq 0.35$	$80 \text{ MPa} \leq f_{c28} \leq 150 \text{ MPa}$
Auto- plaçants BAP	Eau + ciment + granulats + fines (cendre volante, laitier de haut fourneau, fin calcaire) + superplastifiant + (agent de viscosité)	G/S = 1	Béton très fluide, homogène et stable, mis en œuvre dans le coffrage par le seul effet de la gravité et sans aucun procédé de serrage.

* f_{c28} : la résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours d'âge (BARO 94[19])

Les BAP contiennent un volume important de pâte (de l'ordre de 330 à 400 l/m³) et une quantité de fine (<80 µm) supérieure à celle des bétons conventionnels (environ 500 kg/m³), obtenue en abaissant la proportion volumique des gravillons et le rapport gravillon sur sable (proche de 1). Ce type de béton est utilisé pour réaliser des voiles et des poteaux. Pour des applications horizontales (plancher, dalle, etc.), on utilise les bétons auto-nivelants (BAN) qui constituent une famille de BAP.

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 : la méthode de "Féret" visant une résistance au travers de la compacité, la méthode CES (Centre d'essai des structures, St Rémy - lès- Chevreuse) qui vise à la fois une ouvrabilité et une résistance, etc.

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. Selon Neville [75], ces paramètres influent de manière significative sur la teneur en air du mélange. Suivant la norme NF P 18-305, un temps de malaxage minimal de 35 et 55 secondes est respectivement exigé pour les bétons ne comportant pas d'adjuvant ou d'additions et les bétons adjuvés.

Un suivi de la puissance consommée par le malaxeur permet d'évaluer d'une manière indirecte l'évolution structurale du mélange en cours de malaxage (Figure 1.01). Cette courbe de puissance est ordinairement caractérisée par une première phase ascendante durant le remplissage du malaxeur, suivie d'une seconde phase décroissante et d'une dernière partie où la

puissance se stabilise. Le temps de stabilisation de la puissance indique le temps à partir duquel les propriétés du matériau n'évoluent plus. Ceci correspond au temps optimal de malaxage.

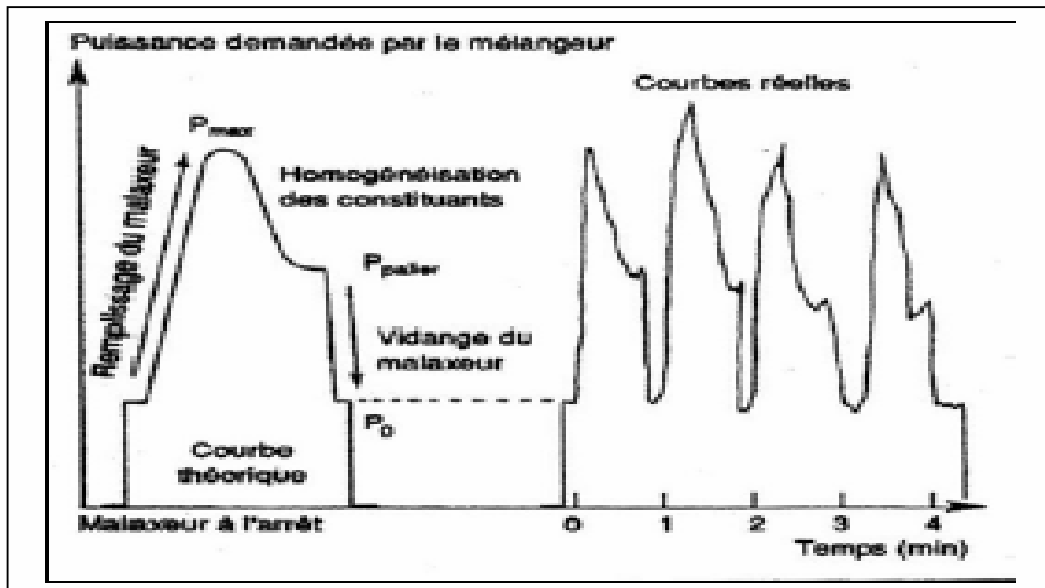


Figure 1.01 : Courbe type de la puissance dissipée par le malaxeur en cours de fabrication (D'après Chopin 2002 [33]).

1.1.3 Mise en œuvre dans le coffrage

Une fois malaxé, le béton encore à l'état frais est mis en place dans un moule appelé "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.

1.1.3.1 Coulage

Il existe principalement deux techniques de mise en place du mélange dans le coffrage (Tableau 1.02) : la méthode par déversement depuis la partie supérieure du coffrage avec ou sans tube plongeur, et la méthode d'injection en pied de banche (béton pompé ou poussé). En plus du choix de la granulométrie des divers composants du béton, le coulage doit être également réalisé avec soin de façon à éviter le phénomène de ségrégation. La ségrégation est définie comme étant la séparation des constituants d'un matériau hétérogène de sorte que leur distribution ne soit plus uniforme. Elle se manifeste principalement sous deux formes : le ressuage et la sédimentation (ou consolidation).

La sédimentation est la séparation de particules de grosseurs différentes, selon leur temps de chute dans un liquide immobile. Elle se manifeste pour des mélanges dont les constituants sont hétérogènes (taille ou densité). Par gravitation, les particules les plus denses auront tendance à être entraînées vers le bas. Une mesure de la densité à différents endroits du matériau permet de quantifier la sédimentation. Pour cela, on peut utiliser la gamma - densimétrie ou la densimétrie par rayon X. Ces techniques présentent l'avantage d'être non destructives. Elles consistent à mesurer l'atténuation des rayons gamma ou des rayons X lorsque ceux-ci traversent le matériau expérimenté.

Tableau 1.02 : Techniques de coulage du béton.

Technique	Matériels	Avantages / Inconvénients
Déversement	<ul style="list-style-type: none"> - Une benne à trémie servant à transporter et à vider le béton au dessus du coffrage - Une goulotte utilisée pour limiter la hauteur de chute à 1m, de façon à éviter la ségrégation du béton. - Une grue pour soulever la benne. 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut conduire à une saturation des grues.
Injection	<ul style="list-style-type: none"> - Un trémie dans laquelle est versé le béton préalablement malaxé, - Un système de pompage (à écrasement de tube flexible ou à piston). - Un ensemble de canalisation permettant de transporter le béton jusqu'au lieu de bétonnage. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ne nécessitant pas l'utilisation des grues, - Pratique lorsque l'accès des bennes de distribution est difficile, - Nécessite des conditions particulières sur la composition du béton (granulométrie, consistance, teneur en éléments fins).

Des mesures sur des bancs de sédimentation (colonne de 1,5 m de haut et 94 mm de diamètre) ont été réalisées par Rosquoët [92]. Elles portent sur des coulis de ciment dont le rapport E/C est compris entre 0,35 et 1,00 (Figure 1.02). Les constats de Rosquoët sont les suivants :

- Juste après la mise en œuvre de la pâte dans le tube, la densité reste identique sur toute la hauteur du tube, ce qui montre l'homogénéité du mélange.
- La cinétique d'évolution de la densité dépend par la suite de la teneur en eau du mélange. Sur les premières 24 heures, la densité ne varie pas fondamentalement pour des E/C compris entre 0,35 à 0,40. Pour de plus fortes teneurs en eau (E/C = 0,50 à 1,00), le phénomène de sédimentation provoque une augmentation de la densité en bas du tube et une diminution de cette dernière en haut de celui-ci.

Le ressuage est une forme particulière de la ségrégation qui se manifeste par une remontée de l'eau de gâchage à la surface. L'eau, constituant du béton présentant la plus faible densité, a tendance à être entraînée vers le haut lorsque le mélange est mal réalisé (excès d'eau et/ou mauvaise mise en œuvre). Des canaux de drainage verticaux peuvent alors se former à l'intérieur du matériau ou le long des coffrages. Le taux de ressuage peut être quantifié par le tassement total d'une unité de hauteur du béton ou par le rapport entre la quantité d'eau de ressuage et la quantité d'eau de gâchage initiale. Selon Neville [75], ce taux peut atteindre 20%. Le taux de ressuage dépend essentiellement de la proportion d'éléments fins (< 150 microns) dans le mélange et particulièrement des propriétés du ciment (finesse, teneur en alcalis, teneur en C₃A).

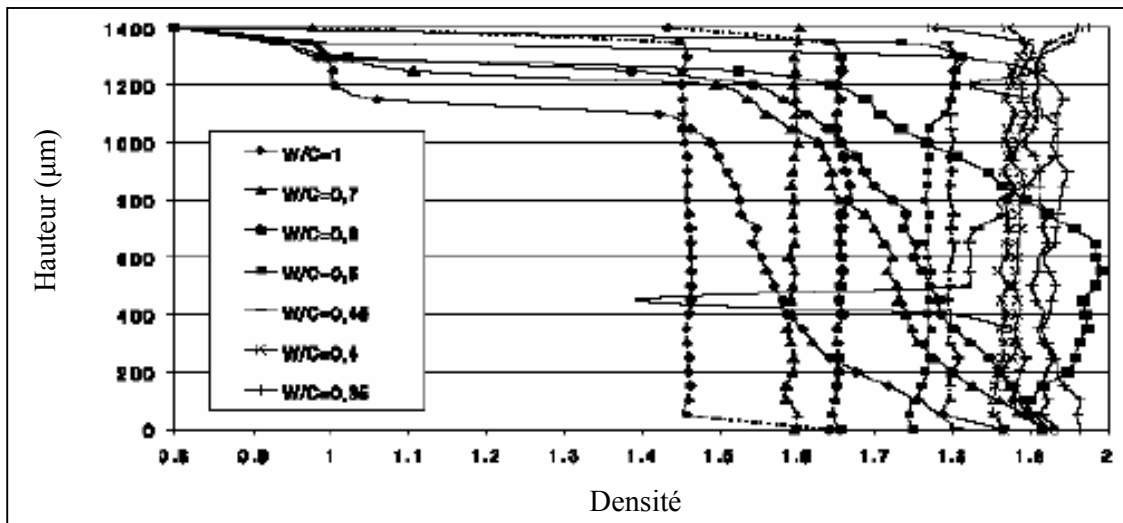


Figure 1.02 : Evolution de la densité d'un coulis de ciment (d'après Rosquoët [92]).

1.1.3.2 Vibration

Lors du malaxage du béton, des bulles d'air se trouvent piégées dans le mélange. L'idée consiste alors à vibrer le mélange de telle sorte qu'il perde sa viscosité et sa cohésion et ainsi pouvoir extraire autant que possible une grande quantité de ces bulles d'air. La vibration a pour objectif d'avoir un béton d'une résistance et d'une durabilité accrues par l'augmentation de la compacité. En général, la fréquence de vibration se situe entre 50 et 200 Hertz. La vibration peut être mise en œuvre de deux manières :

- La vibration interne ou pervibration qui consiste à plonger une aiguille vibrante cylindrique dans le béton.
- La vibration externe où le vibreur est fixé à l'extérieur du coffrage, et dans ce cas le coffrage et le béton sont vibrés en même temps. Ce type de vibration est utilisé notamment en préfabrication et lorsque la forme ou l'épaisseur de l'ouvrage ne permet pas l'utilisation d'une aiguille vibrante.

Une attention particulière doit être apportée à la vibration, de façon à éviter une déshomogénéisation et une ségrégation du mélange. Cela concerne à la fois la fréquence de vibration, la durée de la vibration et la manière de vibrer (distance entre les points de vibration, épaisseur des couches de béton à vibrer, etc.).

1.2 BETON A L'ETAT FRAIS

1.2.1 Comportement rhéologique – Lois d'écoulement

Le comportement rhéologique est la manière dont se déforme un élément de volume soumis à des contraintes imposées. La maîtrise du comportement rhéologique dans le cas du béton frais est primordiale afin d'obtenir une bonne adéquation entre le matériau et la méthode de mise en œuvre. Les termes comme l'ouvrabilité, la maniabilité, la consistance, la plasticité, sont utilisés pour décrire l'aptitude du béton à l'écoulement.

Un grand nombre d'essais rhéologiques empiriques qui donnent des indications sur ces grandeurs rhéologiques sont recensés dans la littérature. Ces essais fournissent un indice de

stabilité et/ou de mobilité par une mesure d'affaissement (cône d'Abrams), d'étalement ou de temps d'écoulement (maniabilimètre LCL, appareil V.B., maniabilimètre LCL). En étant simple à mettre en œuvre, l'essai au cône d'Abrams fait référence sur les chantiers. Il s'agit de mesurer l'affaissement du cône de béton sous l'effet de son propre poids (norme ISO 4109 ou NF 18-451) lorsqu'on confectionne un BO. Pour les BAP, l'Association Française de Génie Civil (AFGC) recommande de mesurer la moyenne des deux diamètres perpendiculaires de la galette obtenue en fin d'essai [AFGC 2000] [01]. Le comportement auto-plaçant d'un béton est assuré pour un étalement compris entre 500 mm et 700 mm selon Tomosawa [102] et entre 600 mm et 750 mm d'après l'AFGC [01].

L'inconvénient des essais empiriques décrits est qu'ils ne permettent pas d'avoir une mesure directe des caractéristiques intrinsèques des matériaux. Par conséquent, ces essais ne permettent qu'une comparaison entre des bétons de compositions différentes.

1.2.2 Origines du comportement rhéologique des matériaux cimentaires

L'étude du comportement du béton frais est complexe du fait qu'il est composé de particules de différentes tailles immergées dans l'eau : les particules colloïdales (ciment, filler calcaire, fumée de silice) et les particules solides non colloïdales (graviers et sable). Une première simplification consiste souvent à considérer l'écoulement du béton frais comme résultant de l'interaction entre deux phénomènes liés d'une part aux frottements entre les granulats et d'autre part aux phénomènes rhéologiques dus à la pâte interstitielle.

La phase granulaire résiste au cisaillement suivant un processus mécanique faisant intervenir l'enchevêtrement et les frottements des grains (loi de Coulomb). Ces processus dépendent à la fois des caractéristiques physiques des granulats (dimension, forme, masse, etc.) et de leur concentration dans le mélange (M. Barrioulet [14]). Le seuil de cisaillement τ_0 est régi par le nombre et la nature des contacts entre les granulats.

La pâte interstitielle contribue à l'écoulement suivant un processus rhéologique lié essentiellement à sa viscosité. Celle-ci peut être présentée schématiquement comme une suspension de particules colloïdales suspendues dans un liquide newtonien qui est l'eau. Les forces colloïdales et la force de la pesanteur régissent alors complètement ses propriétés macroscopiques (P. Coussot [35]).

L'effet de la pesanteur donne lieu à des réactions grain-grain et parois-grains. Les forces colloïdales englobent à la fois les forces de Van der Waals, les forces électrostatiques et les forces de répulsion de Born. La stabilité des suspensions colloïdales est fonction de la résultante de l'ensemble des énergies de répulsion et d'attraction mises en jeu. La pâte interstitielle participe également à la lubrification des granulats et favorise l'écoulement en diminuant les frottements intergranulaires.

Ces approches simplistes, qui consistent à considérer le béton comme un matériau biphasique, nécessitent également la connaissance des interactions entre la phase granulaire et la phase visqueuse. Des études menées sur l'influence de la concentration en granulats sur l'écoulement du béton frais ont apporté les remarques suivantes (M. Barrioulet [14]):

- Tant que la concentration en granulats reste inférieure à 40%, le comportement du béton frais est essentiellement fonction de la masse volumique des granulats. Une augmentation de la proportion en granulats freine l'écoulement sauf dans le cas où les granulats sont plus denses que la pâte et ont une concentration inférieure à 15-25% suivant la nature du granulat.
- Lorsque la concentration en granulats atteint 40%, les granulats interviennent dans l'écoulement suivant un processus essentiellement frottant.

1.3 MATURATION DU BETON

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

1.3.1 Composants du ciment hydraté

Le ciment est l'ingrédient essentiel pour la formation du béton. Mélangé avec de l'eau, il forme la pâte de ciment et donc la matrice du béton. Le ciment le plus classique est le ciment de type Portland, obtenu en réduisant en poudre le clinker.

Le clinker est un matériau hydro-actif obtenu d'un mélange de calcaires et argiles cuites à une température d'environ 1500 °C constitué essentiellement de silicates de calcium hydrauliques auxquels on ajoute du sulfate de calcium (gypse). Le diamètre moyen d'une particule de ciment est d'environ 10µm. Le ciment Portland est donc un mélange de nombreux composants :

Silicate tricalcique	C ₃ S	3CaO.SiO ₂	(35% à 65%)
Silicate bicalcique	C ₂ S	2CaO.SiO ₂	(10% à 40%)
Aluminate tricalcique	C ₃ A	3CaO.Al ₂ O ₃	
Aluminoferrite tetracalcique	C ₄ AF	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	
Autres		(sulfate, alcalis, filler calcaire, impuretés, ...)	

Ces quatre composants forment environ 90% de la masse de ciment et les C₃S et C₂S représentent à eux seuls environ 75% de la masse du ciment.

1.3.2 L'hydratation du ciment Portland

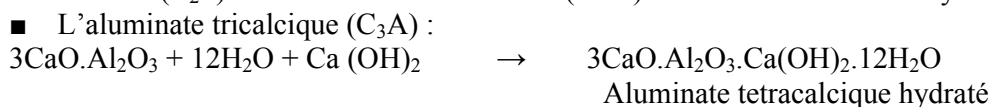
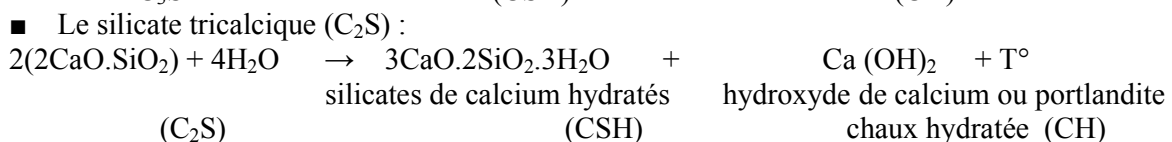
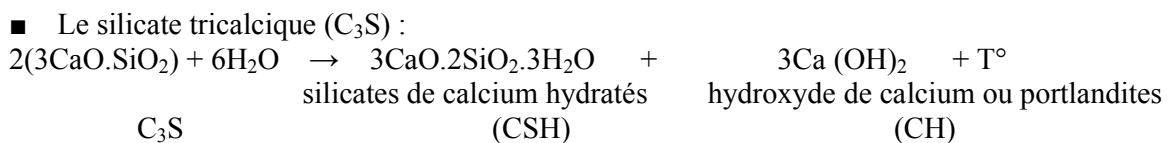
Aspect chimique :

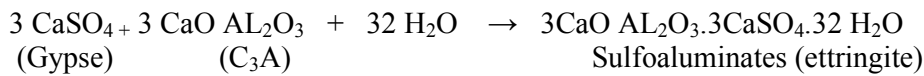
Le ciment Portland est un liant hydraulique, c'est à dire que sa prise et son durcissement ont lieu en combinaison avec l'eau. Les qualités liantes de la pâte de ciment sont donc dues à la réaction chimique entre le ciment et l'eau appelée hydratation.

C'est un processus chimique complexe où les principaux composés du ciment C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF réagissent pour former de nouveaux composés insolubles qui durcissent avec le temps. C'est surtout l'hydratation du C₃S et du C₂S qui participent le plus au développement de la résistance en produisant des CSH.

1.3.2.1 Les réactions d'hydratation

De manière très schématique, on peut présenter les réactions des différents composés du ciment Portland en écrivant les relations suivantes :





■ L'alumino ferrite tétracalcique (C₄AF) :



Une fois hydratée, la pâte de ciment forme une structure cristalline; il est à remarquer que les C₃S et C₂S donnent la même famille d'hydrates dans le C-S-H; ils sont aussi l'agent liant le plus important, soit par les proportions, soit par les caractéristiques mécaniques qu'ils confèrent au matériau durci. Le C-S-H (la pâte de ciment durcie) qui occupent entre 50% et 60% du volume solide d'une pâte de ciment complètement hydratée, se présente sous la forme de feuillets très minces qui s'enroulent sur eux même en formant des tubes creux. D'un point de vue morphologique, le gel solide et poreux du C-S-H est un micro-cristal lamellaire, la lamelle étant composée de 2-3 feuillets très minces (voir fig.1.04) Feldman [45], Collepardi [34].

L'excès de calcium, libéré par les réactions d'hydratation du liant, se retrouvent sous forme de portlandite Ca(OH)₂ cristallisée sous forme de plaquettes hexagonales empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés. On trouve une forte concentration de cristaux de Ca(OH)₂ dans la zone de transition à l'interface pâte de ciment-granulat ou en bordure des bulles d'air.

Le gypse contenu dans le ciment Portland sert à réguler la réaction de prise du ciment par la formation d'un film de cristaux d'ettringite (C₃A.3CaSO₄.32H₂O) à la surface des grains de C₃A, qui se révèlent très actifs et très violent à l'eau et dégage beaucoup de chaleur. En ralentissant l'hydratation de C₃A on évite le phénomène de la fausse prise.

La réaction du C₄AF dégage peu de chaleur et participe peu au développement de la résistance.

La pâte de ciment hydraté est formée par :

- Les hydrates (CSH, Ca(OH)₂, sulfaluminates);
- Des grains de ciment non hydraté;
- Des espaces capillaires;
- Des bulles d'air. (Figure 1.03)

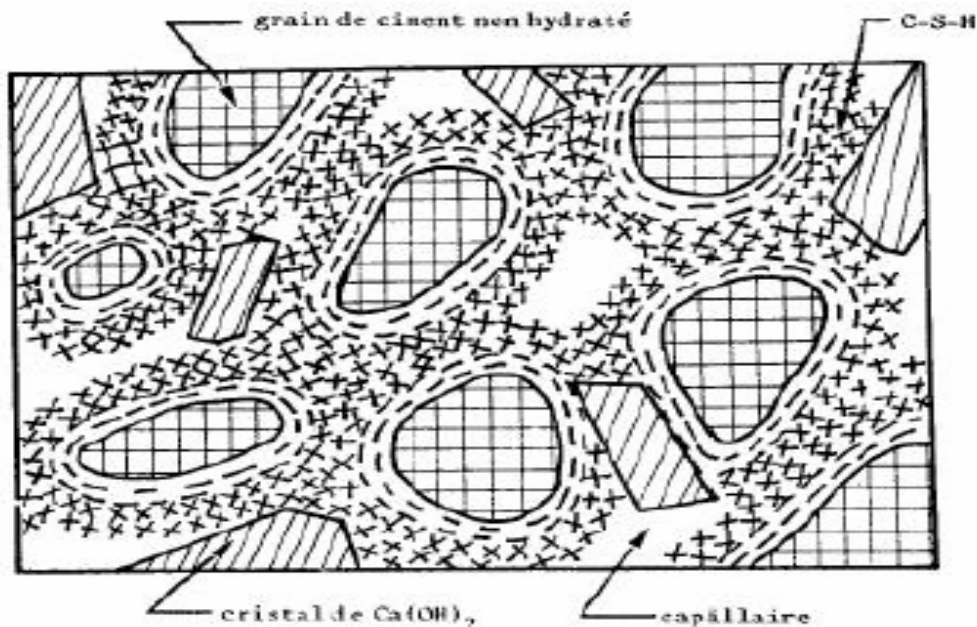


Figure 1.03 : Représentation schématique de la pâte de ciment hydraté [Pigeon 1981] [81]

Les réactions d'hydratation sont exothermiques et responsables de la prise et du durcissement des matériaux cimentaires (voir tableau 1.03). Le matériau passe alors d'un état de suspension de particules floculées à celui de solide viscoélastique. L'hydratation du ciment est un processus très complexe du fait que les réactions de ses différents constituants se déroulent simultanément à des cinétiques différentes et que celles-ci peuvent s'interférer.

Dès le contact avec l'eau, les différentes phases du ciment se dissolvent superficiellement, ce qui correspond au recouvrement des grains de ciment par les premiers produits de l'hydratation, les silicates de calcium hydratés C-S-H (Figure 1.05 - schémas A et B). Elle dure une vingtaine d'heures. Au fur et à mesure de leur formation, les C-S-H forment des ponts entre les particules de ciment [BREY 92] [18]. La portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) cristallisée dans la solution entre les grains.

1.3.2.2 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté [68]

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 1.04).

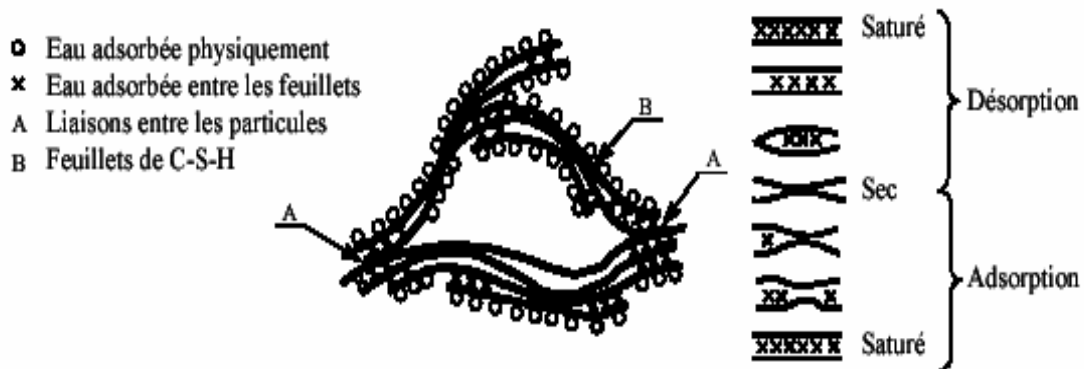


Fig. 1.04 : Structure du ciment durci selon le modèle de Feldman et Sereda [Feldman68] [45].

- L'eau combinée chimiquement

Cette eau fait partie intégrante des C-S-H. Elle représente environ 23% du poids de ciment qui a réagi. Elle est très stable et on ne peut l'évaporer qu'en décomposant le C-S-H à haute température.

- L'eau zéolitique

Cette eau n'est pas chimiquement combinée dans la structure des C-S-H mais elle est retenue entre les feuillets de C-S-H par des liens hydrogène. Pour l'évaporer il faut que le taux d'humidité s'abaisse au dessous de 30%, ce qui provoque un très fort retrait de la pâte.

- L'eau adsorbée

Cette eau est physiquement liée sur la surface des solides (surtout sur les parois des capillaires ou des pores de gel). On croit qu'une couche d'environ 6 molécules d'eau, peut être retenue par des liens hydrogène. Une grande partie de l'eau adsorbée peut être retirée si le taux d'humidité est inférieur à 50%. Cette perte d'eau est en grande partie responsable du retrait de la pâte ou du béton.

- L'eau des capillaires

Il s'agit du surplus d'eau qui n'a pas pu réagir avec le ciment, et selon la taille des capillaires, cette eau peut être plus ou moins libre en raison de l'importance des forces de surface, on trouve l'eau libre contenue dans les plus gros capillaires ($> 0,05 \mu\text{m}$). Son départ ne cause pas de changement de volume important (retrait) et l'eau non libre qui est contenue dans les plus petits capillaires ($0,05 \mu\text{m}$ à $0,005 \mu\text{m}$). Elle y est retenue par des tensions capillaires. Il faut abaisser le taux d'humidité en dessous de 90% pour qu'elle commence à s'évaporer. Elle a beaucoup d'influence sur le retrait de la pâte.

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 1.05). 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 [PREN 00] [85].

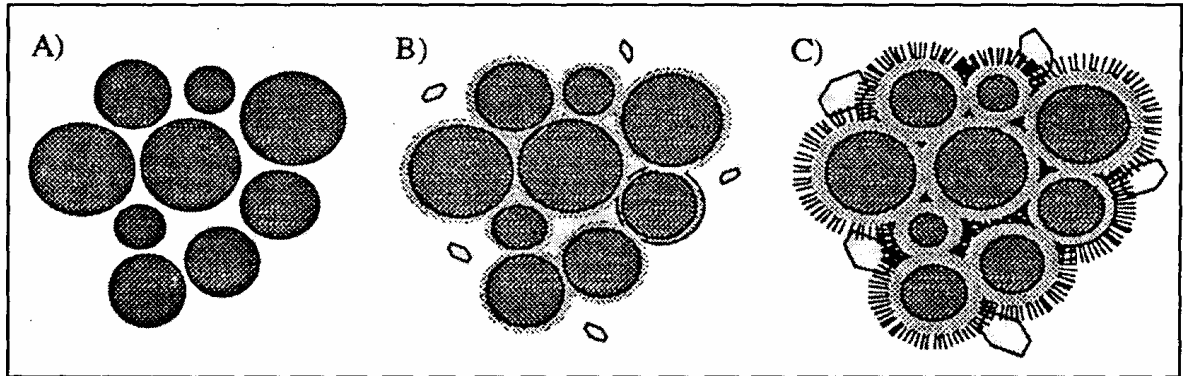


Figure 1.05 : Processus de l'hydratation. A) état initial B) Recouvrement des grains de ciment C) Création des liens entre particules [PREN 001] [85].

Le rapport E/C nécessaire à l'hydratation complète du ciment est 0,38 [NEVI 00] [76]. La Figure (1.06) montre les volumes relatifs au ciment non hydraté, aux produits d'hydratation et aux capillaires dans des mélanges de différents rapports E/C, en cours d'hydratation. 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.

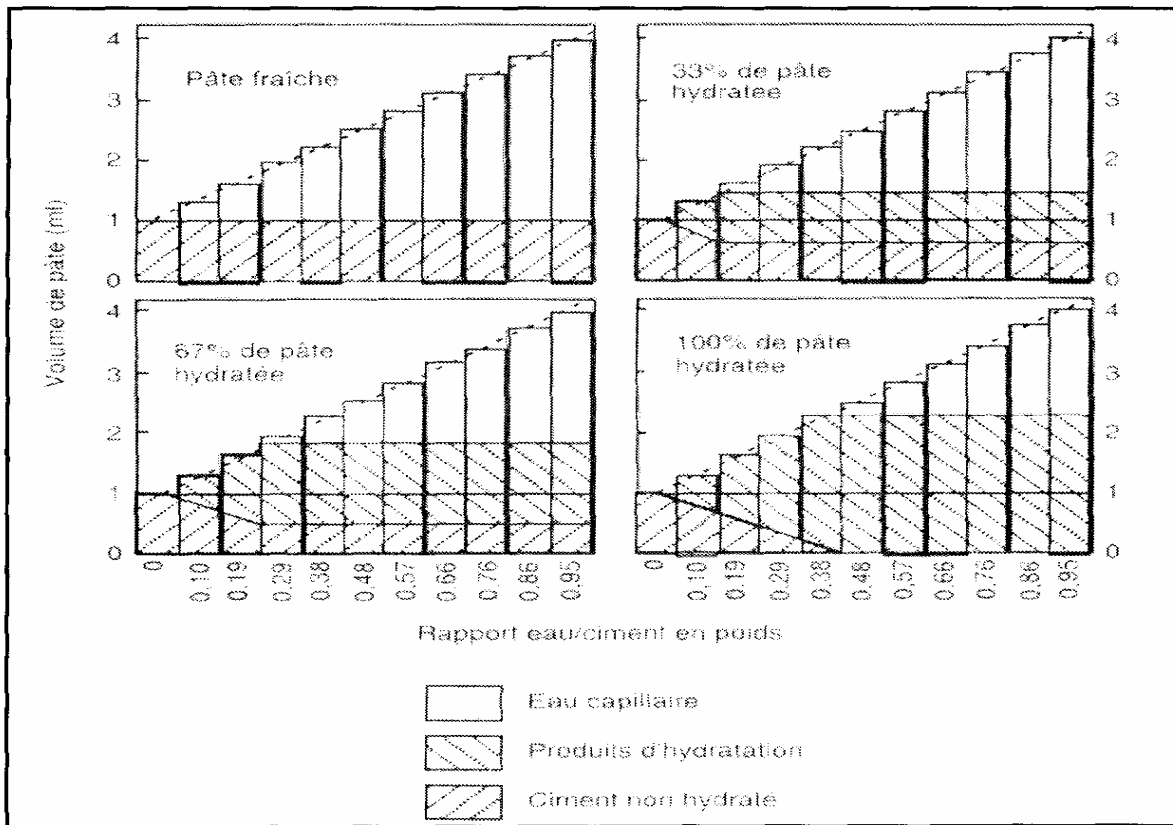


Figure 1.06 : Composition d'une pâte de ciment au cours de l'hydratation [NEVI 00] [76].

Tableau 1.03 : Les principales étapes de l'hydratation d'un ciment d'après [52] et [99].

Période	Processus chimique	Processus physique
Gâchage	Dissolution rapide du ciment, formation du C-S-H et d'étringite	Fort dégagement de chaleur (1 ^{er} pic thermique)
Dormante	Augmentation rapide du pH et de la teneur en Ca ²⁺ de l'eau de gâchage ce qui induit un ralentissement de la dissolution des constituants du ciment. Formation lente de C-S-H et d'étringite et sursaturation en chaux de la phase aqueuse	Inertie thermique et augmentation lente de la viscosité
Prise	Accélération de la dissolution des constituants du ciment grâce à la diminution de la teneur en Ca ²⁺ par la formation de Ca(OH) ₂ ; Hydratation de C ₃ S pour donner du C-S-H et de la portlandite,	Augmentation du flux thermique, solidification et diminution de la porosité
Ralentissement	Epuisement du gypse et formation du monosulfate-aluminate par la réaction des ions sulfates (provenant de l'étringite) avec le reste des aluminates; Accélération de l'hydratation des C ₃ S et C ₂ S.	Deuxième pic thermique et diminution de la porosité
Durcissement	Ralentissement des réactions du fait que les grains anhydres sont recouverts d'hydrate de plus en plus épais.	Diminution du flux thermique et de la porosité

Et selon Hansen, la figure (1.07) permet de résumer l'influence du 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 E/C après 100% d'hydratation (conservation dans l'eau).

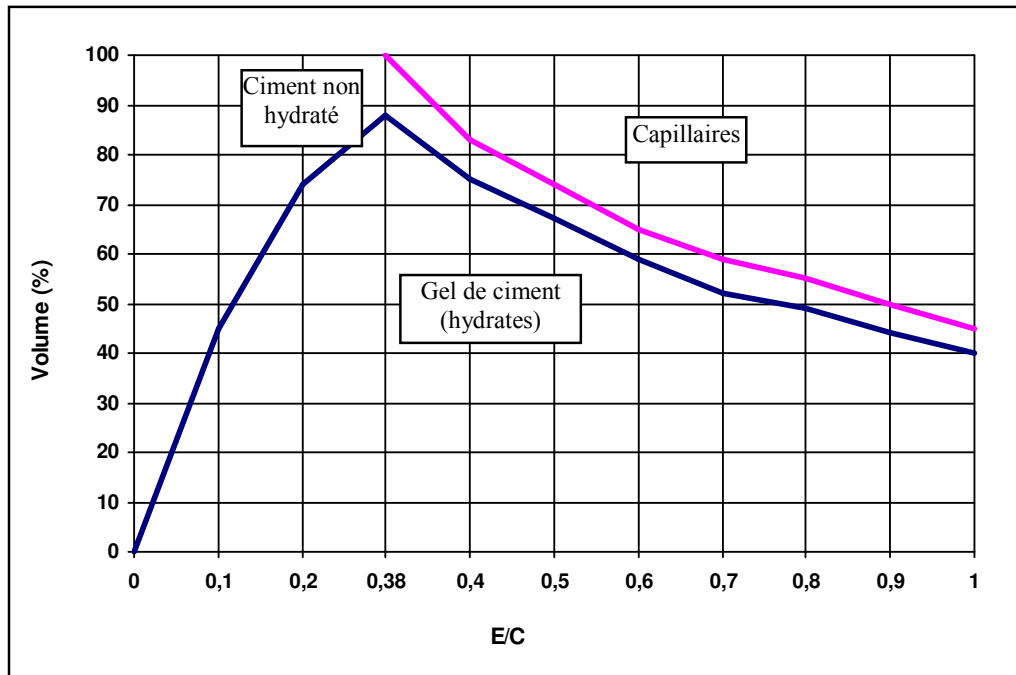


Figure 1.07 : Proportion volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction du E/C après 80% d'hydratation dans l'eau. [Hansen 1970] [51].

1.3.2.2.1 Relations relatives à la résistance du béton [37]

□ Influence du rapport E/C :

Le béton durcit et acquiert ses performances mécaniques après la prise et le E/C conditionne la porosité figures (1.08 et 1.09)

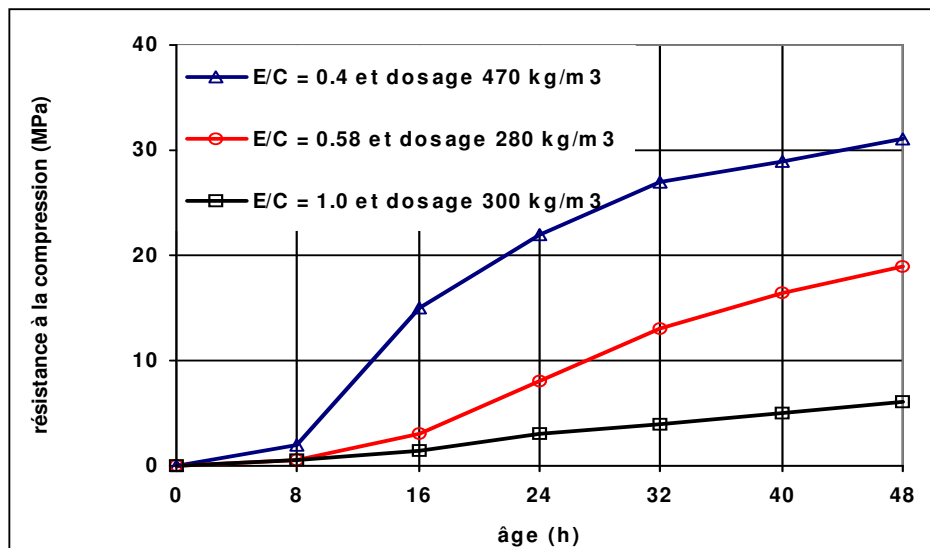


Figure 1.08 : Influence du rapport E/C au jeune âge [37]

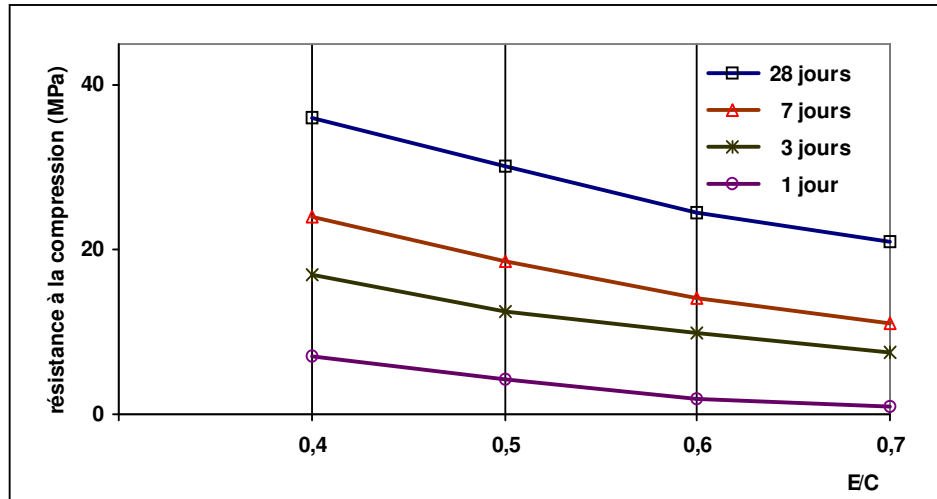


Figure 1.09 : Influence du rapport E/C sur la résistance du béton [37]

□ **Influence du ciment :** [37]

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 terme.

□ **Influence de la température ambiante :** [86]

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. Figure (1.10)

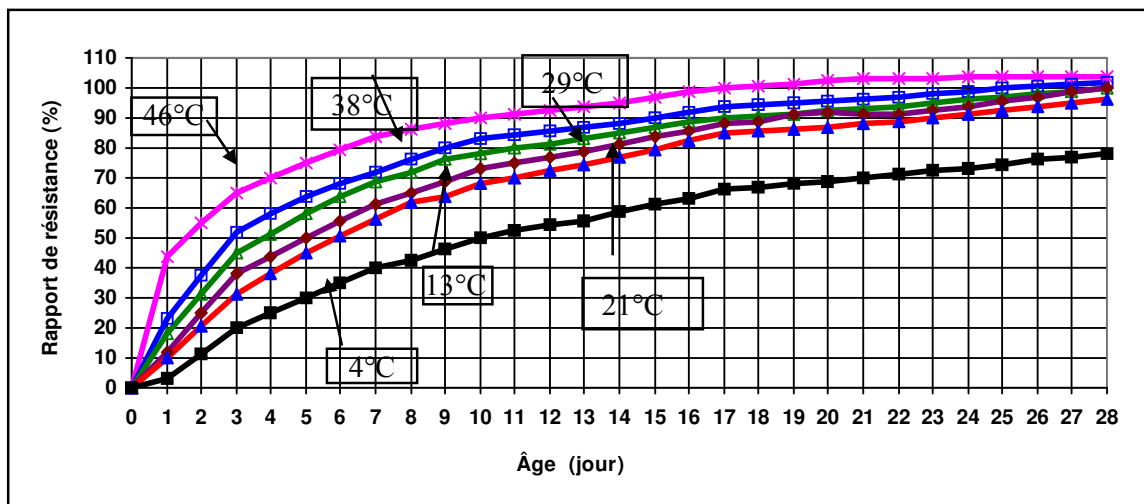


Figure 1.10 : Rapport des résistances à la compression à 28 jours de bétons mûris à différentes températures et de béton mûris à 21°C (E/C = 0.5) [86]

Aspect mécanique :

Les mécanismes d'hydratation du ciment transforment le béton frais en un matériau solide, par le développement d'une microstructure car la porosité de la pâte décroît au fur et à mesure de l'avancement des réactions d'hydratations, ce qui développe les performances mécaniques du béton, en particulier la résistance à la compression qui résulte de la microstructure développée par chacun des constituants du ciment (C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF) qui s'hydrate.

Les deux composants majeurs en terme de résistance sont le C_3S et le C_2S (voir figure 1.11) car le premier améliore la résistance au premier âge, par contre le deuxième contribue le gain à long terme.

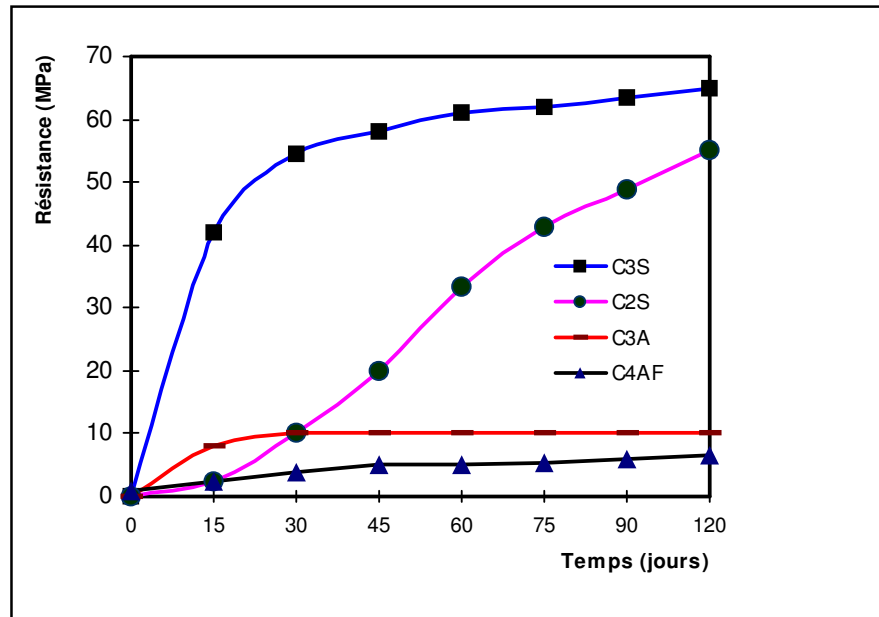


Figure 1.11 : Evolution de résistance en compression des composants du ciment [37]

1.3.2.3 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).

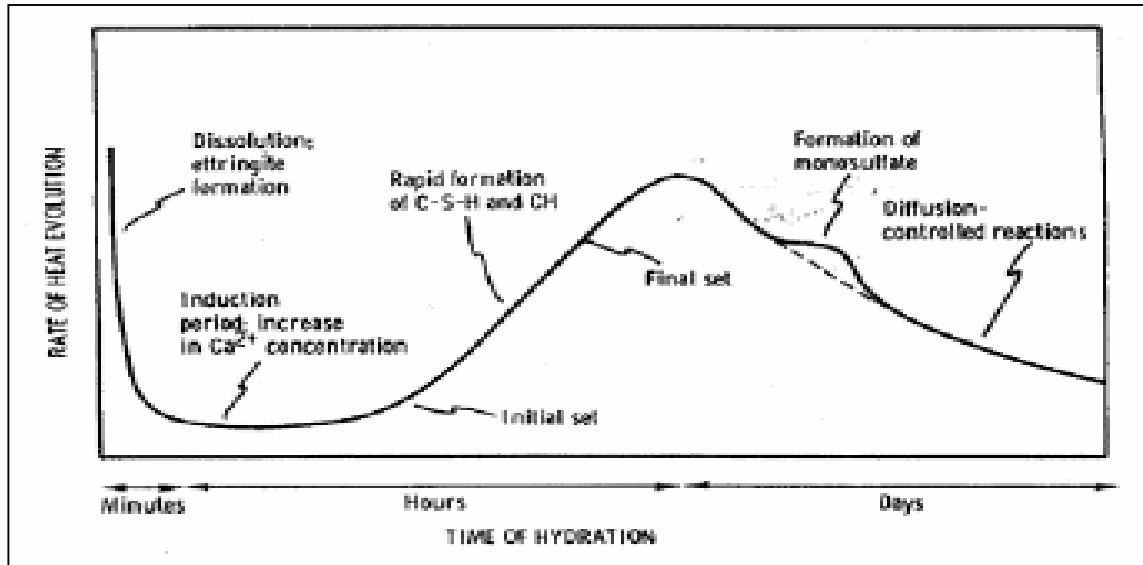


Figure 1.12 : Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation du ciment (d'après Bensted [15]).

1.3.3 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) [BARO 94][20]. Deux paramètres essentiels permettent de caractériser la texture d'un matériau poreux. Il s'agit de la porosité volumique totale et de la distribution des tailles de pores.

1.3.3.1 Porosité volumique totale

La porosité volumique totale Φ d'un matériau est définie, en %, par la relation suivante:

$$\Phi = (V_{\text{poreux}} / V_{\text{total}}) \cdot 100$$

Les propriétés du matériau sont fortement influencées par ce paramètre, en particulier à cause de l'interaction entre la surface minérale et la phase liquide interstitielle susceptible d'être présente dans les pores (cf. § 1.3.2.2 de la partie précédente). 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 à l'œil nu, les plus petits sont à peine plus gros que les pores de la pâte de ciment [NEVI 00] [76].

La pâte de ciment, en raison de sa viscosité, ne peut pénétrer à une grande profondeur dans les granulats, mais l'eau peut s'y propager. La quantité et le taux de pénétration dépendent 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 (1.04) puisque les granulats représentent environ

les trois quarts du volume du béton, il est clair que leur porosité contribue à la porosité totale du béton.

Tableau 1.04 : Porosités de certaines roches communes [NEVI 001] [76]

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

1.3.3.2 Distribution poreuse

Les propriétés d'un solide poreux dépendent essentiellement de la géométrie et de la taille des pores ainsi que de leur distribution. Traditionnellement, on distingue trois types de pores selon leur taille de la manière suivante [LEFE 02] [66]:

- **Micropores** : avec un diamètre $< 26^{\circ}\text{A}$. Ces pores de très petite taille n'ont pas une influence négative sur la durabilité du béton, mais peuvent avoir une influence sur le fluage et le retrait.

- **Mésopores** : ou pores capillaires, avec un diamètre de $26\text{-}500^{\circ}\text{A}$. Le volume total du mélange ciment-eau ne change pas de manière significative pendant l'hydratation. Par contre, la place occupée au début par l'eau et le ciment est remplacée progressivement par les produits hydratés. L'espace qui n'est pas occupé par les hydrates et le ciment anhydre forme le réseaux poreux. La porosité capillaire dépend donc du rapport eau/ciment (E/C) et du degré d'hydratation du ciment. En ce qui concerne les capillaires, on peut faire une distinction supplémentaire entre les petits pores capillaires ($<50^{\circ}\text{A}$ et les grands pores capillaires ($50\text{-}500^{\circ}\text{A}$). Les pores capillaires sont généralement considérés comme les plus importants dans la microstructure du béton:

Du point de vue de la durabilité, l'influence qu'ils ont sur les mécanismes de transport est très importante.

- **Macropores** : ou pores d'air, avec un diamètre $>500^{\circ}\text{A}$. Typiquement, ces pores ont une forme sphérique, et leur présence dans le béton est due à deux causes :

- Ils se produisent pendant le malaxage.

- Ils se forment à cause de l'utilisation d'additifs particuliers, qui gardent de l'air pour améliorer certaines caractéristiques (ex. la résistance au gel et au feu).

Les micropores sont souvent considérés comme faisant partie de la structure du C-S-H. Les meso- et macropores sont décrits comme la partie capillaire des pores. Une différenciation supplémentaire s'avère nécessaire pour la description du réseau poreux : il faut donc distinguer entre porosité ouverte et porosité fermée. La porosité ouverte désigne l'ensemble des pores qui sont connectés l'un à l'autre et qui permettent le transport du liquide/gaz (ex. pores capillaires). Au contraire, les pores fermés ne sont pas connectés (ex. pores d'air) et clairement n'ont aucune influence sur les phénomènes des transports.

La figure (1.13) ci-dessous donne une comparaison des tailles des différents pores et des constituants d'une pâte de ciment.

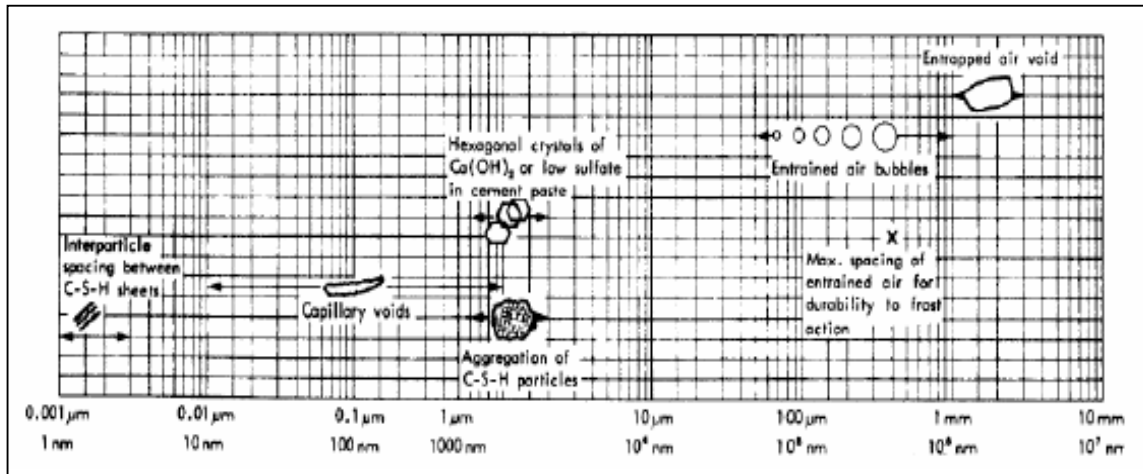


Figure 1.13 : Taille des pores et des solides dans les pâtes de ciment hydraté (D'après Mehta [71]).

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 la porosimétrie mercure (domaine de pores compris entre 30Å et $300\ \mu\text{m}$), l'adsorption physique de gaz (domaine de pores compris entre 20Å et 1000Å) et la thermoporométrie (domaine de pores compris entre 20Å et 500Å).

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 nm. 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 [BARO 94] [19].

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 des 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 micropores et que la surface interne du matériau est très élevée.

La géométrie complexe et de 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 à 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.

Il est à noter que la structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton (Rostasy et al. 1980, Pereira et al. 1989, Noumowe 1995) [100] [85] [82]. 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, Pereira et al 1989) [93] [79].

La figure (1-14) 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.

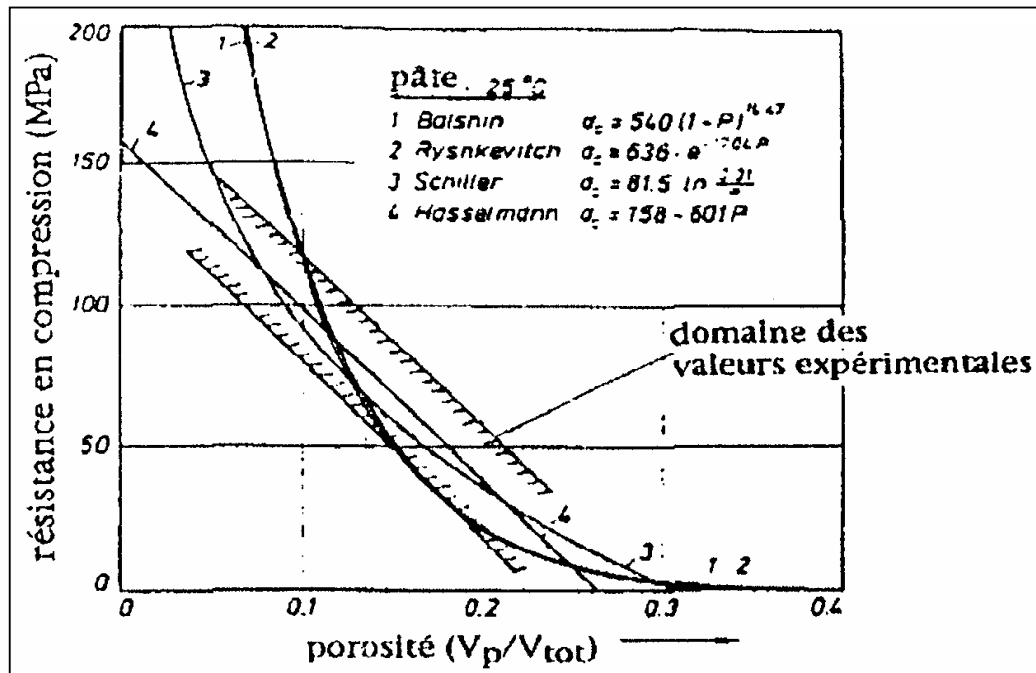


Figure 1.14 : évolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité. (Rossier et older 1985)

1.4 CONCLUSION

L'ingénierie des bétons a acquis depuis ces dernières années un grand nombre de connaissances sur la microstructure, le comportement rhéologique et 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.

CHAPITRE 1

CARACTERISTIQUES GENERALES DES MATERIAUX CIMENTAIRES

1.1 FABRICATION ET MISE EN OEUVRE DES MATERIAUX CIMENTAIRES [13]

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...).

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. Chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

1.1.1.1 Ciment

Le ciment Portland est un mélange composé suivant le cas de clinker, de gypse (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 cm^2/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°C suivi d'une trempe rapide d'un mélange d'environ 80% de calcaire (CaCO_3) et 20% d'argile. L'argile est composée de silice (SiO_2), d'alumine (Al_2O_3) et d'autres phases qui sont présentes à de faibles proportions telles que l'oxyde de fer (Fe_2O_3), le magnésium (MgO), l'oxyde de potassium (K_2O), l'oxyde de sodium (Na_2O). Ces oxydes sont présents dans le clinker sous forme de cristaux de silicate tricalcique C_3S (Ca_3SiO_5 dénommé alite), de silicate bicalcique C_2S (Ca_2SiO_4 ou bélite), d'aluminate C_3A ($\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$ ou célite), d'aluminoferrite tétracalcique C_4AF ($\text{Ca}_2\text{AlFeO}_5$) et d'autres phases mineures. Le C_3S est le principal constituant du clinker et représente 50 à 70% de sa masse.

Le C_2S , le C_3A et le C_4AF représentent respectivement 15 à 30%, 5 à 10% et 5 à 15% du clinker classique¹.

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 la 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. On obtient ainsi un liant de composition binaire voire tertiaire. Les fumées de silice, lorsqu'elles entrent dans la composition du liant, peuvent par leur finesse s'insérer entre les grains de ciment et augmentent ainsi la compacité du béton. Ce sont des particules sphériques de très faible diamètre de l'ordre du dixième de micron.

¹Les abréviations suivantes sont utilisées dans la chimie des matériaux cimentaires :
C = CaO , A = Al_2O_3 , S = SiO_2 , F = Fe_2O_3 , H = H_2O , Z = 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 calcaire est limitée à 5% de la masse du ciment.

Compte tenu des liaisons électriques entre cations et anions rompus par broyage du clinker et du gypse, on trouve à la surface des grains de ciment des sites chargés électriquement. Ces grains sont généralement chargés négativement. Selon Bombled [17], il y a trois fois plus de charges négatives que positives.

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 (A. M. Neville [75]). 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 (BREY 92 [18]).

Les particules plates et allongées où a surface rugueuse demandent plus d'eau pour une ouvrabilité donnée que les particules arrondies ou cubiques. De plus, l'adhérence entre la pâte de ciment et es granulats est influencée par la forme et la texture des particules : elle augmente avec leur rugosité et leur angularité.

La dimension de ces granulats varie d'un dixième à plusieurs dizaines de millimètres. La norme française XP P 18-540 donne une définition des principales divisions granulométriques des granulats :

- Sable 0/D avec $1 \text{ mm} < D \leq 6,3 \text{ mm}$,
- Gravillon d/D avec $d \geq 1 \text{ mm}$ et $D \leq 125 \text{ mm}$,
- Grave 0/D avec $D > 6,3 \text{ mm}$

1.1.1.3 Eau de gâchage

L'eau présente 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 H_2O 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. Son action n'est pas négligeable pour les grains très fins (tels que les ciments et les fines).

L'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer qui contient du chlorure de sodium car les sels dissous dans l'eau peuvent intervenir dans la rhéologie du béton, a prise d'une pâte de ciment et a durabilité du matériau durci (attaque des aciers d'armatures par les chlorures). C'est pourquoi a norme française (NF P18 303) limite en général a 2000 (mg/l) la quantité de sels dissous.

1.1.1.4 Adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton en faibles quantités afin d'en améliorer certaines propriétés. Les adjuvants les plus courants peuvent être organiques ou inorganiques.

On distingue essentiellement les adjuvants accélérateurs ou retardateurs de prise, les adjuvants réducteurs d'eau (plastifiant) et hauts réducteurs d'eau (superplastifiants 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, comme leur nom l'indique, 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 [13]). Ils agissent de deux manières :

- En s'adsorbant sur les particules de ciment, ils réduisent les forces d'attraction intergranulaires par la diminution des forces de Van der Waals ou la diminution de l'énergie superficielle du minéral.
- En créant des forces de répulsion : encombrement stérique des molécules ou répulsion électrostatique. En effet, ces molécules sont généralement de charge négative.
- Les superplastifiants sont des adjuvants à haut pouvoir de réduction d'eau. Ils ont pour rôle de maintenir une maniabilité donnée tout en diminuant la quantité d'eau dans le béton. Ils permettent ainsi d'obtenir un béton plus résistant en raison de la réduction de l'eau. A titre indicatif, les superplastifiants permettent de réduire la teneur en eau de 25 à 35% tout en gardant une même maniabilité.

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 (tableau 1.1).

Tableau 1.01 : Les différents types de béton.

Type de béton	Composition		Caractéristiques
Ordinaire BO	Eau + ciment + granulats	$E/C = 0,4 \text{ à } 0,7$	$20 \text{ MPa} \leq f_{c28j}^*$ $\leq 50 \text{ MPa}$
Hautes performances BHP	Eau + ciment + granulats + adjuvant réducteur d'eau	$0.35 \leq E/C \leq 0.40$	$50 \text{ MPa} \leq f_{c28}$ $\leq 80 \text{ MPa}$

Très hautes performances BTHP	Eau + ciment + granulats + superplastifiant réducteur d'eau + fumée de silice	$0.20 \leq E/C \leq 0.35$	$80 \text{ MPa} \leq f_{c28}$ $\leq 150 \text{ MPa}$
Auto- plaçants BAP	Eau + ciment + granulats + fines (cendre volante, laitier de haut fourneau, fin calcaire) + superplastifiant + (agent de viscosité)	G/S = 1	Béton très fluide, homogène et stable, mis en œuvre dans le coffrage par le seul effet de la gravité et sans aucun procédé de serrage.

* f_{c28} : la résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours d'âge (BARO 94[19])

Les BAP contiennent un volume important de pâte (de l'ordre de 330 à 400 l/m³) et une quantité de fine (<80 µm) supérieure à celle des bétons conventionnels (environ 500 kg/m³), obtenue en abaissant la proportion volumique des gravillons et le rapport gravillon sur sable (proche de 1). Ce type de béton est utilisé pour réaliser des voiles et des poteaux. Pour des applications horizontales (plancher, dalle, etc.), on utilise les bétons auto-nivelants (BAN) qui constituent une famille de BAP.

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 : la méthode de "Féret" visant une résistance au travers de la compacité, la méthode CES (Centre d'essai des structures, St Rémy - lès- Chevreuse) qui vise à la fois une ouvrabilité et une résistance, etc.

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. Selon Neville [75], ces paramètres influent de manière significative sur la teneur en air du mélange. Suivant la norme NF P 18-305, un temps de malaxage minimal de 35 et 55 secondes est respectivement exigé pour les bétons ne comportant pas d'adjuvant ou d'additions et les bétons adjuvés.

Un suivi de la puissance consommée par le malaxeur permet d'évaluer d'une manière indirecte l'évolution structurale du mélange en cours de malaxage (Figure 1.01). Cette courbe de puissance est ordinairement caractérisée par une première phase ascendante durant le remplissage du malaxeur, suivie d'une seconde phase décroissante et d'une dernière partie où la

puissance se stabilise. Le temps de stabilisation de la puissance indique le temps à partir duquel les propriétés du matériau n'évoluent plus. Ceci correspond au temps optimal de malaxage.

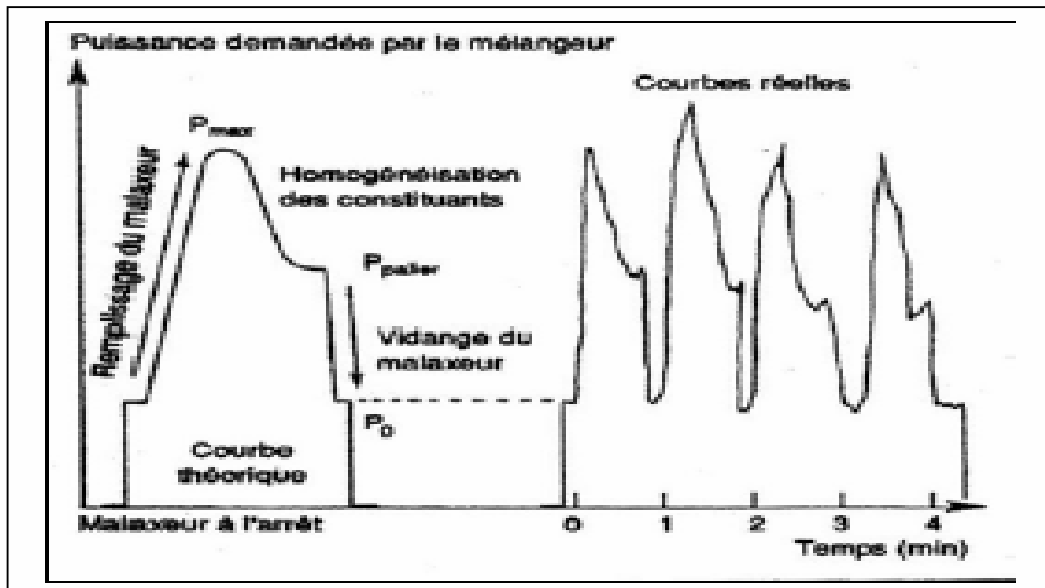


Figure 1.01 : Courbe type de la puissance dissipée par le malaxeur en cours de fabrication (D'après Chopin 2002 [33]).

1.1.3 Mise en œuvre dans le coffrage

Une fois malaxé, le béton encore à l'état frais est mis en place dans un moule appelé "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.

1.1.3.1 Coulage

Il existe principalement deux techniques de mise en place du mélange dans le coffrage (Tableau 1.02) : la méthode par déversement depuis la partie supérieure du coffrage avec ou sans tube plongeur, et la méthode d'injection en pied de banche (béton pompé ou poussé). En plus du choix de la granulométrie des divers composants du béton, le coulage doit être également réalisé avec soin de façon à éviter le phénomène de ségrégation. La ségrégation est définie comme étant la séparation des constituants d'un matériau hétérogène de sorte que leur distribution ne soit plus uniforme. Elle se manifeste principalement sous deux formes : le ressuage et la sédimentation (ou consolidation).

La sédimentation est la séparation de particules de grosseurs différentes, selon leur temps de chute dans un liquide immobile. Elle se manifeste pour des mélanges dont les constituants sont hétérogènes (taille ou densité). Par gravitation, les particules les plus denses auront tendance à être entraînées vers le bas. Une mesure de la densité à différents endroits du matériau permet de quantifier la sédimentation. Pour cela, on peut utiliser la gamma - densimétrie ou la densimétrie par rayon X. Ces techniques présentent l'avantage d'être non destructives. Elles consistent à mesurer l'atténuation des rayons gamma ou des rayons X lorsque ceux-ci traversent le matériau expérimenté.

Tableau 1.02 : Techniques de coulage du béton.

Technique	Matériels	Avantages / Inconvénients
Déversement	<ul style="list-style-type: none"> - Une benne à trémie servant à transporter et à vider le béton au dessus du coffrage - Une goulotte utilisée pour limiter la hauteur de chute à 1m, de façon à éviter la ségrégation du béton. - Une grue pour soulever la benne. 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut conduire à une saturation des grues.
Injection	<ul style="list-style-type: none"> - Un trémie dans laquelle est versé le béton préalablement malaxé, - Un système de pompage (à écrasement de tube flexible ou à piston). - Un ensemble de canalisation permettant de transporter le béton jusqu'au lieu de bétonnage. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ne nécessitant pas l'utilisation des grues, - Pratique lorsque l'accès des bennes de distribution est difficile, - Nécessite des conditions particulières sur la composition du béton (granulométrie, consistance, teneur en éléments fins).

Des mesures sur des bancs de sédimentation (colonne de 1,5 m de haut et 94 mm de diamètre) ont été réalisées par Rosquoët [92]. Elles portent sur des coulis de ciment dont le rapport E/C est compris entre 0,35 et 1,00 (Figure 1.02). Les constats de Rosquoët sont les suivants :

- Juste après la mise en œuvre de la pâte dans le tube, la densité reste identique sur toute la hauteur du tube, ce qui montre l'homogénéité du mélange.
- La cinétique d'évolution de la densité dépend par la suite de la teneur en eau du mélange. Sur les premières 24 heures, la densité ne varie pas fondamentalement pour des E/C compris entre 0,35 à 0,40. Pour de plus fortes teneurs en eau (E/C = 0,50 à 1,00), le phénomène de sédimentation provoque une augmentation de la densité en bas du tube et une diminution de cette dernière en haut de celui-ci.

Le ressuage est une forme particulière de la ségrégation qui se manifeste par une remontée de l'eau de gâchage à la surface. L'eau, constituant du béton présentant la plus faible densité, a tendance à être entraînée vers le haut lorsque le mélange est mal réalisé (excès d'eau et/ou mauvaise mise en œuvre). Des canaux de drainage verticaux peuvent alors se former à l'intérieur du matériau ou le long des coffrages. Le taux de ressuage peut être quantifié par le tassement total d'une unité de hauteur du béton ou par le rapport entre la quantité d'eau de ressuage et la quantité d'eau de gâchage initiale. Selon Neville [75], ce taux peut atteindre 20%. Le taux de ressuage dépend essentiellement de la proportion d'éléments fins (< 150 microns) dans le mélange et particulièrement des propriétés du ciment (finesse, teneur en alcalis, teneur en C₃A).

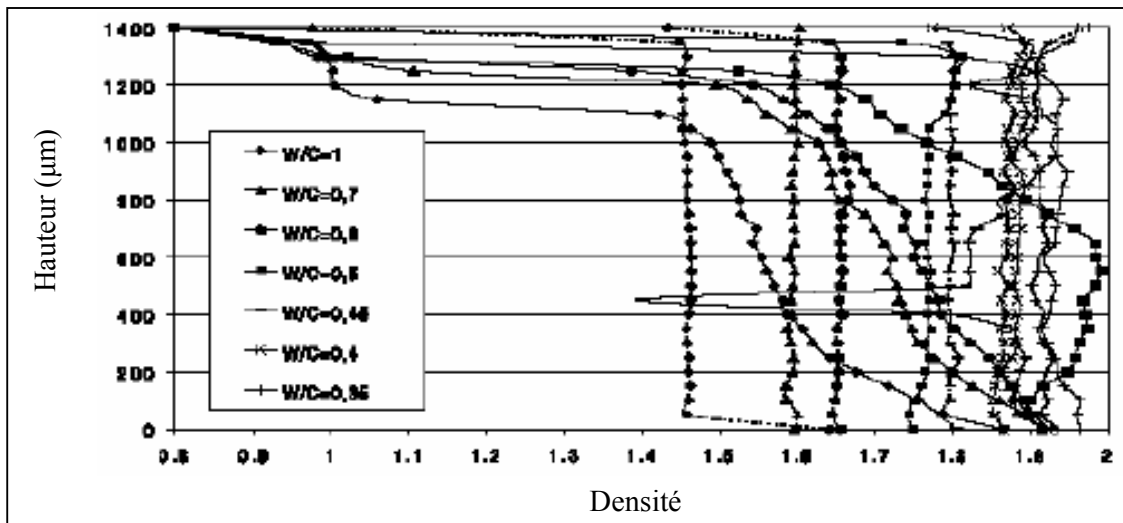


Figure 1.02 : Evolution de la densité d'un coulis de ciment (d'après Rosquoët [92]).

1.1.3.2 Vibration

Lors du malaxage du béton, des bulles d'air se trouvent piégées dans le mélange. L'idée consiste alors à vibrer le mélange de telle sorte qu'il perde sa viscosité et sa cohésion et ainsi pouvoir extraire autant que possible une grande quantité de ces bulles d'air. La vibration a pour objectif d'avoir un béton d'une résistance et d'une durabilité accrues par l'augmentation de la compacité. En général, la fréquence de vibration se situe entre 50 et 200 Hertz. La vibration peut être mise en œuvre de deux manières :

- La vibration interne ou pervibration qui consiste à plonger une aiguille vibrante cylindrique dans le béton.
- La vibration externe où le vibreur est fixé à l'extérieur du coffrage, et dans ce cas le coffrage et le béton sont vibrés en même temps. Ce type de vibration est utilisé notamment en préfabrication et lorsque la forme ou l'épaisseur de l'ouvrage ne permet pas l'utilisation d'une aiguille vibrante.

Une attention particulière doit être apportée à la vibration, de façon à éviter une déshomogénéisation et une ségrégation du mélange. Cela concerne à la fois la fréquence de vibration, la durée de la vibration et la manière de vibrer (distance entre les points de vibration, épaisseur des couches de béton à vibrer, etc.).

1.2 BETON A L'ETAT FRAIS

1.2.1 Comportement rhéologique – Lois d'écoulement

Le comportement rhéologique est la manière dont se déforme un élément de volume soumis à des contraintes imposées. La maîtrise du comportement rhéologique dans le cas du béton frais est primordiale afin d'obtenir une bonne adéquation entre le matériau et la méthode de mise en œuvre. Les termes comme l'ouvrabilité, la maniabilité, la consistance, la plasticité, sont utilisés pour décrire l'aptitude du béton à l'écoulement.

Un grand nombre d'essais rhéologiques empiriques qui donnent des indications sur ces grandeurs rhéologiques sont recensés dans la littérature. Ces essais fournissent un indice de

stabilité et/ou de mobilité par une mesure d'affaissement (cône d'Abrams), d'étalement ou de temps d'écoulement (maniabilimètre LCL, appareil V.B., maniabilimètre LCL). En étant simple à mettre en œuvre, l'essai au cône d'Abrams fait référence sur les chantiers. Il s'agit de mesurer l'affaissement du cône de béton sous l'effet de son propre poids (norme ISO 4109 ou NF 18-451) lorsqu'on confectionne un BO. Pour les BAP, l'Association Française de Génie Civil (AFGC) recommande de mesurer la moyenne des deux diamètres perpendiculaires de la galette obtenue en fin d'essai [AFGC 2000] [01]. Le comportement auto-plaçant d'un béton est assuré pour un étalement compris entre 500 mm et 700 mm selon Tomosawa [102] et entre 600 mm et 750 mm d'après l'AFGC [01].

L'inconvénient des essais empiriques décrits est qu'ils ne permettent pas d'avoir une mesure directe des caractéristiques intrinsèques des matériaux. Par conséquent, ces essais ne permettent qu'une comparaison entre des bétons de compositions différentes.

1.2.2 Origines du comportement rhéologique des matériaux cimentaires

L'étude du comportement du béton frais est complexe du fait qu'il est composé de particules de différentes tailles immergées dans l'eau : les particules colloïdales (ciment, filler calcaire, fumée de silice) et les particules solides non colloïdales (graviers et sable). Une première simplification consiste souvent à considérer l'écoulement du béton frais comme résultant de l'interaction entre deux phénomènes liés d'une part aux frottements entre les granulats et d'autre part aux phénomènes rhéologiques dus à la pâte interstitielle.

La phase granulaire résiste au cisaillement suivant un processus mécanique faisant intervenir l'enchevêtrement et les frottements des grains (loi de Coulomb). Ces processus dépendent à la fois des caractéristiques physiques des granulats (dimension, forme, masse, etc.) et de leur concentration dans le mélange (M. Barrioulet [14]). Le seuil de cisaillement τ_0 est régi par le nombre et la nature des contacts entre les granulats.

La pâte interstitielle contribue à l'écoulement suivant un processus rhéologique lié essentiellement à sa viscosité. Celle-ci peut être présentée schématiquement comme une suspension de particules colloïdales suspendues dans un liquide newtonien qui est l'eau. Les forces colloïdales et la force de la pesanteur régissent alors complètement ses propriétés macroscopiques (P. Coussot [35]).

L'effet de la pesanteur donne lieu à des réactions grain-grain et parois-grains. Les forces colloïdales englobent à la fois les forces de Van der Waals, les forces électrostatiques et les forces de répulsion de Born. La stabilité des suspensions colloïdales est fonction de la résultante de l'ensemble des énergies de répulsion et d'attraction mises en jeu. La pâte interstitielle participe également à la lubrification des granulats et favorise l'écoulement en diminuant les frottements intergranulaires.

Ces approches simplistes, qui consistent à considérer le béton comme un matériau biphasique, nécessitent également la connaissance des interactions entre la phase granulaire et la phase visqueuse. Des études menées sur l'influence de la concentration en granulats sur l'écoulement du béton frais ont apporté les remarques suivantes (M. Barrioulet [14]):

- Tant que la concentration en granulats reste inférieure à 40%, le comportement du béton frais est essentiellement fonction de la masse volumique des granulats. Une augmentation de la proportion en granulats freine l'écoulement sauf dans le cas où les granulats sont plus denses que la pâte et ont une concentration inférieure à 15-25% suivant la nature du granulat.
- Lorsque la concentration en granulats atteint 40%, les granulats interviennent dans l'écoulement suivant un processus essentiellement frottant.

1.3 MATURATION DU BETON

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

1.3.1 Composants du ciment hydraté

Le ciment est l'ingrédient essentiel pour la formation du béton. Mélangé avec de l'eau, il forme la pâte de ciment et donc la matrice du béton. Le ciment le plus classique est le ciment de type Portland, obtenu en réduisant en poudre le clinker.

Le clinker est un matériau hydro-actif obtenu d'un mélange de calcaires et argiles cuites à une température d'environ 1500 °C constitué essentiellement de silicates de calcium hydrauliques auxquels on ajoute du sulfate de calcium (gypse). Le diamètre moyen d'une particule de ciment est d'environ 10µm. Le ciment Portland est donc un mélange de nombreux composants :

Silicate tricalcique	C ₃ S	3CaO.SiO ₂	(35% à 65%)
Silicate bicalcique	C ₂ S	2CaO.SiO ₂	(10% à 40%)
Aluminate tricalcique	C ₃ A	3CaO.Al ₂ O ₃	
Aluminoferrite tetracalcique	C ₄ AF	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	
Autres		(sulfate, alcalis, filler calcaire, impuretés, ...)	

Ces quatre composants forment environ 90% de la masse de ciment et les C₃S et C₂S représentent à eux seuls environ 75% de la masse du ciment.

1.3.2 L'hydratation du ciment Portland

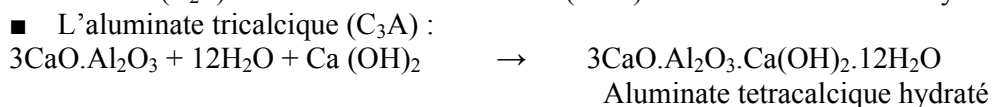
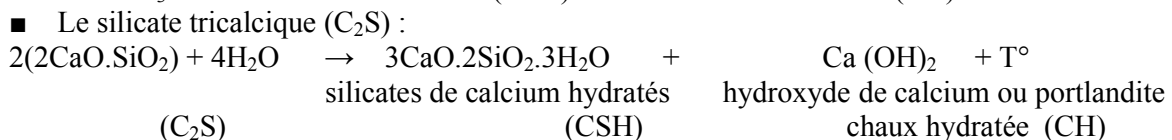
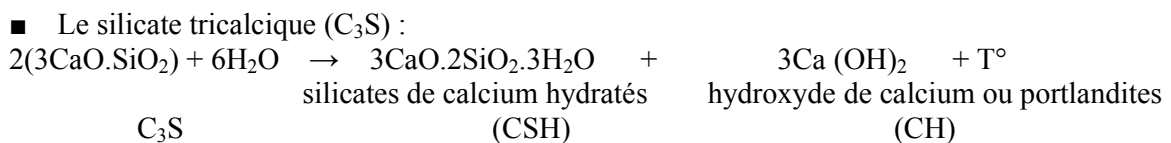
Aspect chimique :

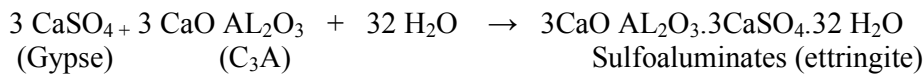
Le ciment Portland est un liant hydraulique, c'est à dire que sa prise et son durcissement ont lieu en combinaison avec l'eau. Les qualités liantes de la pâte de ciment sont donc dues à la réaction chimique entre le ciment et l'eau appelée hydratation.

C'est un processus chimique complexe où les principaux composés du ciment C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF réagissent pour former de nouveaux composés insolubles qui durcissent avec le temps. C'est surtout l'hydratation du C₃S et du C₂S qui participent le plus au développement de la résistance en produisant des CSH.

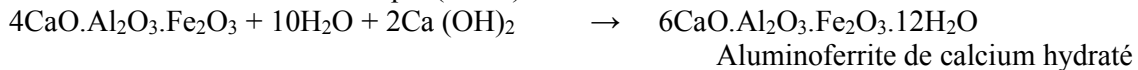
1.3.2.1 Les réactions d'hydratation

De manière très schématique, on peut présenter les réactions des différents composés du ciment Portland en écrivant les relations suivantes :





■ L'alumino ferrite tétracalcique (C₄AF) :



Une fois hydratée, la pâte de ciment forme une structure cristalline; il est à remarquer que les C₃S et C₂S donnent la même famille d'hydrates dans le C-S-H; ils sont aussi l'agent liant le plus important, soit par les proportions, soit par les caractéristiques mécaniques qu'ils confèrent au matériau durci. Le C-S-H (la pâte de ciment durcie) qui occupent entre 50% et 60% du volume solide d'une pâte de ciment complètement hydratée, se présente sous la forme de feuillets très minces qui s'enroulent sur eux même en formant des tubes creux. D'un point de vue morphologique, le gel solide et poreux du C-S-H est un micro-cristal lamellaire, la lamelle étant composée de 2-3 feuillets très minces (voir fig.1.04) Feldman [45], Collepardi [34].

L'excès de calcium, libéré par les réactions d'hydratation du liant, se retrouvent sous forme de portlandite Ca(OH)₂ cristallisée sous forme de plaquettes hexagonales empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés. On trouve une forte concentration de cristaux de Ca(OH)₂ dans la zone de transition à l'interface pâte de ciment-granulat ou en bordure des bulles d'air.

Le gypse contenu dans le ciment Portland sert à réguler la réaction de prise du ciment par la formation d'un film de cristaux d'ettringite (C₃A.3CaSO₄.32H₂O) à la surface des grains de C₃A, qui se révèlent très actifs et très violent à l'eau et dégage beaucoup de chaleur. En ralentissant l'hydratation de C₃A on évite le phénomène de la fausse prise.

La réaction du C₄AF dégage peu de chaleur et participe peu au développement de la résistance.

La pâte de ciment hydraté est formée par :

- Les hydrates (CSH, Ca(OH)₂, sulfaluminates);
- Des grains de ciment non hydraté;
- Des espaces capillaires;
- Des bulles d'air. (Figure 1.03)

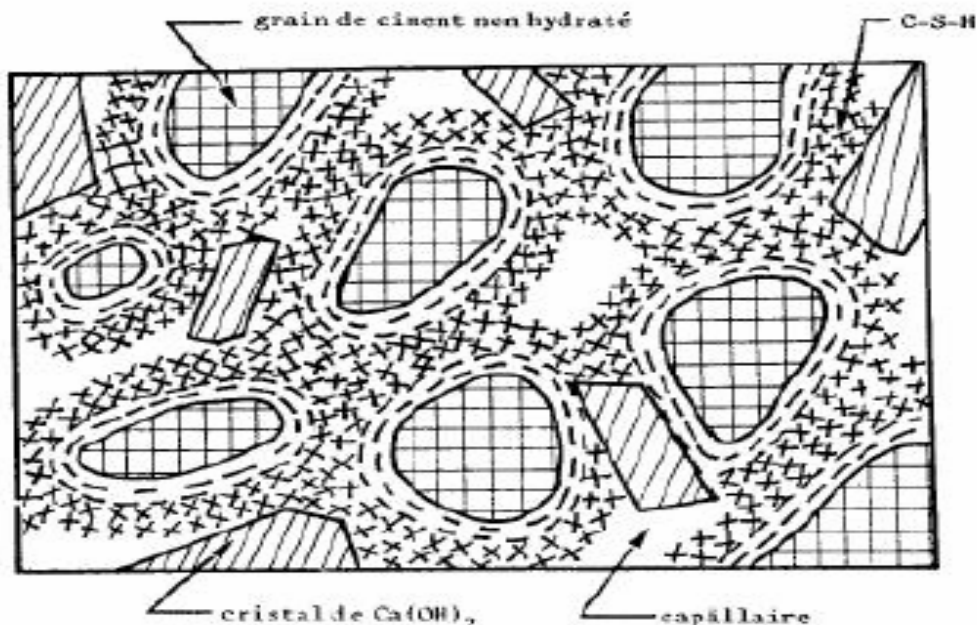


Figure 1.03 : Représentation schématique de la pâte de ciment hydraté [Pigeon 1981] [81]

Les réactions d'hydratation sont exothermiques et responsables de la prise et du durcissement des matériaux cimentaires (voir tableau 1.03). Le matériau passe alors d'un état de suspension de particules floculées à celui de solide viscoélastique. L'hydratation du ciment est un processus très complexe du fait que les réactions de ses différents constituants se déroulent simultanément à des cinétiques différentes et que celles-ci peuvent s'interférer.

Dès le contact avec l'eau, les différentes phases du ciment se dissolvent superficiellement, ce qui correspond au recouvrement des grains de ciment par les premiers produits de l'hydratation, les silicates de calcium hydratés C-S-H (Figure 1.05 - schémas A et B). Elle dure une vingtaine d'heures. Au fur et à mesure de leur formation, les C-S-H forment des ponts entre les particules de ciment [BREY 92] [18]. La portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) cristallisée dans la solution entre les grains.

1.3.2.2 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté [68]

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 1.04).

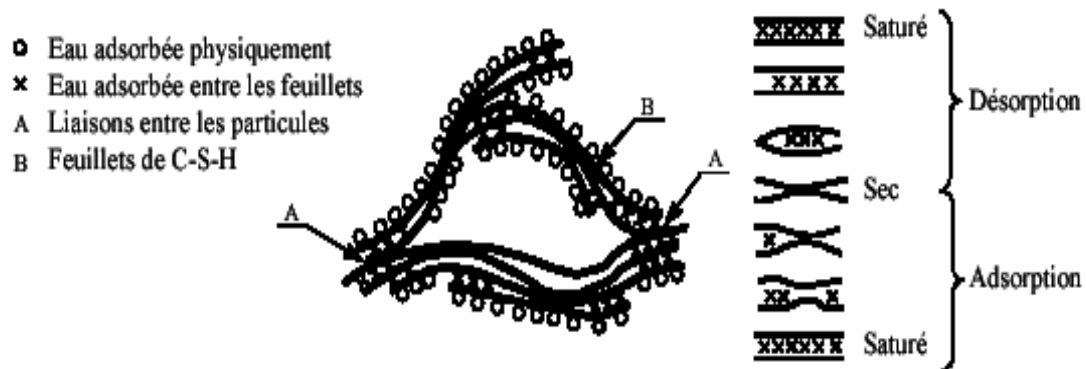


Fig. 1.04 : Structure du ciment durci selon le modèle de Feldman et Sereda [Feldman68] [45].

- L'eau combinée chimiquement

Cette eau fait partie intégrante des C-S-H. Elle représente environ 23% du poids de ciment qui a réagi. Elle est très stable et on ne peut l'évaporer qu'en décomposant le C-S-H à haute température.

- L'eau zéolitique

Cette eau n'est pas chimiquement combinée dans la structure des C-S-H mais elle est retenue entre les feuillets de C-S-H par des liens hydrogène. Pour l'évaporer il faut que le taux d'humidité s'abaisse au dessous de 30%, ce qui provoque un très fort retrait de la pâte.

- L'eau adsorbée

Cette eau est physiquement liée sur la surface des solides (surtout sur les parois des capillaires ou des pores de gel). On croit qu'une couche d'environ 6 molécules d'eau, peut être retenue par des liens hydrogène. Une grande partie de l'eau adsorbée peut être retirée si le taux d'humidité est inférieur à 50%. Cette perte d'eau est en grande partie responsable du retrait de la pâte ou du béton.

- L'eau des capillaires

Il s'agit du surplus d'eau qui n'a pas pu réagir avec le ciment, et selon la taille des capillaires, cette eau peut être plus ou moins libre en raison de l'importance des forces de surface, on trouve l'eau libre contenue dans les plus gros capillaires ($> 0,05 \mu\text{m}$). Son départ ne cause pas de changement de volume important (retrait) et l'eau non libre qui est contenue dans les plus petits capillaires ($0,05 \mu\text{m}$ à $0,005 \mu\text{m}$). Elle y est retenue par des tensions capillaires. Il faut abaisser le taux d'humidité en dessous de 90% pour qu'elle commence à s'évaporer. Elle a beaucoup d'influence sur le retrait de la pâte.

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 1.05). 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 [PREN 00] [85].

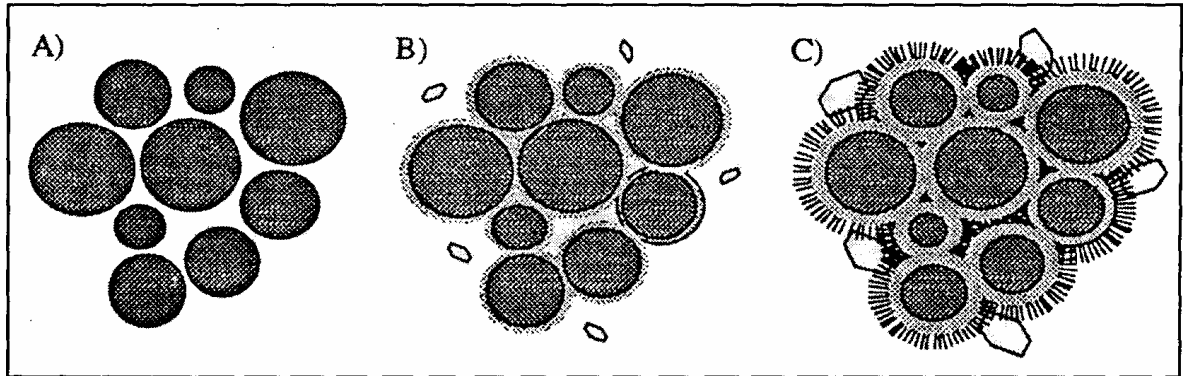


Figure 1.05 : Processus de l'hydratation. A) état initial B) Recouvrement des grains de ciment C) Création des liens entre particules [PREN 001] [85].

Le rapport E/C nécessaire à l'hydratation complète du ciment est 0,38 [NEVI 00] [76]. La Figure (1.06) montre les volumes relatifs au ciment non hydrate, aux produits d'hydratation et aux capillaires dans des mélanges de différents rapports E/C, en cours d'hydratation. 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 hydrates 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.

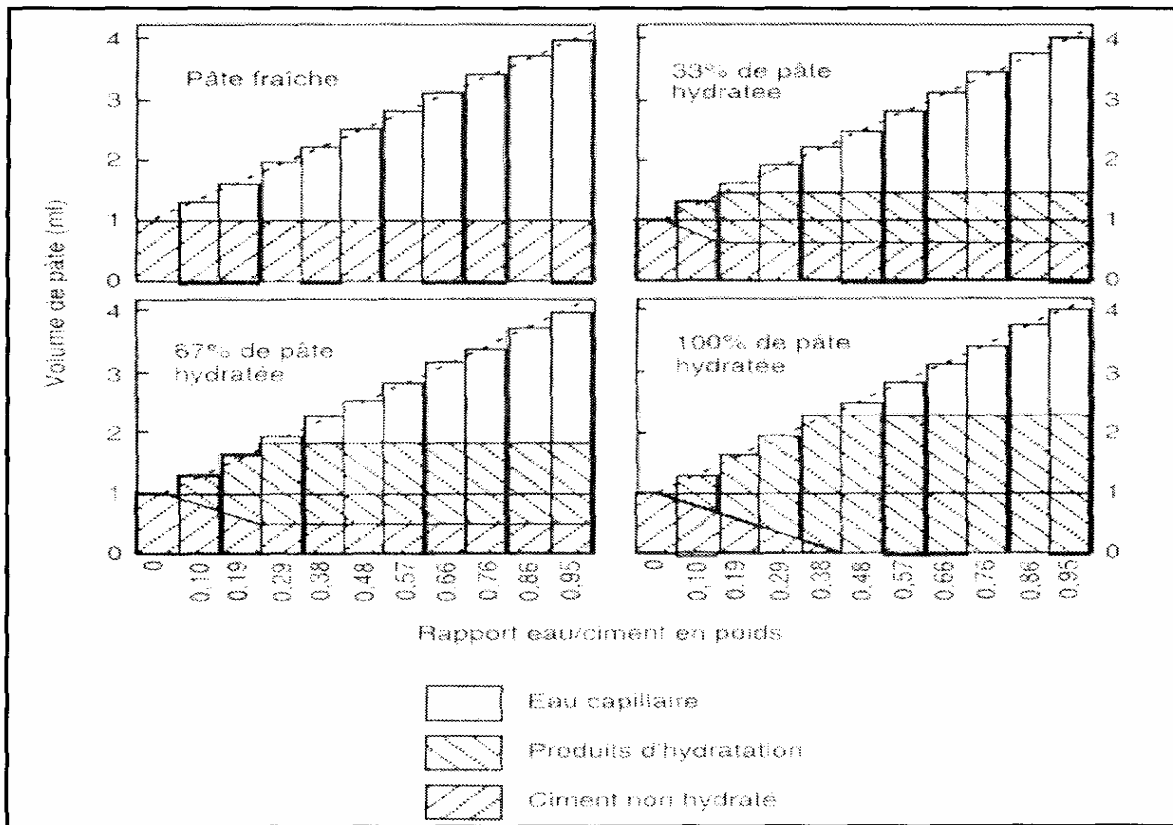


Figure 1.06 : Composition d'une pâte de ciment au cours de l'hydratation [NEVI 00] [76].

Tableau 1.03 : Les principales étapes de l'hydratation d'un ciment d'après [52] et [99].

Période	Processus chimique	Processus physique
Gâchage	Dissolution rapide du ciment, formation du C-S-H et d'étringite	Fort dégagement de chaleur (1 ^{er} pic thermique)
Dormante	Augmentation rapide du pH et de la teneur en Ca ²⁺ de l'eau de gâchage ce qui induit un ralentissement de la dissolution des constituants du ciment. Formation lente de C-S-H et d'étringite et sursaturation en chaux de la phase aqueuse	Inertie thermique et augmentation lente de la viscosité
Prise	Accélération de la dissolution des constituants du ciment grâce à la diminution de la teneur en Ca ²⁺ par la formation de Ca(OH) ₂ ; Hydratation de C ₃ S pour donner du C-S-H et de la portlandite,	Augmentation du flux thermique, solidification et diminution de la porosité
Ralentissement	Epuisement du gypse et formation du monosulfate aluminé par la réaction des ions sulfates (provenant de l'étringite) avec le reste des aluminates; Accélération de l'hydratation des C ₃ S et C ₂ S.	Deuxième pic thermique et diminution de la porosité
Durcissement	Ralentissement des réactions du fait que les grains anhydres sont recouverts d'hydrate de plus en plus épais.	Diminution du flux thermique et de la porosité

Et selon Hansen, la figure (1.07) permet de résumer l'influence du 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 E/C après 100% d'hydratation (conservation dans l'eau).

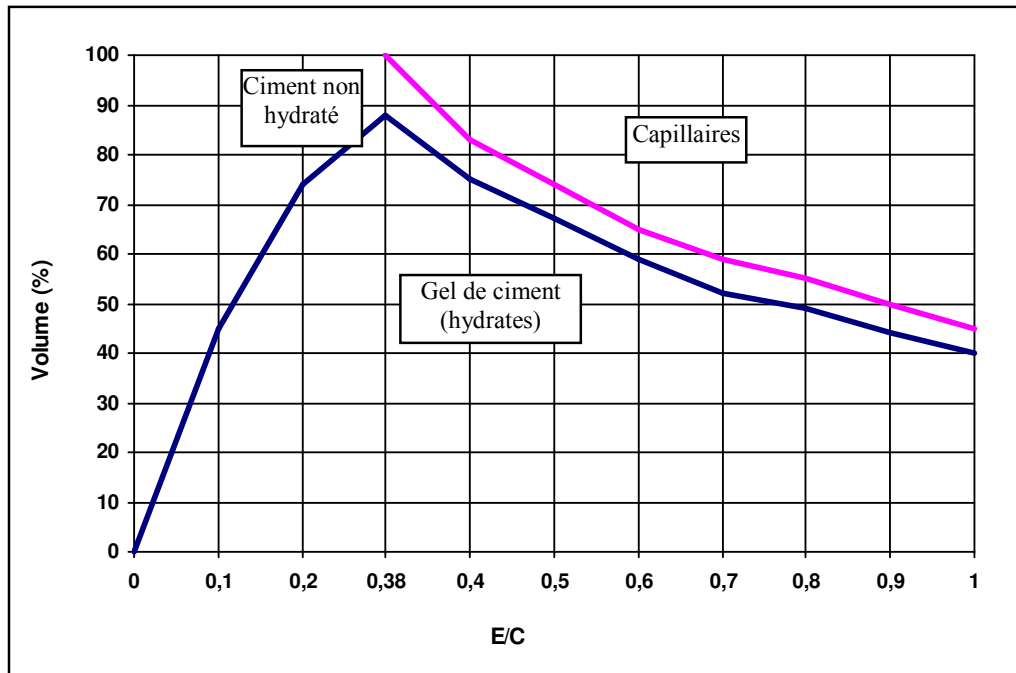


Figure 1.07 : Proportion volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction du E/C après 80% d'hydratation dans l'eau. [Hansen 1970] [51].

1.3.2.2.1 Relations relatives à la résistance du béton [37]

□ Influence du rapport E/C :

Le béton durcit et acquiert ses performances mécaniques après la prise et le E/C conditionne la porosité figures (1.08 et 1.09)

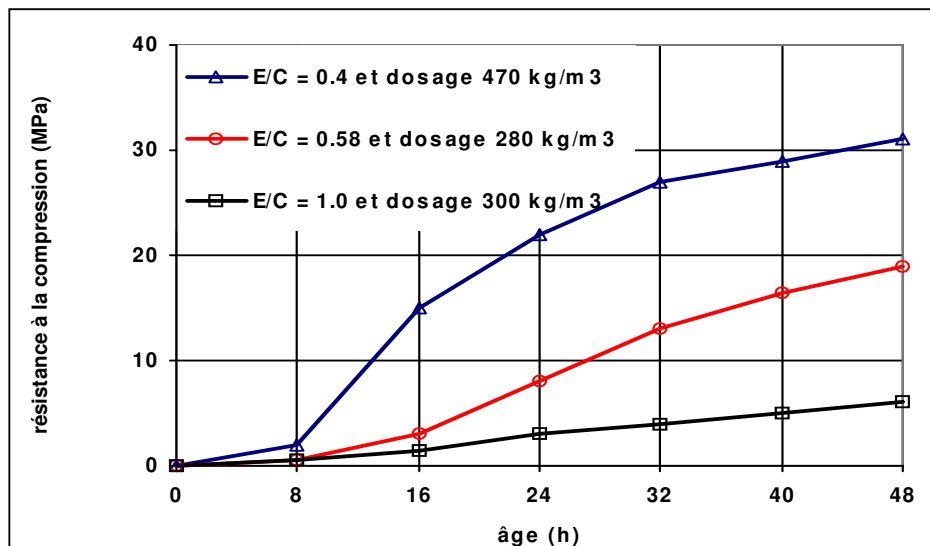


Figure 1.08 : Influence du rapport E/C au jeune âge [37]

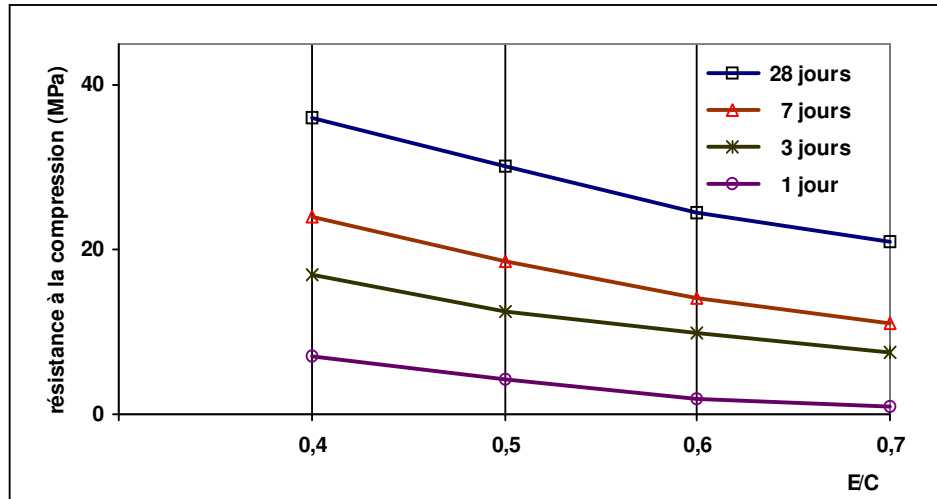


Figure 1.09 : Influence du rapport E/C sur la résistance du béton [37]

□ **Influence du ciment :** [37]

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 terme.

□ **Influence de la température ambiante :** [86]

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. Figure (1.10)

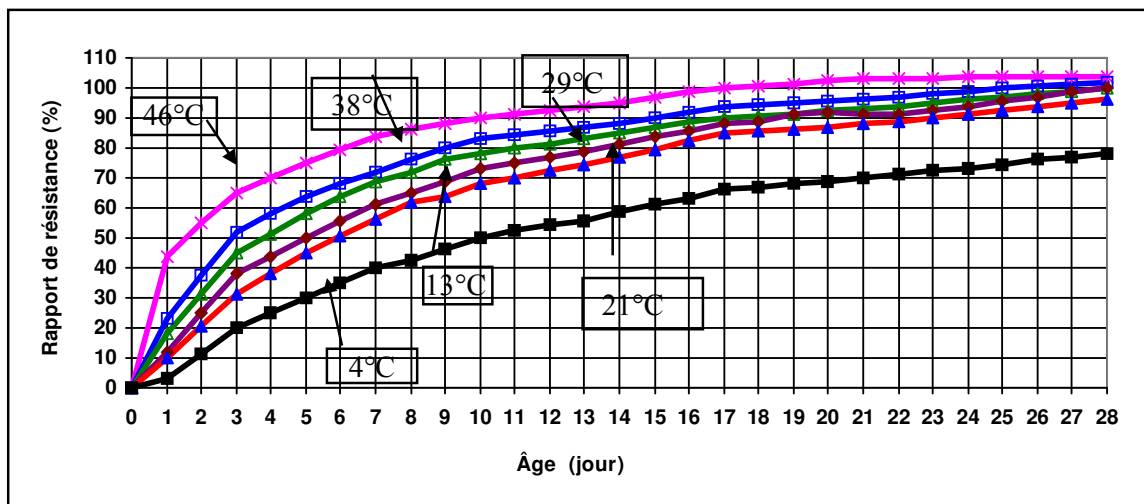


Figure 1.10 : Rapport des résistances à la compression à 28 jours de bétons mûris à différentes températures et de béton mûris à 21°C (E/C = 0.5) [86]

Aspect mécanique :

Les mécanismes d'hydratation du ciment transforment le béton frais en un matériau solide, par le développement d'une microstructure car la porosité de la pâte décroît au fur et à mesure de l'avancement des réactions d'hydratations, ce qui développe les performances mécaniques du béton, en particulier la résistance à la compression qui résulte de la microstructure développée par chacun des constituants du ciment (C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF) qui s'hydrate.

Les deux composants majeurs en terme de résistance sont le C_3S et le C_2S (voir figure 1.11) car le premier améliore la résistance au premier âge, par contre le deuxième contribue le gain à long terme.

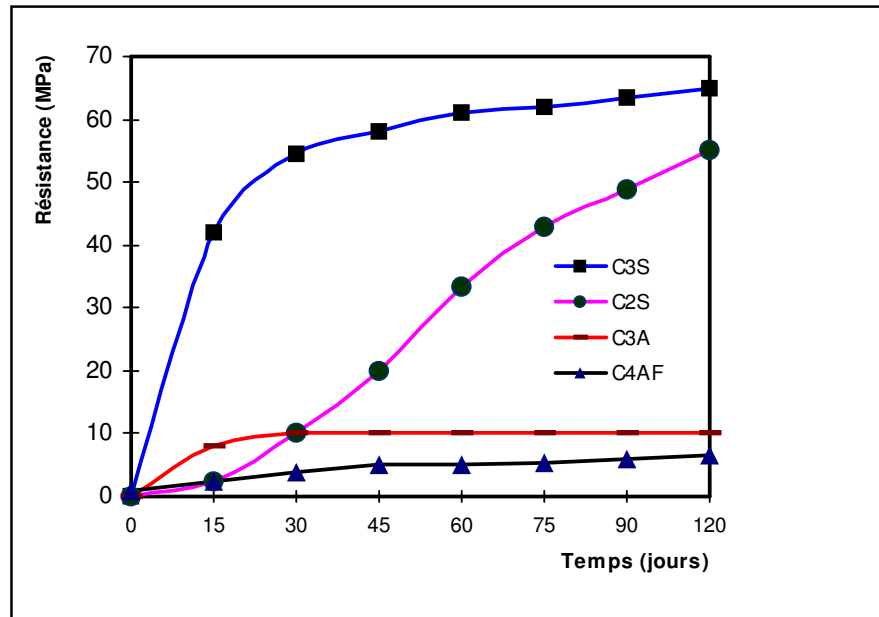


Figure 1.11 : Evolution de résistance en compression des composants du ciment [37]

1.3.2.3 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).

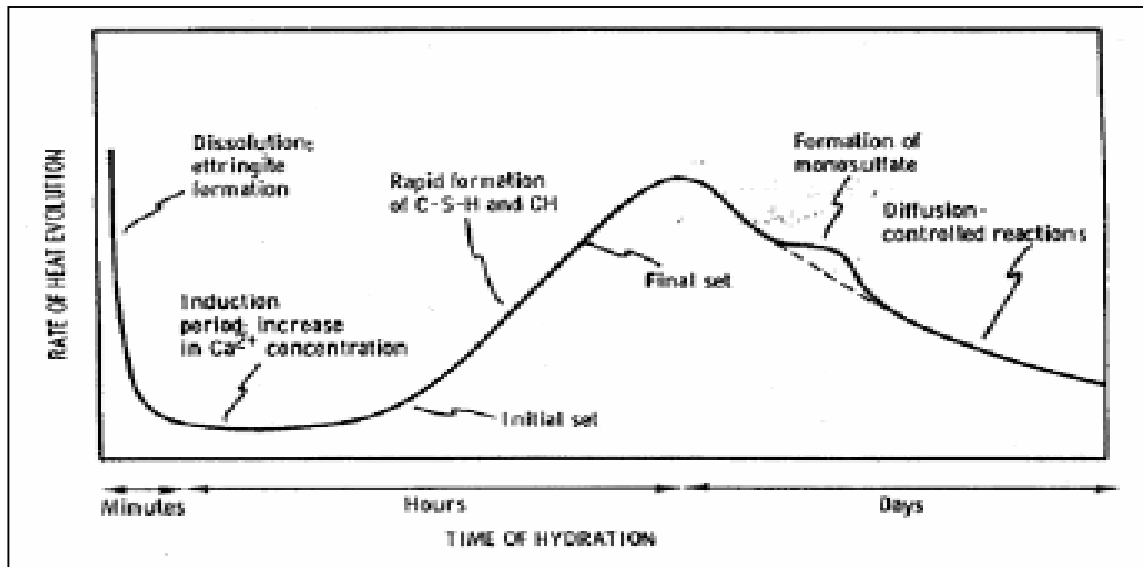


Figure 1.12 : Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation du ciment (d'après Bensted [15]).

1.3.3 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) [BARO 94][20]. Deux paramètres essentiels permettent de caractériser la texture d'un matériau poreux. Il s'agit de la porosité volumique totale et de la distribution des tailles de pores.

1.3.3.1 Porosité volumique totale

La porosité volumique totale Φ d'un matériau est définie, en %, par la relation suivante:

$$\Phi = (V_{\text{poreux}} / V_{\text{total}}) \cdot 100$$

Les propriétés du matériau sont fortement influencées par ce paramètre, en particulier à cause de l'interaction entre la surface minérale et la phase liquide interstitielle susceptible d'être présente dans les pores (cf. § 1.3.2.2 de la partie précédente). 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 à l'œil nu, les plus petits sont à peine plus gros que les pores de la pâte de ciment [NEVI 00] [76].

La pâte de ciment, en raison de sa viscosité, ne peut pénétrer à une grande profondeur dans les granulats, mais l'eau peut s'y propager. La quantité et le taux de pénétration dépendent 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 (1.04) puisque les granulats représentent environ

les trois quarts du volume du béton, il est clair que leur porosité contribue à la porosité totale du béton.

Tableau 1.04 : Porosités de certaines roches communes [NEVI 001] [76]

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

1.3.3.2 Distribution poreuse

Les propriétés d'un solide poreux dépendent essentiellement de la géométrie et de la taille des pores ainsi que de leur distribution. Traditionnellement, on distingue trois types de pores selon leur taille de la manière suivante [LEFE 02] [66]:

- **Micropores** : avec un diamètre $< 26^{\circ}\text{A}$. Ces pores de très petite taille n'ont pas une influence négative sur la durabilité du béton, mais peuvent avoir une influence sur le fluage et le retrait.

- **Mésopores** : ou pores capillaires, avec un diamètre de $26\text{-}500^{\circ}\text{A}$. Le volume total du mélange ciment-eau ne change pas de manière significative pendant l'hydratation. Par contre, la place occupée au début par l'eau et le ciment est remplacée progressivement par les produits hydratés. L'espace qui n'est pas occupé par les hydrates et le ciment anhydre forme le réseaux poreux. La porosité capillaire dépend donc du rapport eau/ciment (E/C) et du degré d'hydratation du ciment. En ce qui concerne les capillaires, on peut faire une distinction supplémentaire entre les petits pores capillaires ($<50^{\circ}\text{A}$) et les grands pores capillaires ($50\text{-}500^{\circ}\text{A}$). Les pores capillaires sont généralement considérés comme les plus importants dans la microstructure du béton:

Du point de vue de la durabilité, l'influence qu'ils ont sur les mécanismes de transport est très importante.

- **Macropores** : ou pores d'air, avec un diamètre $>500^{\circ}\text{A}$. Typiquement, ces pores ont une forme sphérique, et leur présence dans le béton est due à deux causes :

- Ils se produisent pendant le malaxage.

- Ils se forment à cause de l'utilisation d'additifs particuliers, qui gardent de l'air pour améliorer certaines caractéristiques (ex. la résistance au gel et au feu).

Les micropores sont souvent considérés comme faisant partie de la structure du C-S-H. Les meso- et macropores sont décrits comme la partie capillaire des pores. Une différenciation supplémentaire s'avère nécessaire pour la description du réseau poreux : il faut donc distinguer entre porosité ouverte et porosité fermée. La porosité ouverte désigne l'ensemble des pores qui sont connectés l'un à l'autre et qui permettent le transport du liquide/gaz (ex. pores capillaires). Au contraire, les pores fermés ne sont pas connectés (ex. pores d'air) et clairement n'ont aucune influence sur les phénomènes des transports.

La figure (1.13) ci-dessous donne une comparaison des tailles des différents pores et des constituants d'une pâte de ciment.

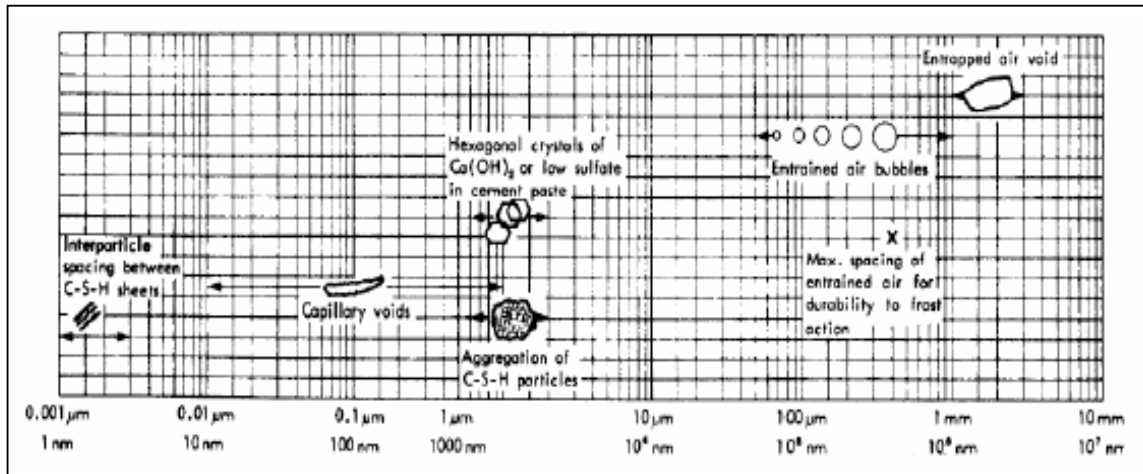


Figure 1.13 : Taille des pores et des solides dans les pâtes de ciment hydraté (D'après Mehta [71]).

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 la porosimétrie mercure (domaine de pores compris entre 30Å et $300\ \mu\text{m}$), l'adsorption physique de gaz (domaine de pores compris entre 20Å et 1000Å) et la thermoporométrie (domaine de pores compris entre 20Å et 500Å).

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 [BARO 94] [19].

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 des 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 de 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 à 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.

Il est à noter que la structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton (Rostasy et al. 1980, Ferreira et al. 1989, Noumowe 1995) [100] [85] [82]. 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, Ferreira et al 1989) [93] [79].

La figure (1-14) 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.

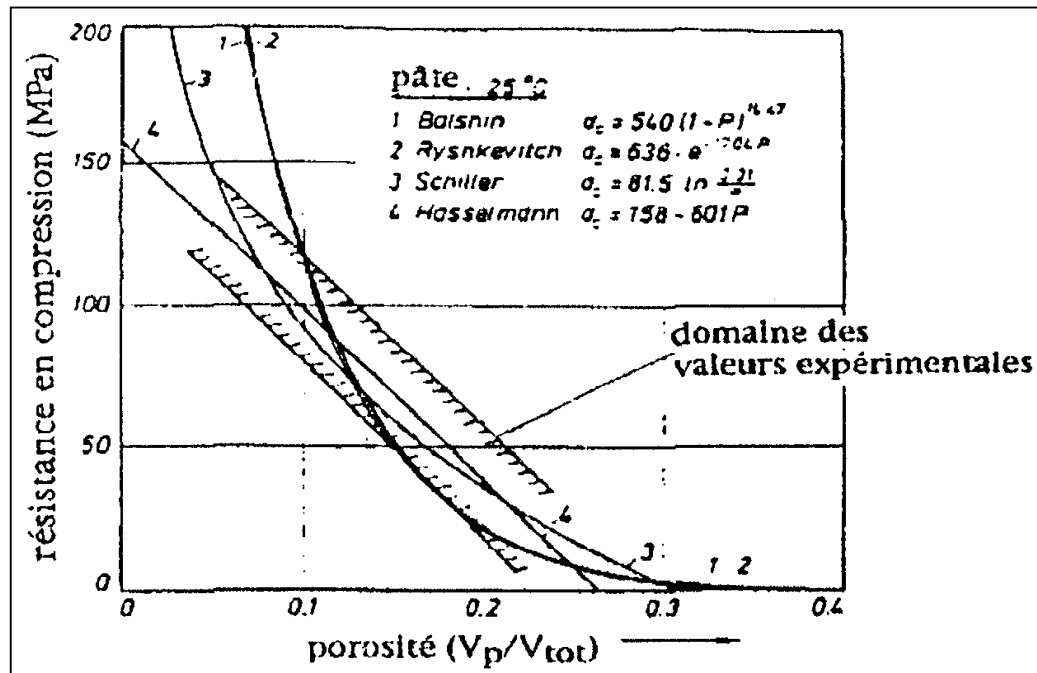


Figure 1.14 : évolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité. (Rossier et older 1985)

1.4 CONCLUSION

L'ingénierie des bétons a acquis depuis ces dernières années un grand nombre de connaissances sur la microstructure, le comportement rhéologique et 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.

CHAPITRE 2

METHODES ET MATERIAUX DE CURE

INTRODUCTION

On peut conserver le béton humide, et dans certains cas à une température favorable en employant une des méthodes de cure suivantes:

- Les méthodes qui conservent l'eau de malaxage dans le béton durant la période de durcissement initiale. Celles-ci comprennent les nappes d'eau, l'immersion, l'arrosage ou la brume, et un recouvrement imbibé d'eau. Ces méthodes permettent un certain refroidissement par évaporation, ce qui est profitable par temps chaud.
- Les méthodes qui empêchent toute perte d'humidité du béton en scellant la surface. Ceci peut être fait à l'aide de papier imperméable, de pellicules de plastique ou de produits de cure formant membrane.
- Les méthodes qui accélèrent les gains de résistance en fournissant de la chaleur et de l'humidité au béton. Ces méthodes comprennent le chauffage à la vapeur et le chauffage par serpentins ou par des coffrages chauffés à l'électricité. [08]

2.1 LA CURE [06]

L'humidité relative et les conditions climatiques défavorables lors de la mise en place d'un béton exposé peuvent contribuer à sa perte rapide d'eau. La cure du béton est un procédé lui permettant de maintenir des taux d'humidité et de température adéquats durant une période définie après coulage, dans le but de favoriser son bon durcissement. Essentielle, elle permet au béton de développer les propriétés requises telles que la durabilité, l'étanchéité, la résistance à la compression et à l'usure, la stabilité volumétrique, la résistance au gel/dégel et aux sels déglacant.

2.1.1 Importance de la cure [06]

La réaction chimique d'hydratation du ciment nécessite une quantité d'eau suffisante ainsi que des conditions appropriées de température pour permettre au béton d'atteindre la résistance et la durabilité spécifiées. Une cure inexistante ou inadéquate peut entraîner de la fissuration et affecter la durabilité ainsi que les propriétés mécaniques et physiques du béton.

2.1.1.1 Obtention de la résistance à la compression spécifiée

Il a été démontré en laboratoire que des échantillons de béton mûris dans un environnement sec peuvent perdre jusqu'à 50 % de leur résistance à la compression comparativement à des échantillons mûris dans un environnement humide. Lors du bétonnage par temps froid, étant donné que l'hydratation du ciment est ralentie, il est requis de prolonger la période de cure à l'eau et de maintenir en place les coffrages jusqu'à ce que la résistance à la compression spécifiée soit atteinte au moment du décoffrage et de la mise en service de l'ouvrage.

2.1.1.2 Amélioration de la durabilité

La cure a une forte influence sur les propriétés du béton durci. Les surfaces exposées des dalles y sont particulièrement sensibles puisque c'est la qualité des premiers millimètres de béton qui protège les dalles des agressions. La résistance au gel/dégel et les propriétés mécaniques du béton peuvent diminuer de façon importante lorsque la cure est inadéquate.

2.1.1.3 Entretien et apparence

Une dalle de béton ayant subi un séchage trop rapide développe une surface avec de faibles résistances à l'usure et à l'abrasion. Une cure adéquate réduit les problèmes d'empoussièrement des surfaces, d'écaillage, de faïençage et de fissuration.

2.1.2 Fondement de la cure [06]

La cure des surfaces de béton exposées doit débuter immédiatement après les opérations de finition ou après l'extrusion dans le cas des machines à coffrages glissants.

2.1.2.1 Evaluation du taux d'évaporation

La figure (2.01) présente un abaque permettant d'évaluer le taux d'évaporation de l'humidité d'une surface de béton couverte d'eau. Lorsque l'évaporation de l'humidité superficielle est supérieure à 1 kg/m.h, des mesures supplémentaires pour la protection du béton lors de la mise en place doivent être prises.

2.1.2.2 Protection contre les pertes d'humidité

Le béton doit être protégé des pertes d'humidité jusqu'à la dernière étape de finition. Il est de mise d'utiliser des barrières contre le vent et des vaporisateurs d'eau ou de bruite afin d'éviter l'apparition de fissures de retrait plastique. La cure du béton débute lorsque la finition est complétée.

2.1.2.3 Durée de cure minimale

La cure doit être maintenue de 3j (cure de base) à 7 jours (cure supplémentaire) ou pendant le temps nécessaire (cure prolongée) pour obtenir 40 % à 70 % de la résistance à la compression spécifiée selon la classe de béton et (tableau 2.01).

2.1.2.4 Température normalisée

La température est un facteur important à respecter pour obtenir une cure adéquate. Des températures supérieures ou égales à 10°C doit être maintenues (fascicule 65 A). Lorsque la température ambiante se situe en dessous de 5°C, des couvertures isolantes ou d'autres matériaux isolants peuvent suffire à protéger le béton.

Tableau 2.01 : Durée minimale de cure en fonction des conditions ambiantes, de la classe de résistance du béton et de la température du béton. [43]

Conditions ambiantes de mûrissement	Classe 1			Classe 2			Classe 3		
	rapide	moyen	lent	rapide	moyen	lent	rapide	moyen	lent
Durcissement (évolution de la résistance) du béton									
Durée en jours pour $T > 10^{\circ}\text{C}$	0	1	1	1	2	4	1	4	5
$5^{\circ}\text{C} \leq T \leq 10^{\circ}\text{C}$	1	2	2	2	4	8	2	8	10
$T < 5^{\circ}\text{C}$	Cure maintenue tant que la température reste inférieure à 5°C								

- classe 1 : abri du (soleil et vent) avec $H.R \geq 80\%$;
- classe 2 : correspond à tout les cas autres que ceux des classe 1 et 3 ;
- classe 3 : correspond à un fort (ensoleillement et vent) et $H.R \leq 50\%$.

Durcissement du béton, en fonction de la classe de ciment :

- rapide : ciments CPA-CEMI et CPJ-CEMII (42.5R-52.5-52.5R) ;
- moyen : ciments CPJ-CEMII (32.5-42.5) ;
- lent : ciments CHF-CEMIII-CLK-CEMIII-CPZ-CEMIV-CLC-CEMV.

2.1.3 Méthodes de cure (mûrissement) [06]

2.1.3.1 La vaporisation de produits de cure formant membrane

Les produits de cure formant membrane sont composés de cire, de résines, de caoutchouc chloré et de solvants très volatiles et servent à réduire ou à retarder l'évaporation de l'eau du béton. Ils doivent être appliqués rapidement sur le béton frais ou sur les surfaces de béton après le décoffrage. De plus, ces produits doivent être vaporisés manuellement ou mécaniquement, en respectant le taux d'application recommandé par le fabricant, et être appliqués au moment opportun. Leur utilisation est à éviter pendant la période de ressuage du béton.

2.1.3.2 L'arrosage et la vaporisation d'eau

L'arrosage continu ou la vaporisation sont des méthodes de cure souhaitables lorsque la température ambiante est \geq à 10°C et que le taux d'humidité relative est très faible. Le béton doit demeurer humide, car l'alternance de cycles de mouillage/séchage altère la qualité de surface.

2.1.3.3 L'application de toiles imbibées d'eau

Les toiles imbibées d'eau sont faites de coton, de jute, de géotextiles ou d'autres matières capables de retenir l'eau et sont fréquemment utilisées. Les toiles doivent être exemptes d'apprêt ou d'autres substances incompatibles avec le béton ou qui peuvent le décolorer. Elles doivent être maintenues continuellement humides durant la période de cure afin d'éviter d'absorber l'eau du béton. Une pellicule de polyéthylène recouvrant la toile diminue le nombre d'arrosages et peut être utilisée lorsqu'un arrosage soutenu est optionnel pour refroidir le béton.

2.1.3.4 L'utilisation de nappes d'eau et l'immersion

L'utilisation de nappes d'eau et l'immersion sont les méthodes les plus efficaces pour éviter les pertes d'humidité et maintenir le béton à une température uniforme. Les surfaces planes telles que les planchers peuvent être recouvertes d'une nappe d'eau. La différence de température entre l'eau et le béton doit être de moins de 10°C afin d'éviter les fissures de retrait thermique.

2.1.3.5 L'utilisation de pellicules de plastique ou de papiers imperméables

L'utilisation de pellicules de plastique ou de papiers imperméables peut s'avérer suffisante sur des surfaces horizontales ou sur des bétons structuraux ayant des formes simples. Ces méthodes diminuent le besoin d'apport d'eau continu et assurent une hydratation adéquate du ciment en empêchant l'eau de s'évaporer. Elles sont à éviter lorsque les surfaces apparentes du béton sont importantes, ainsi que par temps chaud à cause de l'effet de serre. Si le papier imperméable est abîmé pendant la période de protection, il faut réparer et sceller la partie endommagée.

2.1.4 Influence de la cure sur la résistance [83]

Les conditions de conservation (cure) peuvent aussi influencer sur la résistance. Il faut distinguer ici deux aspects différents du problème : l'absence de cure au jeune âge et l'interruption de la cure avant l'essai de compression. Au jeune âge, l'absence de cure provoque

un ralentissement ou un arrêt précoce de l'hydratation et donc conduit à des résistances ultimes plus faibles de 10% à 25% plus faibles selon la durée d'exposition à une humidité relative à 50% [Byfors, 1980] [31]. C'est pourquoi, dans les essais normalisés, les éprouvettes doivent être conservées en piscine ou protégées de la dessiccation. Par contre, si, avant un essai à 28 jours, on stoppe la cure, on peut constater une augmentation de la résistance de quelques MPa, explicable par une mise en « précontrainte » du squelette solide par augmentation des tensions superficielles du séchage. [Pihlajavaara1974] [83]

2.1.5 Recommandations de cure [06]

- Evaluer le taux d'évaporation et d'humidité de la surface de béton et appliquer des mesures supplémentaires de protection lorsque nécessaire.
- Protéger le béton de toute perte d'humidité jusqu'à la dernière étape de finition.
- Choisir et appliquer la méthode de cure adéquate conformément aux spécifications du projet.
- Débuter la cure immédiatement après les opérations de finition.
- Prolonger la période de cure de 3 à 7 jours et/ou pendant le temps nécessaire pour obtenir 40 % à 70 % de la résistance à la compression spécifiée selon la classe de béton utilisée.
- Prolonger la période de cure à l'eau ou maintenir en place les coffrages plus longtemps lors du bétonnage par temps froid.
- Maintenir la température à plus de 10°C ou utiliser des couvertures isolantes pour protéger le béton.

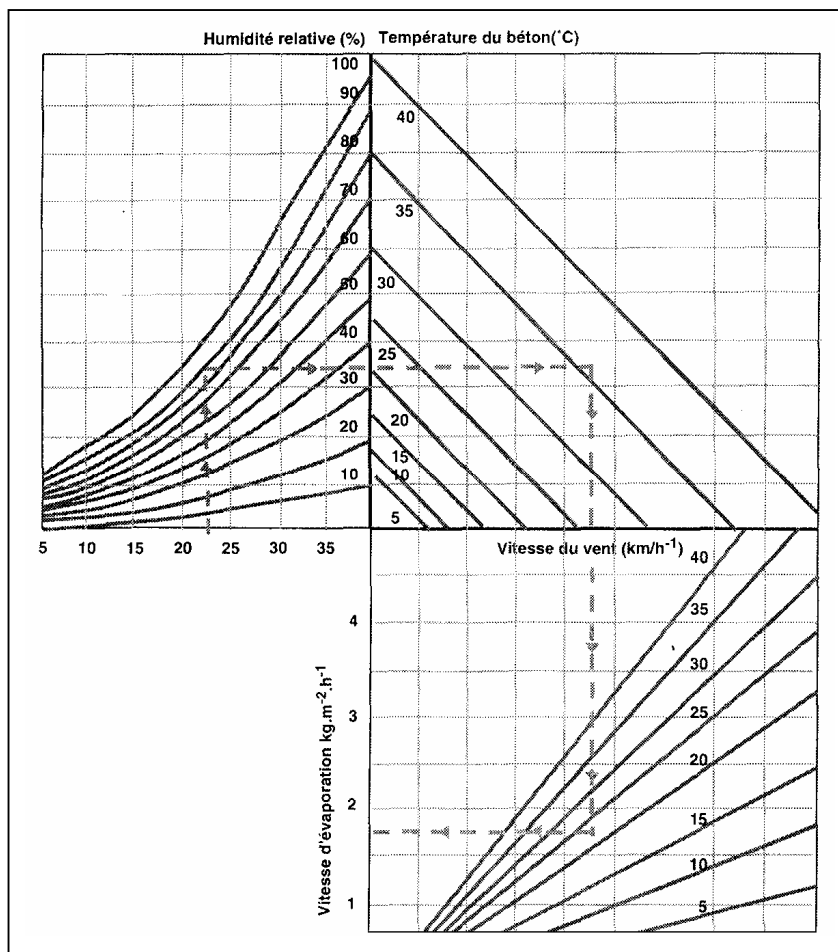


Figure 2.01: Abaque permettant d'estimer la perte en eau du béton jeune sans protection à partir des données climatiques ambiantes (ACC, 2004) [06]

2.2 TRAITEMENT THERMIQUE DES BETONS [108]

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.

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...

2.2.1 Cure des bétons et mortiers (mûrissement) à la vapeur [05]

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 énumère 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.

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 (2.03).

La cure à la vapeur à la pression atmosphérique se fait généralement dans des enceintes pour minimiser les pertes de chaleur et d'humidité. On utilise souvent des bâches où peinture noire qui absorbent les rayons solaires pour fabriquer ces enceintes. Il faut attendre la prise initiale du béton ou au moins trois heures après sa finition avant d'appliquer la vapeur pour permettre un certain durcissement du béton. Toutefois, un délai de trois à cinq heures avant l'injection de la vapeur permet d'obtenir une résistance initiale maximale, comme on le voit à la figure (2.02). La température de la vapeur dans l'enceinte doit être maintenue autour de 60°C jusqu'à l'obtention de la résistance souhaitée du béton. La résistance du béton n'augmente pas

de façon significative lorsque la température maximale de la vapeur passe de 60 °C à 70°C. Des températures de cure à la vapeur supérieures à 70 °C doivent être évitées : elles ne sont pas économiques et peuvent causer des dommages.

Outre le gain précoce de résistance, la cure du béton à des températures voisines de 60°C réduit le risque de retrait au séchage et de fluage comparativement à un béton mûri à 23°C pendant 28 jour (Klieger 1960 et Tepponen and Eriksson 1987) [61] [100].

La norme CSA A23.4 classifie le type de mûrissement accéléré à appliquer aux éléments en béton selon les conditions ambiantes auxquelles ils seront exposés. Les catégories sont : (a) « Catégorie sèche » ou (b) « catégorie humide ».

La « catégorie sèche » s'applique aux éléments de béton qui, après mûrissement ne seront pas soumis à un environnement humide en service. A moins que ces éléments ne contiennent de l'air entraîné, ils ne doivent non plus être exposé à un environnement humide pendant plus de trois mois avant leur mise en service.

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 exposé 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 sont présentées dans la norme CSA A23.4 à la rubrique béton chauffé et dans le tableau 3-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 (kg/cm²). 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) [05].

2.2.2 Facteurs influençant sur le traitement par chauffage [60]

2.2.2.1 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 réduire les délais de début et fin de prise.

2.2.2.2 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.

2.2.2.3 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 affaiblit la résistance.
- Nature de ciment : la richesse en C₃A, la finesse de ciment avec l'apport calorifique extérieur, la chaleur d'hydratation augmente, ce qui donne des résistances élevées.

2.2.2.4 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.

2.3 COMPORTEMENT THERMOMECHANIQUE DU BETON A TEMPERATURE AMBIANTE

Introduction

La complexité de la microstructure du matériau béton est une des causes des particularités de son comportement mécanique. Le comportement très complexe et les mécanismes qui conduisent à sa modification peuvent être bien définis, seulement en étudiant le béton au niveau microscopique, et en prenant en considération ses modifications physico-chimique et les réactions qui ont lieu lors de chargement et leurs conséquences sur le comportement macroscopique.

Ainsi dans cette partie, nous nous proposons de décrire la réponse du béton sous différentes sollicitations thermiques et mécaniques. L'étude bibliographique des résultats expérimentaux sur éprouvettes permettra de mettre en évidence les différents comportements du béton qui peuvent être rencontrés notamment, en analyse thermomécanique.

2.3.1 Comportement mécanique du béton à température ambiante

Dans ce qui suit, on présente un aperçu du comportement mécanique du béton à température ambiante sous divers types de sollicitations, en passant en revue son comportement sous sollicitation de compression simple et cyclique, traction simple et cyclique.

2.3.1.1 Comportement en compression

L'essai de compression uniaxiale est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance en compression. L'allure générale de la courbe contrainte déformation est donnée par la figure 2-04. On observe principalement que la réponse est presque linéaire jusqu'à 30% de la limite en compression simple f_c . En dépassant ce point, on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple. Au-delà, la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant

(figure 2-04.a). Cette branche post-pic est associée à une forte dilatance (expansion latérale) (figure 2-04.b), qui donne la variation de la contrainte appliquée en fonction de la variation de volume de l'éprouvette.

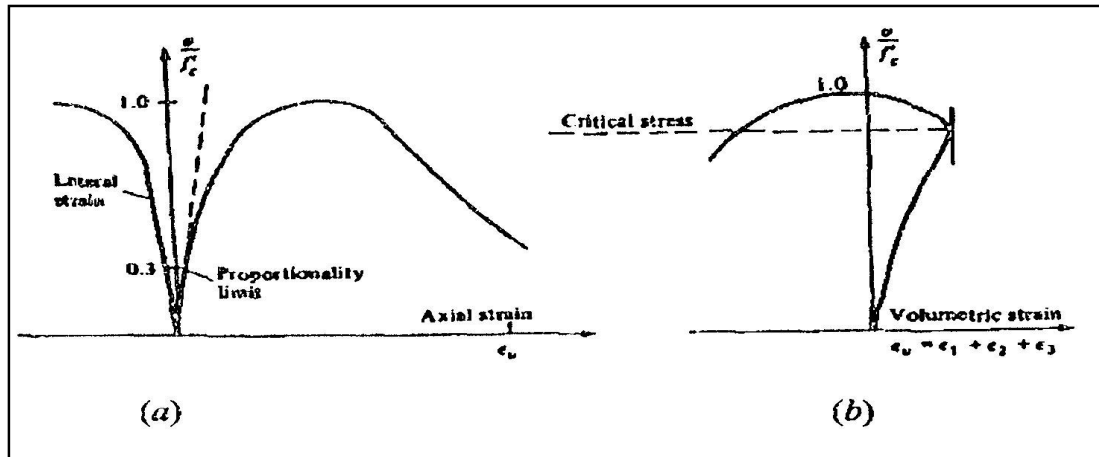


Figure 2-04 : comportement du béton en compression simple (Chen 1982) [38]

L'interprétation micro- mécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux (Lorrain 1974, Mazars 1984, Berthaud 1988) [67] [70] [28] et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de micro fissures. Le développement des micro fissures est lié selon plusieurs auteurs, (Lorrain 1974, Mazars 1984) [67] [70] à l'effet des extensions ($\epsilon > 0$, déformation positive). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux pré sollicités ont montré que l'orientation privilégiée des micro fissures est perpendiculaire aux directions d'extensions, créant dans un premier stade une anisotropie du comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens (figure 2-05). De plus, il a été montré (Torrenti 1994) [103] que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène.

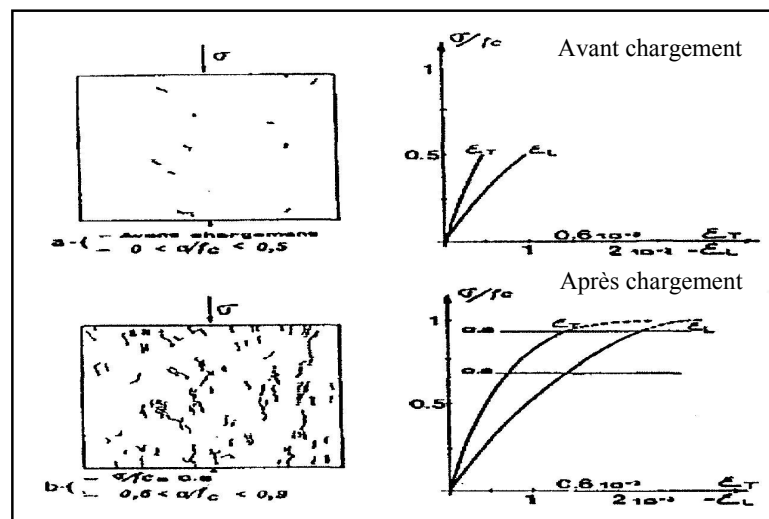


Figure 2-05 : Résultats de l'observation aux rayons X D'une éprouvette en compression (Robinson 1965) [91].

L'essai cyclique en compression simple présenté à la figure 2-06, permet d'obtenir d'autres renseignements sur le comportement du béton. D'une part, il permet de confirmer le

rôle prépondérant du développement de la micro-fissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre surfaces des micro fissures et la non refermeture complète des micro fissures après déchargement.

Un autre renseignement peut être tiré de cette figure, il concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être lié à deux aspects: d'une part, au frottement entre lèvres (les micro fissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autres part, au mouvement de l'eau dans la structure micro poreuse de la pâte de ciment hydratée (Benouniche 1979) [27].

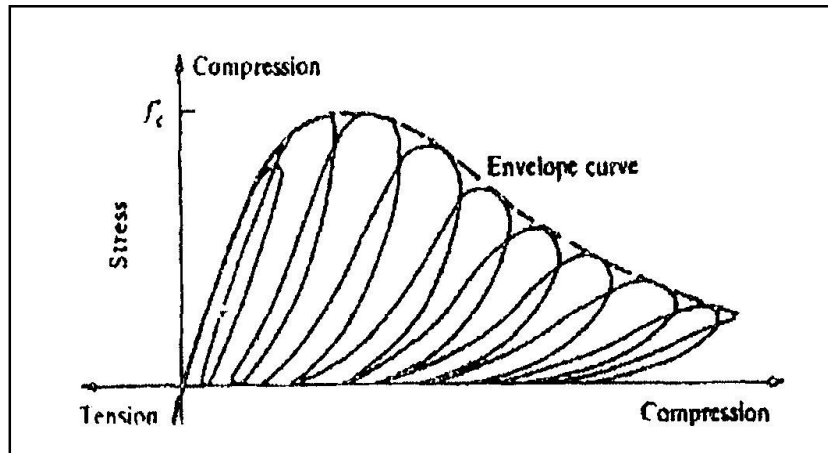
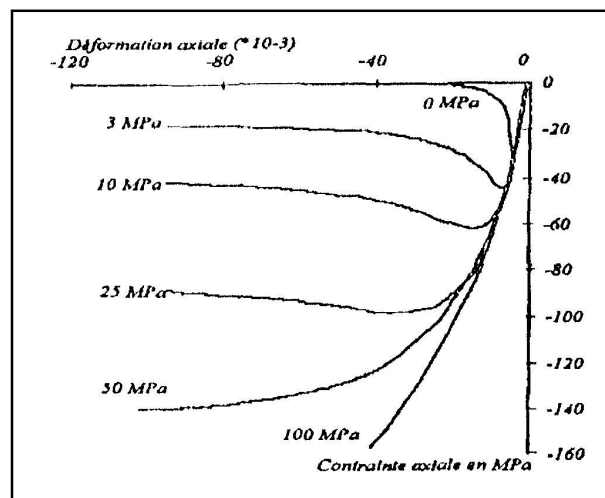


Figure 2-06 : Comportement cyclique du béton en compression simple (Karsan 1969) [59]

De ce qu'on a vu précédemment, on peut s'attendre à une sensibilité du béton à l'application de contrainte de confinement. C'est effectivement ce qui a été démontré par plusieurs auteurs (Richart et al. 1928, Balmer 1949, Jamet et al. 1984) [89] [20][58]. On peut constater sur la figure 2-07 que la réponse du béton est d'autant moins fragile que le confinement est important et que l'on obtient un comportement ductile pour les très grands confinements. Ce gain de rigidité est lié à l'augmentation des contacts au sein de la micro-structure du matériau béton qui est une conséquence de la destruction des pores (Chen 1982, Ramtani 1990) [38] [87].

Figure 2-07 : Essais de compression triaxiale (Jamet et al. 1984) [61]



En ce qui concerne le comportement du béton sous chargements hydrostatiques, la figure 2-08, présente le comportement expérimental dans le cas d'une compression hydrostatique (Chen 1982) [38]. On remarque sur cette figure trois phases de comportement dont une phase élastique linéaire, une deuxième phase d'assouplissement correspondant à l'effondrement progressif de la structure micro poreuse de la pâte de ciment hydraté et une dernière phase de raidissement liée à l'augmentation des contacts au sein de la matière qui est une conséquence de la destruction des pores.

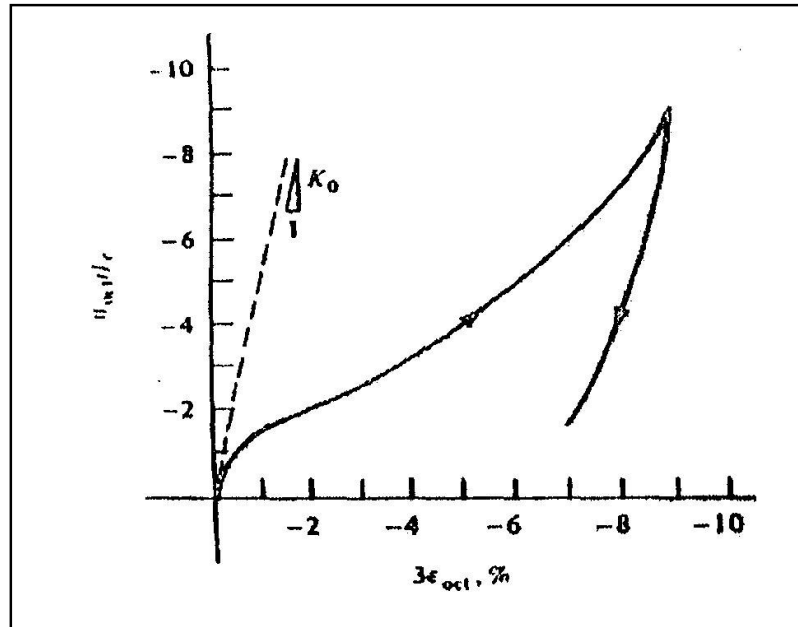


Figure 2-08 : Essai de compression hydrostatique du béton (Chen 1982) [38]

2.3.1.2 Comportement en traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. On peut faire la remarque ici sur la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, c'est pourquoi on fait souvent appel à des essais indirects pour déterminer ce comportement.

La figure 2-09, présente la courbe contrainte - déformation pour le béton en traction simple (essai de traction directe). Dans cette figure, on peut distinguer deux phases importantes de comportement du béton : dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic. Une deuxième phase (phase adoucissante), après le pic, est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les micro fissures bifurquent dans la pâte de ciment et propagent en mode I essentiellement pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.

Les cycles charge-décharge permettent de constater une chute importante de la raideur en fin d'essai ($E = E_0/2$) et l'apparition de déformation résiduelle. Dans son état ultime, l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

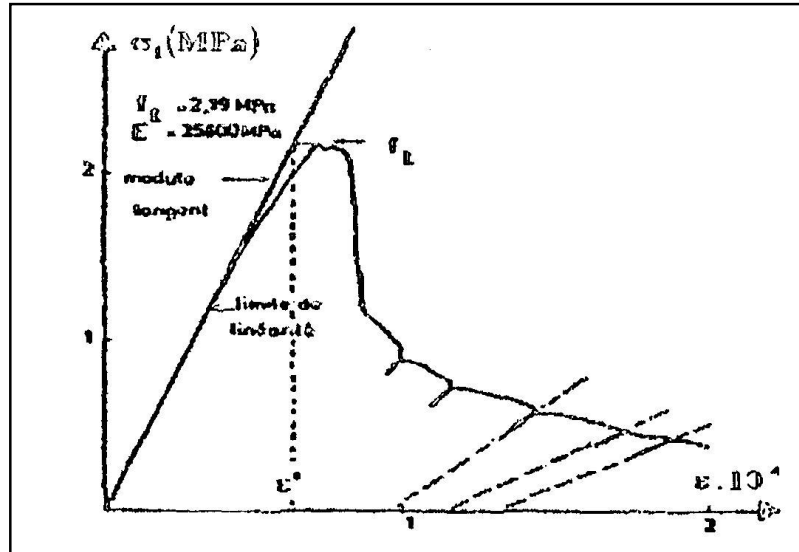


Figure 2-09 : Comportement du béton en traction directe (Terrien 1980) [101]

La résistance du béton est dépendante du volume de vides qu'il comporte mais elle est également fonction de la teneur en granulat (figure 2.10). Les études montrent que, pour une qualité donnée de pâte de ciment, la résistance en traction diminue graduellement lorsque le volume de granulats est compris entre 0 et 20%. Au delà on constate une augmentation. La résistance en traction d'un béton ordinaire de rapport 0.5 varie en moyenne entre 2 et 3 MPa.

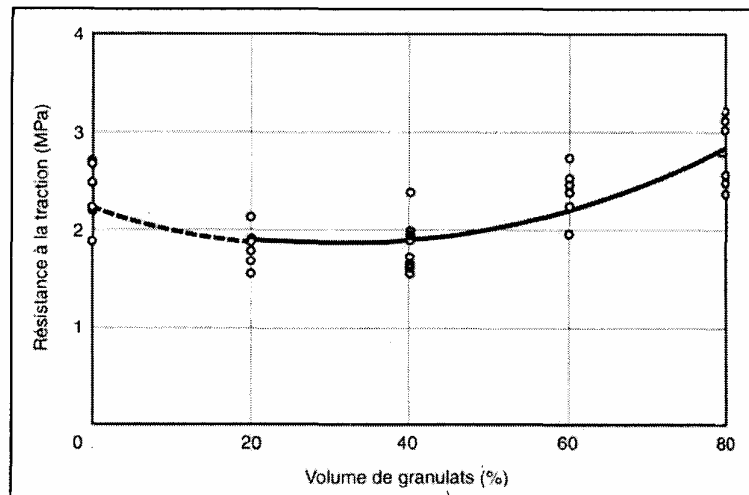


Figure 2.10 : Résistance en traction directe d'un béton ordinaire en fonction du volume de granulat [NEVI] [76]

L'essai de traction cyclique présenté à la figure 2-11, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastique du matériau. On note sur la figure 2-11 que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de micro fissures; phénomènes peu importants dans ce type de sollicitation.

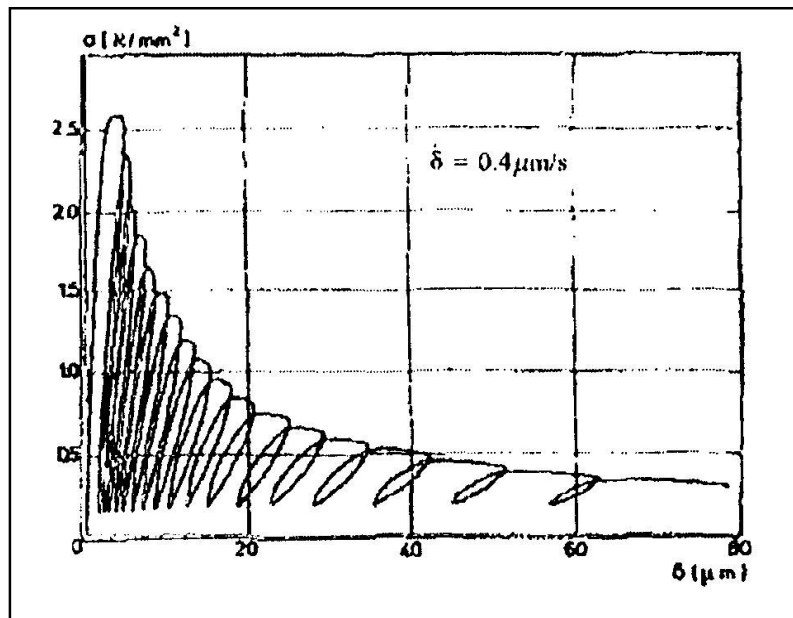


Figure 2-11: Comportement cyclique du béton en traction (Reinhardt et Corneillesen 1984) [88]

2.3.1.3 Comportement cyclique traction - compression

Les essais cycliques de traction - compression permettent de mettre en évidence une propriété importante du comportement du béton, c'est le caractère unilatéral. Ce phénomène consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression (Figure 2-12).

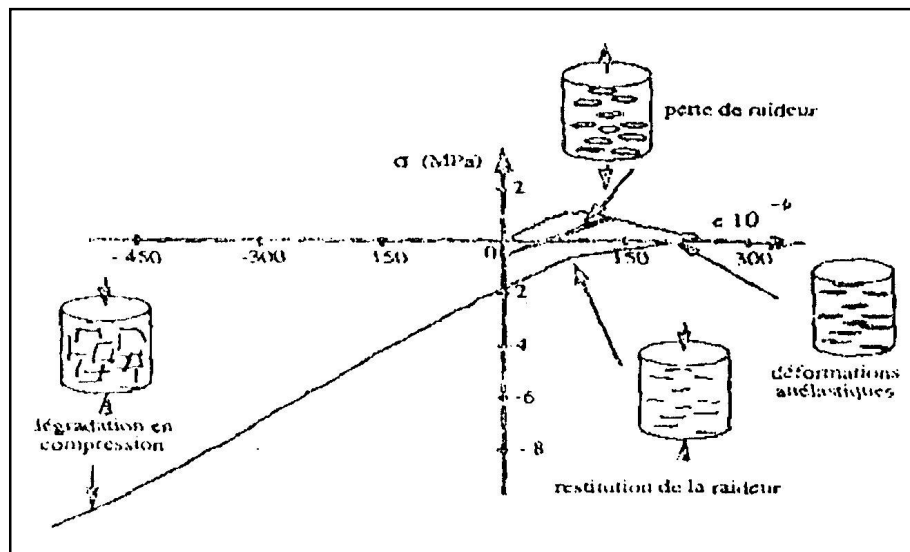


Figure 2-12 : Essai P.I.E.D Comportement uni axial du béton sous chargement cyclique (Ramtani 1990) [87]

Ce comportement est lié au fait que sous contrainte de compression les fissures de traction se referment en sorte qu'il n'y ait aucune interaction avec celles qui vont se créer en compression dans une direction perpendiculaire. Le béton retrouve alors un comportement de matériau sain.

2.3.1.4 Conclusion de la partie mécanique :

Au vu des constatations expérimentales, il est important de signaler les éléments suivants :

- Lors du chargement, le comportement du béton passe par deux phases importantes : dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic. Une deuxième phase (phase adoucissante), après le pic, est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, on observe l'apparition des micro fissures;
- La microfissuration provoque une dégradation des caractéristiques élastique du matériau;
- Apparition d'une déformation irréversible en traction et en compression;
- Dégradation de la raideur du matériau mise en évidence lors de la décharge;
- Restauration de la raideur lors de l'inversion du signe de la contrainte.

2.3.2 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.

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.

2.3.2.1 Effet de la température sur la microstructure du béton

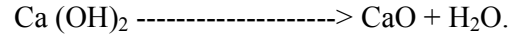
Les modifications subies simultanément par la matrice cimentaire et les granulats engendrent une forte dégradation de la microstructure du béton. Outre les effets directs des modifications de ces deux composants élémentaires, les incompatibilités de comportement de ceux-ci engendrent des dégradations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

2.3.2.1.1 Déshydratation et modifications physico-chimiques du béton

L'étude des résultats d'analyse 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) [80] [36] [56] [96]. La synthèse de ces résultats nous permet d'identifier les principales modifications subies par la micro-structure du béton au cours du chauffage, et montre les évolutions suivantes:

1. 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.
2. La déshydratation du gel de ciment (CSH) s'amorce à 180°C et se poursuit jusqu'à 300°C, l'eau liée chimiquement commence alors à s'échapper du béton.

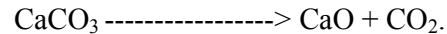
3. Entre 450 °C et 550 °C, la portlandite se décompose en eau et en chaux libre selon la réaction suivante:



4. Autour de 570 °C se produit la transformation du quartz- α en quartz- β dans les agrégats quartziques et basaltiques. Il est à noter que cette réaction est expansive.

5. Entre 600 °C et 700°C se produit la décomposition du CSH. C'est la seconde étape de déshydratation des hydrates de calcium au sein du béton. On a donc une nouvelle phase d'évacuation de l'eau liée chimiquement.

6. Entre 700°C et 900°C, le carbonate de calcium, composant principal des granulats calcaires se décompose suivant la réaction :



7. La fusion de la pâte et des agrégats s'amorce à partir de 1100 °C.

2.3.2.1.2 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) [30]. L'initiation de cette microfissuration apparaît clairement sur les courbes présentant la distribution de la porosité du béton à différentes températures (figure 2-13).

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 inter faciale 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) [90].

Par ailleurs, des études expliquent les micro fissures engendrées lors de chauffage du béton par l'effet de l'incompatibilité du comportement des composants du béton (Venecanin 1978, Balucu et al. 1989) [105] [21]. 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, 1984) [106] [107].

2.3.2.1.3 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 micro fissuration 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) [95], (Noumowé 1995) [77].

Il apparaît clairement à l'heure actuelle que la manière dont le volume poreux est distribué en terme de taille des pores est une information plus importante que la simple mesure de la porosité totale. La figure (2-13) présente les distributions des pores obtenues à différentes températures par Noumowé (1995) [77] au sein d'un béton ordinaire chauffé jusqu'à 600°C.

Le premier pic correspond aux pores capillaires de la pâte (Figure 2. 13). 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 (Noumowe 1995) [77].

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) [22] [23]. 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 la rupture des cloisons capillaires sous l'effet de la pression de pores.

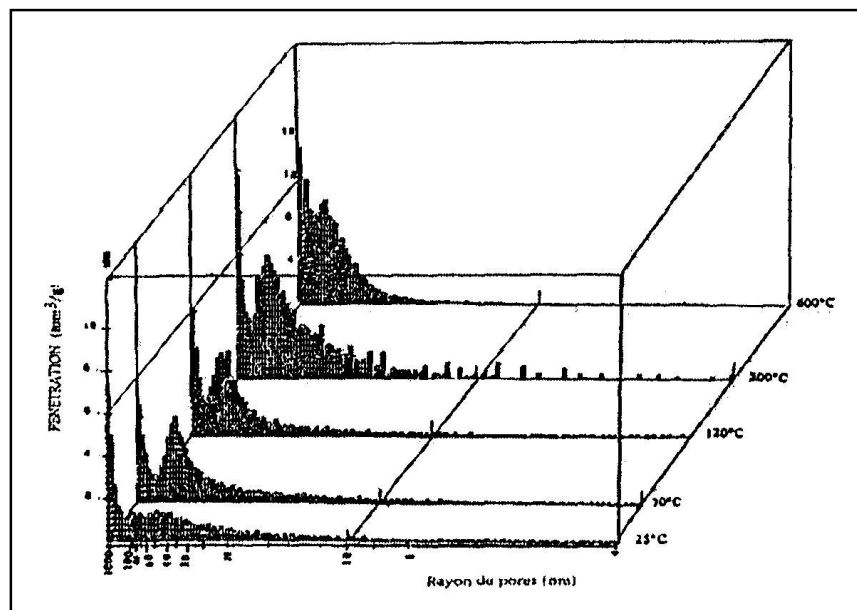


Figure 2-13: Distribution des pores d'un béton ordinaire après exposition à différentes températures (Noumowé 1995) [82]

Sur la Figure (2.14) 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). [82]

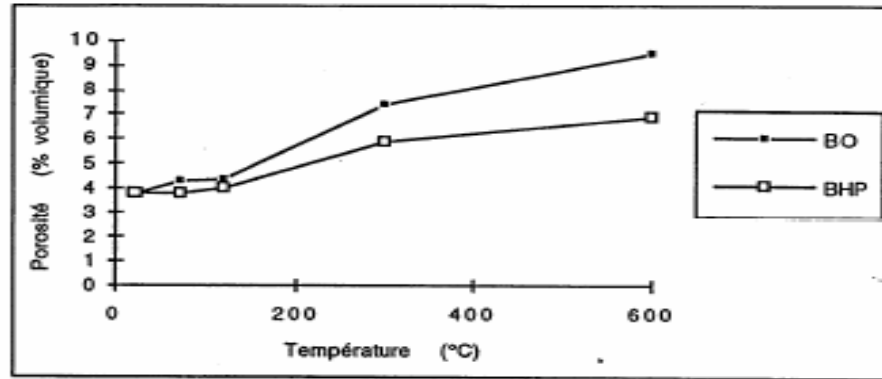


Figure 2-14 : Porosité en fonction de la température de conditionnement (Noumowé 1995) [77]

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.

2.3.2.1.4 Perte de masse [77]

La Figure 2.15 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

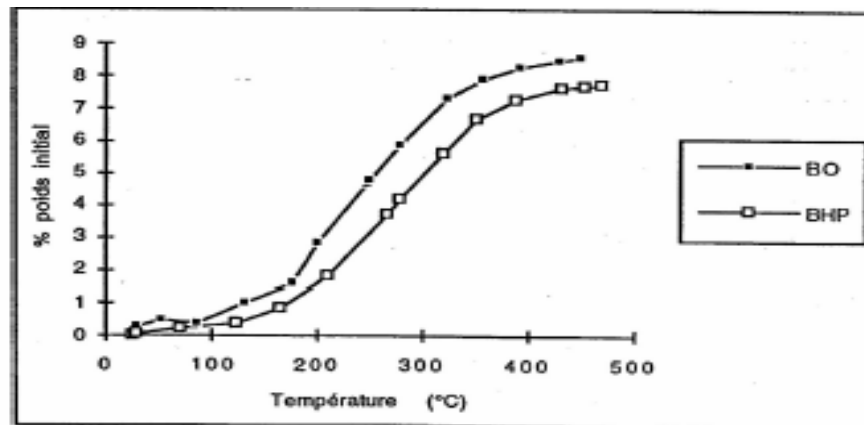


Figure 2-15 : Variation de poids en fonction de la température (Noumowé 1995) [77]

(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 que en plus de l'eau, il y a d'autres constituants qui se sont échappés des deux bétons.

2.3.2.1.5 Evolution de la masse volumique [97]

A haute température, ce paramètre dépend fortement de la nature des granulats dans le béton. La Figure (2.16) montre les variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température.

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.

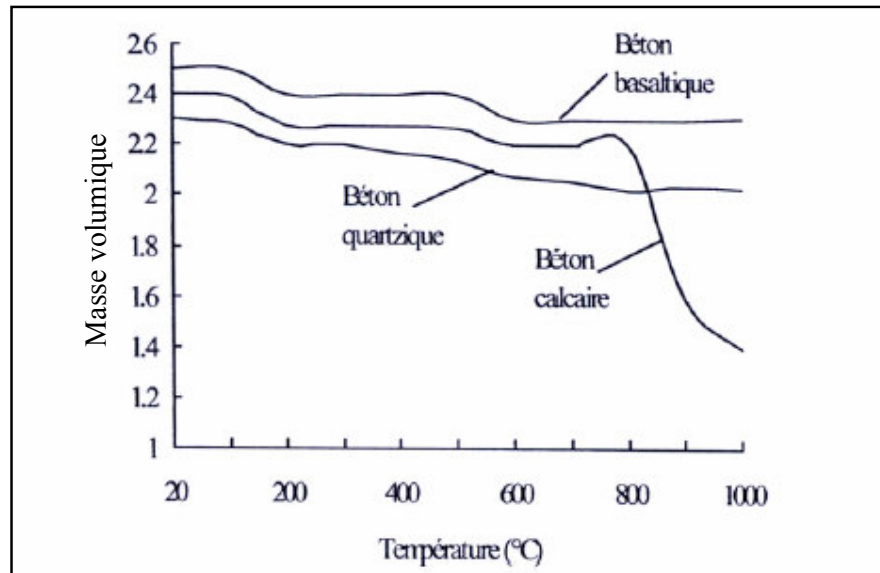


Figure 2-16 : Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température d'après (Schneider 1988) [97]

2.3.2.1.6 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), pour des températures supérieures à 105°C ont été données par de nombreux auteurs (Philleo 1958, Harmathy et Allen 1973) [80] [56]. En revanche très peu de données sont disponibles sur le temps nécessaire pour atteindre cet équilibre hydrique, en particulier pour des températures supérieures à 105°C.

Enfin, de nombreux auteurs expliquent les phénomènes d'éclatements observés sous certaines conditions sur des spécimens ou des structures en béton par le développement de pressions de pores dont les valeurs, combinées aux contraintes thermiques, peuvent dépasser la résistance en traction du béton (Nekrasov et al. 1963, Zhukov 1980, Noumowe 1995) [74] [111] [77].

2.3.2.2 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 vus 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) [54].

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 univales en toute situations (Harmathy 1970) [55].

2.3.2.2.1 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 de l'air (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 la conductivité thermique de l'eau à 20°C 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) [39] (figure 2.17). Enfin il est à signaler que la conductivité thermique d'un béton pré endommagé est plus faible que celle d'un béton sain, du fait de la faible conductivité de l'air.

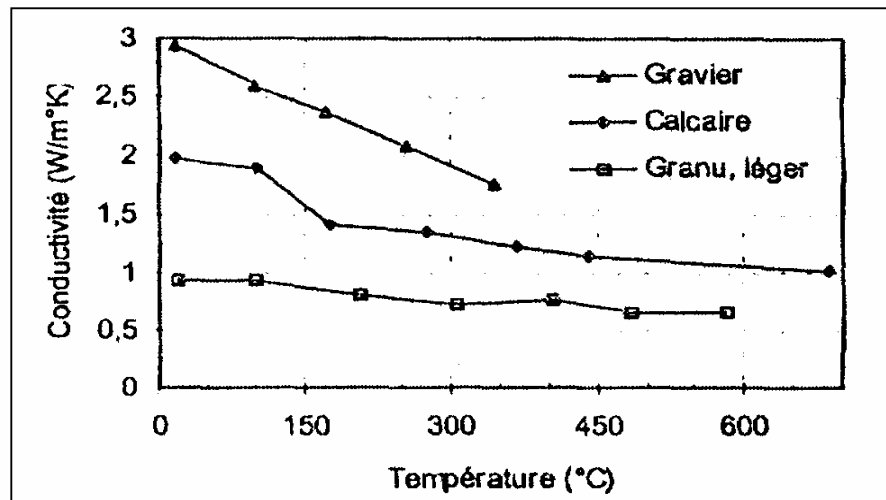


Figure 2-17 : Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température (Collet 1977) [39]

2.3.2.2.2 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) [76]. Une estimation de la variation de la chaleur spécifique avec la température pour une pâte de ciment est donnée par (Harmathy 1970) [55].

Le résultat est reporté sur la figure 2-18. 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) [47], les bétons humides présentent une capacité calorifique apparente qui est presque deux fois plus élevée que celle des bétons secs.

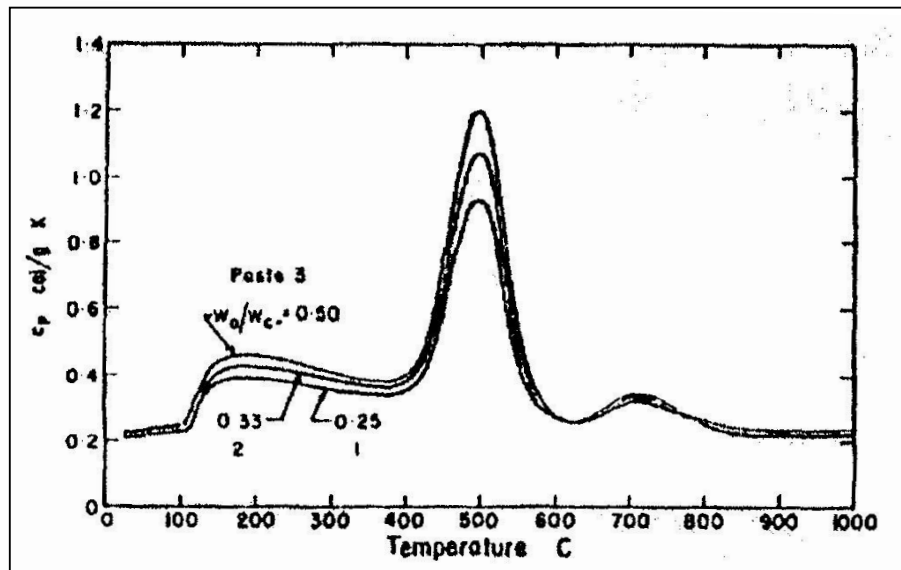


Figure 2-18: Variation de la chaleur spécifique en fonction d'une pâte de ciment (Harmathy 1970)

La Figure 2.19 : montre les variations de la chaleur spécifique en fonction de la température pour différents types de béton mesurées par d'autres auteurs.

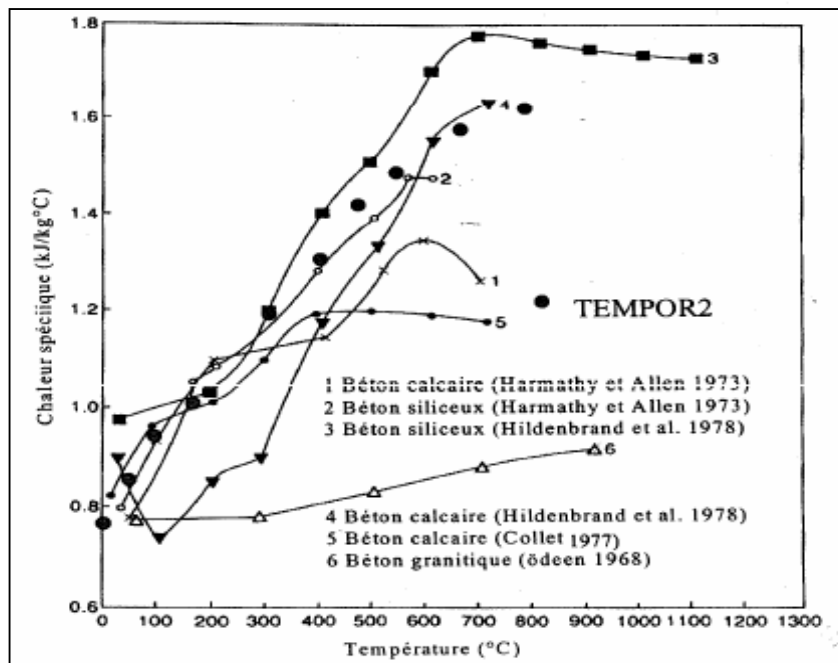


Figure 2-19 : Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température par différents auteurs

Les résultats de ces mesures (Figure 2-19) 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.

2.3.2.2.3 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) [97] 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.

On peut toutefois indiquer que la diffusivité thermique décroît progressivement avec la température. La figure 2-20 présente les variations de cette propriété avec la température, obtenues par différents auteurs sur des bétons formulés avec différents types de granulats.

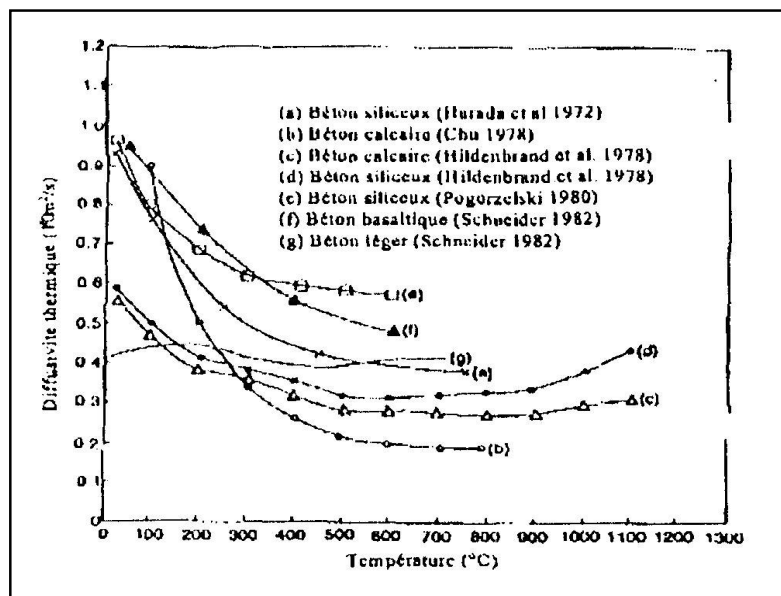


Figure 2-20 : Variations de la diffusivité thermique de différents types de béton avec la température, d'après plusieurs auteurs (Bazant et Kaplan 1996) [24]

2.3.2.3 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.

2.3.2.3.1 Module d'élasticité à hautes températures

La rupture des liaisons internes de la microstructure de la pâte de ciment due à l'élévation de température engendre une diminution du module d'élasticité du béton. En même temps, l'élévation de température produit une accélération du processus de fluage à court terme, et qui a pour conséquence la diminution du module d'élasticité (Frantziskonis 1987, Schneider 1988) [47] [97]. Ces évolutions sont influencées par le module élastique initial, la teneur en eau du béton, la nature des granulats et la vitesse de chauffage (Harada et al. 1972, Schneider 1988)

[53] [97]. La figure 2-21 présente à titre d'exemple les variations du module d'élasticité obtenues par Dias et al. (Dias et al. 1990) [44].

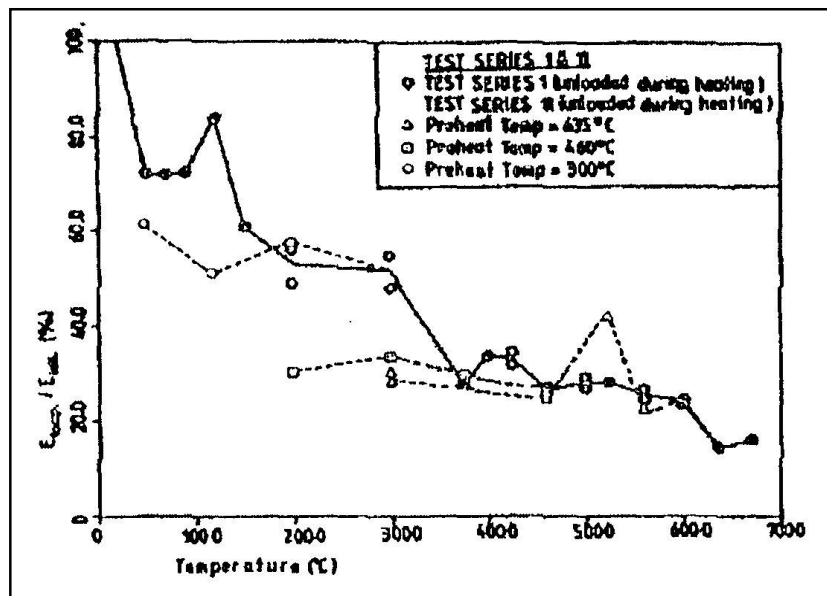


Figure 2-21: Rapport du module d'élasticité sur le module initial (Dias et al. 1990) [44]

Il est à noter que le processus de séchage du béton accompagnant l'augmentation de la température, provoque lui aussi une réduction du module d'élasticité. Cette baisse est d'autant plus forte que le séchage est élevé. Ceci peut être expliqué par la destruction de la microstructure du béton causé par le mouvement d'humidité et la pression de pore au cours du séchage et l'effet des contraintes thermiques et des contraintes de retrait sur l'évolution de l'endommagement de la microstructure du béton (Gross 1973, Labani et Sullivan 1974) [49] [62]. En outre, Lankard (1971) [63] signale une augmentation de la dégradation du module d'élasticité avec les cycles thermiques.

2.3.2.3.2 Résistance en compression à hautes températures

Tous les auteurs s'accordent sur le fait que la résistance en compression du béton varie en fonction de la température laquelle il est exposé ou a été exposé.

Des comportements différents peuvent être observés selon que les essais sont effectués par "la méthode d'état régulier" (le spécimen testé est chauffé à une température donnée, ensuite la contrainte est appliquée en contrôlant la vitesse de chargement) ou "la méthode d'état transitoire" (le spécimen testé est chargé au début, la charge est maintenue fixe puis il est chauffé en contrôlant la vitesse de chauffage) ou selon que les essais sont effectués au cours de chauffage ou après refroidissement. L'évolution de la résistance en compression du béton avec la température est affectée par de nombreux paramètres (nature du liant et des granulats, vitesse du chauffage...).

On peut noter que pour des températures inférieures à 90°C la réduction de la résistance en compression du béton est faible, entre 80°C et 90°C la réduction de la résistance en compression varie entre 10 et 35% (Blundell 1969) [29], en dépassant la température de 90°C, on observe une augmentation de la résistance en compression, ceci peut être expliqué par l'augmentation du processus de séchage. Ce départ provoque un accroissement des forces de

surface entre les particules de gel de *CSH* qui assurent la résistance de la pâte de ciment. Pihlajavaara (1972) [82] rapporte que la résistance d'un béton complètement sec est d'environ 50% plus grande que celle d'un béton saturé. En dépassant les 200°C, le béton est complètement sec, la résistance en compression du béton diminue progressivement avec la température. Ceci peut être expliqué par les transformations chimiques et minéralogiques qui s'opèrent dans la pâte de ciment (figure 2-22)

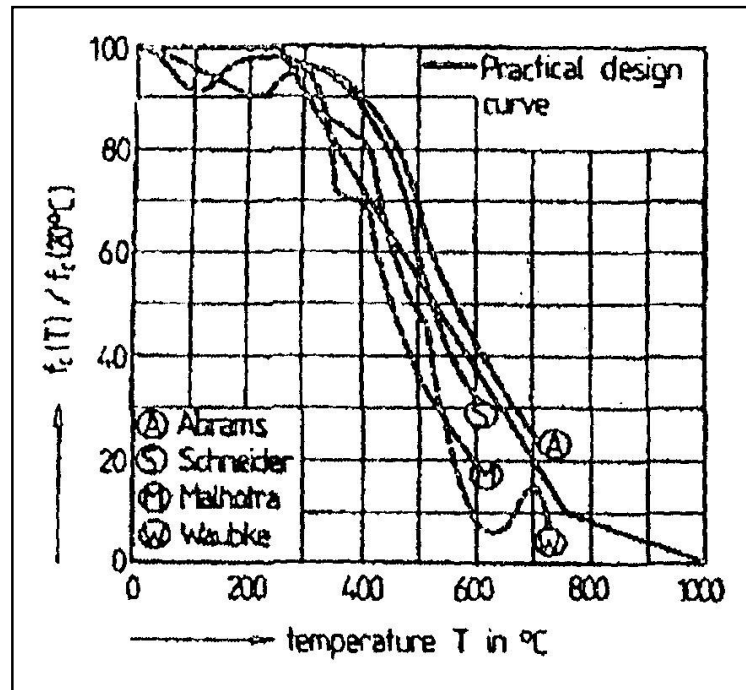


Figure 2-22: Rapport de la résistance en compression sur la résistance initiale (Schneider, 1982) [96]

2.3.2.3.3 Résistance en traction à hautes températures :

Peu de recherches sont faites dans cet axe, néanmoins comme pour la résistance en Compression, la résistance en traction chute avec l'élévation de température.

Des études récentes ont indiquées une forte sensibilité de la résistance de traction à la température qui dépasse même celle de la résistance en compression (Schneider 1982, Morley et Royles 1983, Noumowe 1995, Felicetti et Gambarova 1999) [96] [72] [77] [46].

L'évolution de la résistance en traction du béton avec la température est affectée par les mêmes paramètres que pour la résistance en compression (nature du liant et des granulats, teneur en eau, vitesse de chauffage,...), la figure 2-23 présente à titre d'exemple les variations de la résistance en traction du béton avec la température pour différents types de granulats obtenues par Blundell et al. (1976) [30].

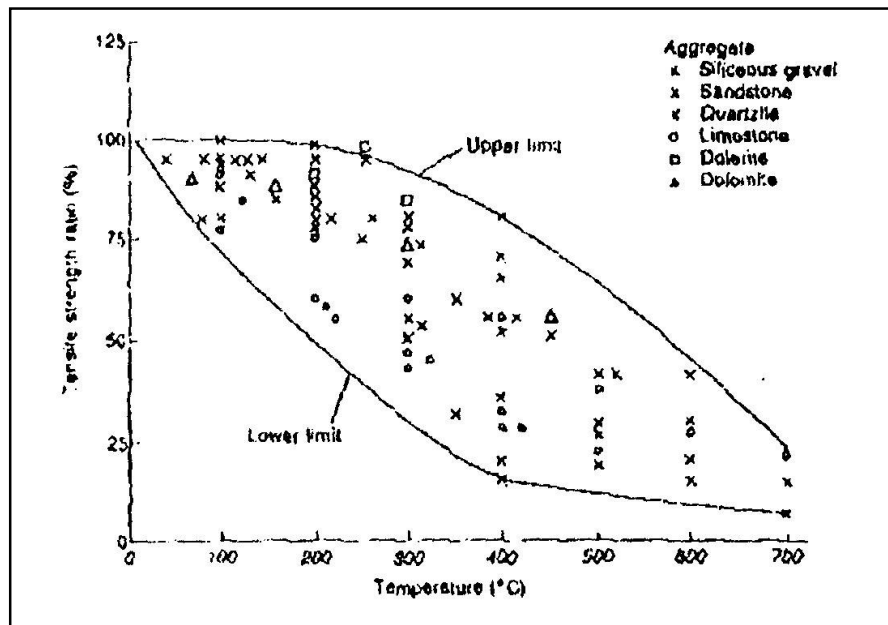


Figure 2-23 : Evolution de la résistance en traction du béton avec la température d'après (Blundell et al. 1976) [30].

2.3.2.3.4 Module élastique de cisaillement et coefficient de poisson

Peu de chercheurs se sont intéressés à l'évolution en fonction de la température du module élastique en cisaillement G et du coefficient de poisson ν des bétons. Les travaux d'Anderberg et al. (1976) montrent que G varie d'une manière similaire au module d'élasticité E .

$$G = E/2(1 + \nu)$$

La Figure (2. 24) montre l'évolution de ce coefficient ν déterminé par (Maréchal 1972) [69] pour le béton ordinaire et qui diminue en fonction de la température de 0,28 à température ambiante pour une valeur de 0,1 à 400°C. Cette diminution est le résultat de la rupture des liaisons internes à la microstructure et du développement de la micro fissuration au cours du chauffage. D'autre part, les essais réalisés sur plusieurs cycles de chauffage et de refroidissement par (P. Acker et al. 1986) [02], indiquent que ce coefficient retrouve sa valeur initiale. En dehors de ces études, ce coefficient est égal à 0,2 généralement pour le béton.

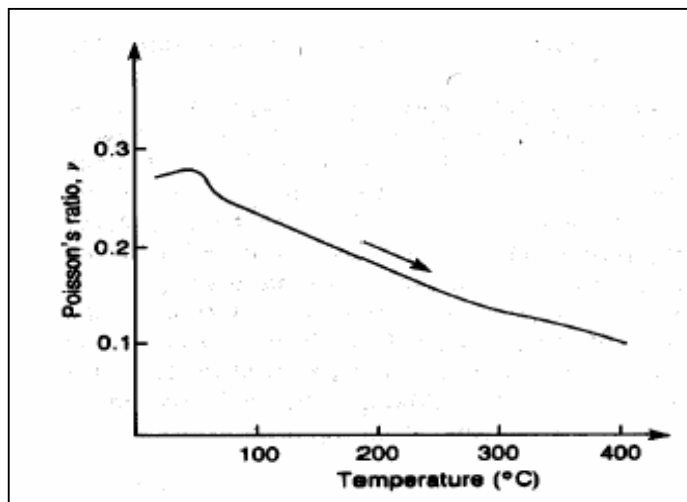


Figure 2- 24 : évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire d'après (Maréchal 1972) [69]

2.3.2.3.5 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 2 -24).

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 et Prat (Bazant 1988) [25], Stabler et Baker (Stabler 1998) [98], (Heinfling 1998) [57], Felecitti et al. (1999) [46], montrent des résultats contradictoires ; il n'y a pas de consensus sur le sens variation de G_f .

Stabler et Baker (Stabler 1998), (Heinfling 1998), et (Felecitti 1999) ont constaté une augmentation de G_f en fonction de la température contrairement à Bazant et Prat (Bazant 1988).

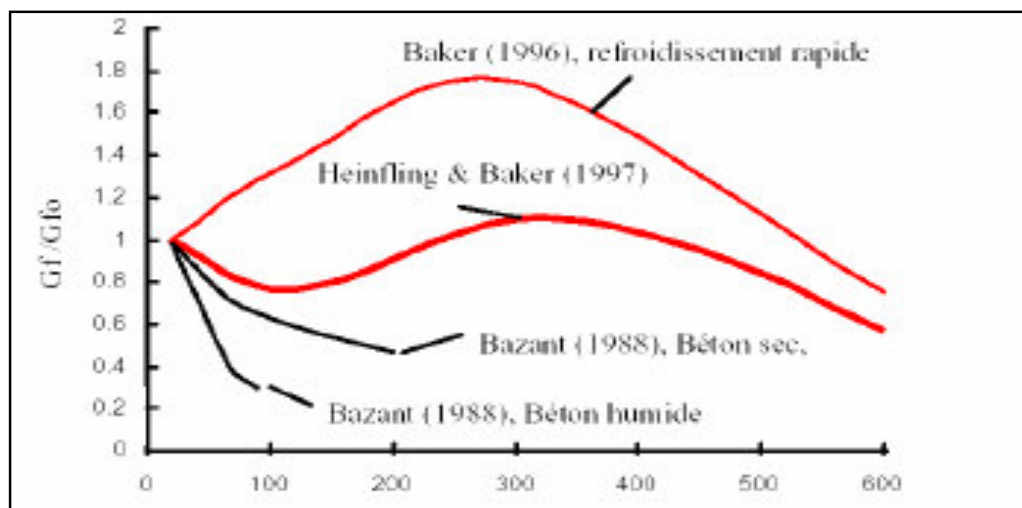


Figure 2-25 : Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température (Bazant 1988) [25] et (Heinfling 1998) [57]

2.4 CONCLUSION DE CURE ET THERMOMECHANIQUE DU BETON A L'ELEVATION DE LA TEMPERATURE

L'étude bibliographique sur l'importance de la cure, les conséquences d'un manque de protection de béton et les différents procédés de cure, bien que la cure est influencé par la formulation du mélange, le procédé de mise en œuvre et de serrage du mélange, les conditions hygrométriques et climatiques environnantes, sont les paramètres qui conditionnent le comportement du matériau et en particulier sa caractéristique mécanique.

Et 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.

CHAPITRE 3

DURABILITE DES BETONS ET MORTIERS ET LEUR PATHOLOGIE

3.1 DURABILITE DES BETONS

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

a) les problèmes d'ordre physiques :

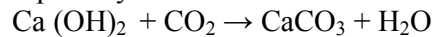
Les problèmes au moment de la conception et de la réalisation de l'ouvrage : ceux-ci peuvent conduire à des nids de graviers (mauvaise résistance locale), à des zones d'enrobage trop faible (risque accru de corrosion), à des fissures dues à une surcharge, à des problèmes au niveau de la dilatation en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

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 :

3.1.1 La carbonatation [78]

La carbonatation est un phénomène chimique présent dans l'épiderme du béton tout au long de sa vie. La carbonatation du béton est due à l'action de l'acide carbonique CO_2 (dioxyde de carbone) qui se trouve dans l'atmosphère (en faible quantité environs 0.5 ‰) sur la chaux (contenu dans le ciment) libérée par l'hydratation des carbonates de calcium CaCO_3 :



Cette carbonatation qui progresse dans le béton à partir des faces en contact avec l'atmosphère fait baisser le PH de la solution interstitielle dans la pâte durcie de ciment portland d'une valeur de l'ordre de 12.6 à 13.5 à une valeur d'environ 9 et la corrosion des aciers commence. A partir d'une distance de 25 à 30 mm à l'intérieur du béton. Lorsque tout le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ s'est carbonaté, la valeur du PH descend à 8.3 [78] neutralisant ainsi progressivement l'alcalinité du béton et son rôle « passivant » sur les armatures qui, n'étant plus protégées, se corrodent.

La carbonatation commence donc à la surface du béton et concerne une certaine épaisseur (dite profondeur de carbonatation) de ce matériau, elle ne l'endommage pas le béton mais ses effets sont importants l'un de ceux –ci est le retrait de carbonatation.

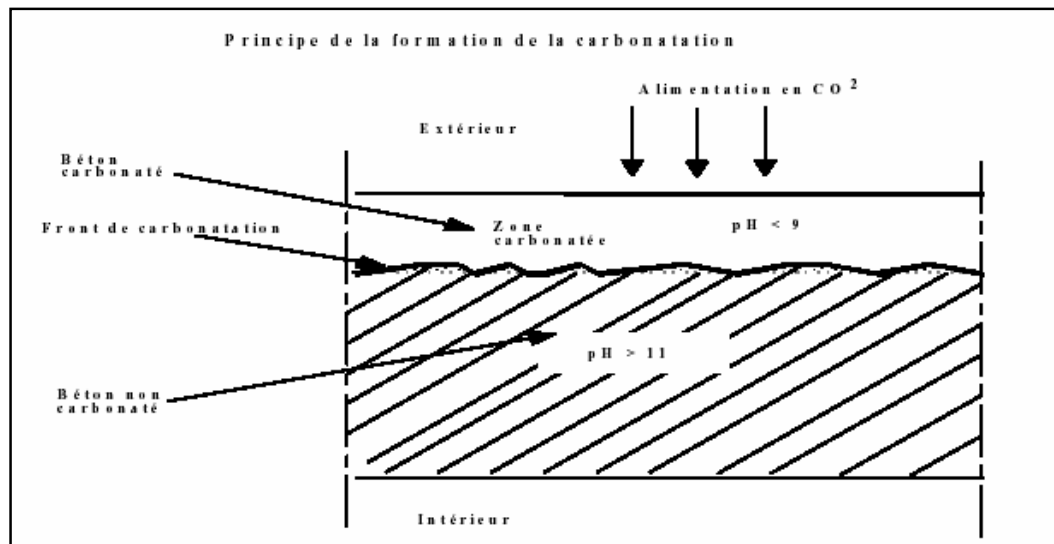


Figure 3.01 : Coupe théorique d'un mur en béton [78].

3.1.1.1 Conséquences

Les armatures métalliques incorporées au béton à une distance inférieure à 25 mm de la surface se trouveront, dans les conditions habituelles de construction, soumises à la corrosion. Lors de sa formation, la rouille foisonne et fait éclater l'épiderme du béton déplaçant du même coup le front de carbonatation.

3.1.1.2 Prédiction de la carbonatation

Il est communément admis que la profondeur de carbonatation correspond à une valeur particulière de la teneur en dioxyde de carbone dans le béton. Cette pénétration de la carbonatation correspond ainsi à une diffusion du dioxyde de carbone. Pour déterminer la diffusivité D de la carbonatation, la profondeur de carbonatation X_c est mesurée à divers âges t . Dans une première approximation, ces grandeurs sont reliées par la loi de FICK qui donne:

$$x_c = k(D.t)^{1/2}$$

Avec $k D^{0.5} = K$: coefficient de carbonatation en $\text{mm}/\text{an}^{0.5}$,
 t : temps d'exposition en année.

Cette approximation n'est pas rigoureuse car la loi de FICK ne convient pas en présence de réaction chimique (ici, de carbonatation). Toutefois, dans la pratique, c'est cette loi qui est utilisée, surtout pour un béton qui est assez âgé.

Les valeurs de K sont souvent supérieures à 3 ou 4 $\text{mm}/\text{an}^{0.5}$ pour le béton de faible résistance [40].

3.1.1.3 Vitesse de carbonatation

La vitesse de carbonatation dépend de divers facteurs et son évolution est d'autant plus lente que le phénomène se développe, car le carbonate formé freine la diffusion du gaz carbonique, cette pénétration, non linéaire étant proportionnelle à la racine carrée du temps. La figure (3.02) montre un exemple de la progression de la carbonatation sur une période de 16 ans.

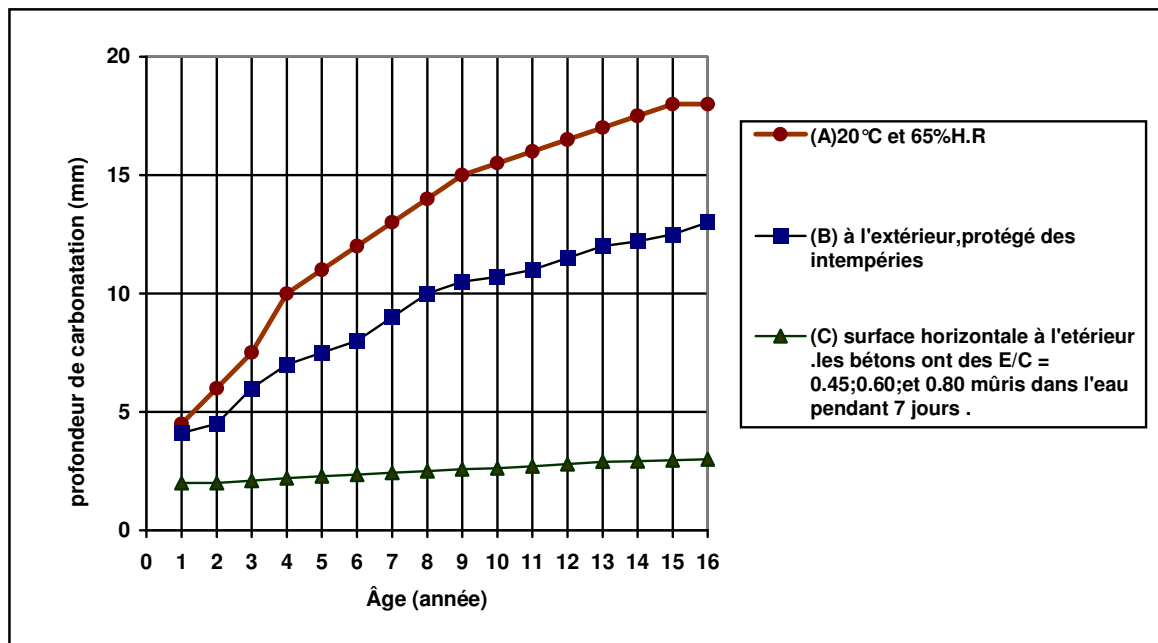


Figure 3.02 : progression de la carbonatation de bétons en fonction du temps d'exposition sous différentes conditions [110]

3.1.1.4 facteurs influençant la carbonatation

- L'humidité ambiante

La vitesse de carbonatation est maximale pour une l'humidité relative de l'ordre de 60 à 65%. On peut l'estimer, lorsque les autres facteurs sont également défavorables. Dans la nature, les ouvrages étant alternativement soumis à des cycles d'humidification et de séchage, l'apparition du phénomène de carbonatation s'en trouve retardé. En atmosphère parfaitement sèche ou totalement saturé, la vitesse de carbonatation est, sinon nulle, extrêmement faible; donc l'effet de mûrissement sur la carbonatation du béton est important et l'absence de mûrissement humide à un effet néfaste qui donne une porosité élevée [26].

La figure (3.03) montre la profondeur de carbonatation de deux bétons l'un mûris dans l'eau pendant 28 jours, l'autre mûris dans l'air à 65% de H.R; par la suite, toutes les éprouvettes ont été entreposées pendant 2 ans de l'air à 20°C et 65% de H.R

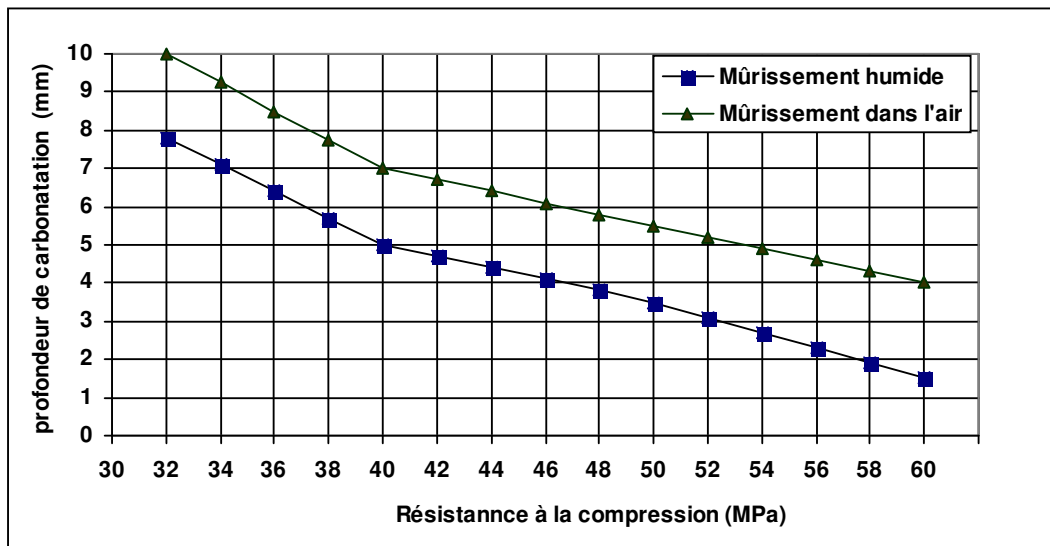


Figure 3.03 : relation entre la profondeur de la carbonatation et la résistance à la compression de béton après 2 ans d'exposition dans l'air à une humidité relative de 65% [26]

- Température ambiante : [43]

- La compacité du béton : [43]

Plus le béton est compact, c'est à dire moins sa porosité est forte et donc moins les pores seront interconnectés, plus lente est la vitesse de carbonatation. Un béton présente une vitesse de carbonatation beaucoup plus faible que celle d'un béton de résistance moyenne.

Des essais ont montrés que la profondeur de carbonatation au bout d'un an était trois fois plus grande pour un béton dont la résistance était 20 MPa à 28 jours, comparativement à un béton dont la résistance était 40 MPa, toutes autres conditions étant par ailleurs les mêmes pour les deux bétons ;

- La pollution de l'environnement, la concentration de gaz carbonique étant beaucoup plus importante en ville qu'à la campagne.

La présence de carbonatation peut être mise en évidence en appliquant un indicateur, la phénophtaléine appelé couramment P.P. La présence de couleur bordeaux donnée par la P.P. signifie que le béton a un pH supérieur à 9 ou 10.

3.1.2 Attaque du béton par des sulfates [42]

Les eaux souterraines contiennent parfois des sulfates en solution (les eaux séléniteuses contiennent du sulfate de calcium); un gonflement peut alors être occasionné, si la teneur en

sulfate atteint une certaine concentration; l'alumine tricalcique et le sulfate se combinent pour donner un tri sulfate « étringite » hydraté qui constitue un gel gonflant par suite de fixation d'un grand nombre de molécules d'eau. Les ciments qui résistent le mieux aux sulfates sont donc ceux qui contiennent peu d'aluminate tricalcique comme le CPA-CEMI ES ou CPJ /A - CEMII et B ES ainsi que les ciments très chargés en laitier (CHF-CEMIII/B, CLK-CEMIII/C et CLC-CEMV/A et B).

A remarquer qu'on ajoute au clinker, du gypse qui n'est autre que du sulfate de calcium ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$) dans le but de régulariser la prise de ciment en la retardant; mais la réaction gonflante se produit alors au sein du béton qui est encore plastique, ce qui n'est pas d'effet destructif par désagrégation comme dans le cas où l'eau séléniteuse s'attaque à un béton déjà durci.

3.1.3 Efflorescences [12]

Le terme « efflorescences » désigne les dépôts de sels blancs de carbonate de calcium observés sur la surface du béton ou du mortier. Il en résulte des hétérogénéités de teinte d'autant plus visibles que la surface du béton est sombre. Les efflorescences ne modifient en rien les résistances mécaniques et la porosité du béton. Elles affectent uniquement son aspect.

3.1.3.1 Formation des efflorescences

Au cours de la prise, puis du durcissement du béton, le ciment libère une quantité importante de chaux dénommée aussi hydroxyde calcium, de formule chimique $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ou CH. Les efflorescences récentes peuvent être supprimés simplement avec une brosse et de l'eau. Les dépôts incrustés dans le béton peuvent exiger un traitement des surfaces à l'acide.

3.1.4 Perméabilité à l'eau du béton [12]

Facilité avec laquelle l'eau sous pression se déplace dans un matériau poreux et saturé d'eau influencés par l'importance de la différence de pression, volume des pores reliés entre eux, et par la part des pores plus larges.

3.1.5 Perméabilité à l'air et à la vapeur du béton [10]

Facilité avec laquelle l'air, certain gaz et la vapeur d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur du béton est liée à sa durabilité sous différentes conditions d'expositions.

Lawrence [69] a passé en revue la dérivée et la mesure de la diffusivité du béton au gaz, mesuré en mètre carré par seconde, et a démontré que, sur une échelle log-log, la diffusivité varie linéairement avec la perméabilité intrinsèque du béton.

La perméabilité au gaz et la perméabilité à l'eau est d'autant plus grande que la valeur du coefficient de perméabilité intrinsèque est plus faible et le rapport entre la perméabilité au gaz et la perméabilité à l'eau variant environ entre 6 et près de 100. [10]

La perméabilité à l'air est grandement influencé par le type de mûrissement, en particulier pour les bétons de résistance faible ou moyenne [27]. La figure (3.04) montre cette influence pour un béton mûri à 28 jours a) dans l'eau et b) dans l'air à 65% de H.R et ensuite entreposé pendant un an dans l'air à 20°C et 65% de H.R.

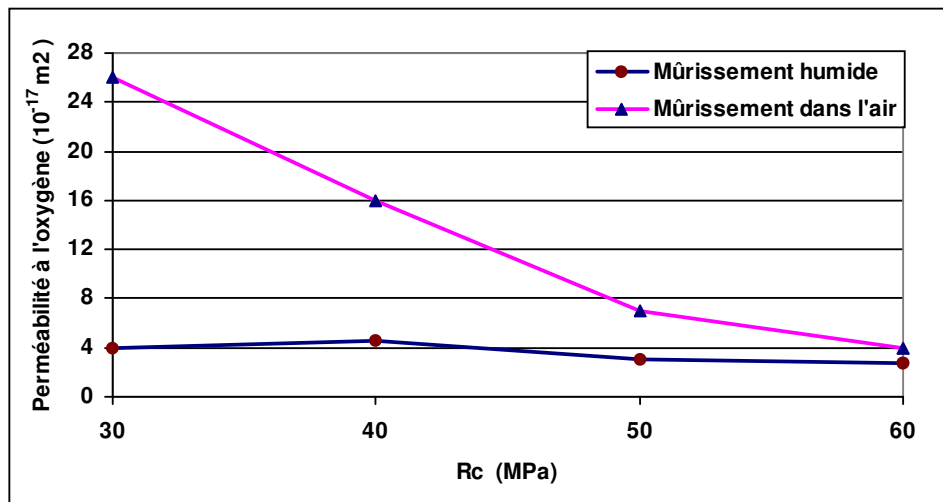


Figure 3.04 : Relation entre la perméabilité à l'oxygène et la résistance à la compression de bétons mûris pendant 28 jours dans l'eau et dans l'air à une H.R. de 65%. [27]

On peut mentionner que l'ordre de grandeur de la perméabilité intrinsèque (au gaz) du béton avec un rapport eau/ciment de 0.33 est de 10^{-18} m^2 .

3.1.6 Dégradation par la réaction alcali-granulats (R.A.G)

Parmi les trois réactions alcali-granulats, nous retrouvons la réaction alcali-silice comme étant la plus répandue (R.A.S.). Les autres réactions alcali-granulats étant les réactions alcali-silicates et alcali-carbonates.

3.1.6.1 Réaction alcali-silice (R.A.S) [84]

L'alcali silice est une réaction entre les phases siliceuses réactives des granulats et les alcalis du ciment utilisé, il résulte la formation d'un gel silico-alcalin hydraulique (C-S-K-H ou C-S-H) dans les pores des granulats ou à la surface des granulats peut détruire l'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment et absorber l'eau de façon presque illimitée. [84]

La réaction peut être destructrice et se manifester sous forme de fissuration et en présence d'eau, il peut donc provoquer des éclatements du béton. [12]

L'expansion provoqué par la réaction alcali-silice est d'autant plus grande que la teneur en silice réactive est élevée, mais seulement jusqu'à une certaine teneur en silice; au delà de cette teneur, l'expansion est plus faible [109], voir figure (3.05), et qui à pour conséquences la fissurations dans les ouvrages tels que les ponts, les routes, ces fissures sont en général dans le sens de la contrainte et des armatures. Par contre, lorsqu'il n'y a pas de contraintes particulières, l'ouvrage prend un aspect "faiencé".



Figure 3.05 : Fissuration dans l'ouvrage dû la réaction alcali-silice

Malheureusement, les fissures peuvent être à l'origine d'autres réactions de dégradation et peuvent entraîner l'affaiblissement de la structure. Certains ouvrages ont dû être démolis et reconstruits suite à ce phénomène car la stabilité était menacée.

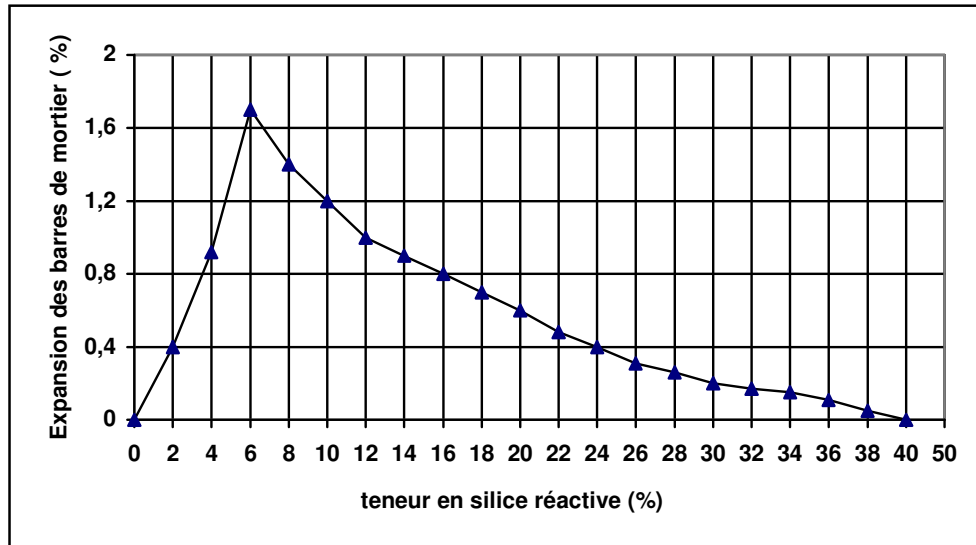


Figure 3.06 : Relation entre l'expansion après 224 jours et la teneur en silice réactive dans les granulats

3.1.7 Fissuration induite par le retrait [76]

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 causé par les retraits de séchage (exogène) d'auto dessiccation (endogène) ou par le retrait thermique qui survient au jeune âge.

3.1.7.1 Le retrait thermique [03]

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

- Les bétons de masse,
- Les bétons traités thermiquement.

3.1.7.1.1 Cas des bétons de masse [03]

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).

3.1.7.1.2 Cas des bétons traités thermiquement [03]

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 15cm, ce

qui est très fréquent en préfabrication) que ce risque est plus élevé. 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) [02]. 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).

3.1.7.1.3 Facteurs aggravant dans le cas des bétons traités thermiquement [03]

- 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.

- 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 cicatriser 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.

3.1.7.1.4 Moyens de prévention [03]

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) [10] ;

- 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 oeuvre, 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) [104]. Il est systématiquement utilisé pour les ouvrages exceptionnels ou qui présentent des zones à risque de fissuration d'origine thermique.

3.1.7.1.5 Remède pour le retrait thermique [03]

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 granulats 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 oeuvre;
- 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.

3.1.7.1.5 Les paramètres qui conditionnent la fissuration du béton [03]

- 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.

3.1.8 L'Absorption de l'eau [76]

L'absorption mesure le volume poreux du matériau, qui est indépendamment de la facilité avec laquelle un fluide peut le traverser. La mesure de l'absorption se fait en séchant une éprouvette de béton où mortier a masse constante, en l'immergeant dans l'eau et en mesurant l'augmentation exprimée en pourcentage de la masse sèche.

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 utilisée souvent pour des mesures de contrôles de la qualité sur des produits préfabriqués. [76]

Sur le plan pratique, il est donc impératif :

- de confectionner des bétons compactés avec un dosage suffisant en ciment ;
- de rechercher un faible E/C (0.22 à 0.44) ;
- d'assurer la protection par une cure appliquée immédiatement après mise en œuvre.

3.2 RETRAIT DU BETON ET MORTIER [73]

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.

3.2.1 Retrait plastique [73]

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

3.2.2 Le retrait thermique [73]

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.

3.2.3 Le retrait endogène [73]

(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 (Le Châtelier [32], Boivin [16]). 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 [48]. La diminution de volume après la prise du béton est de l'ordre de 40.10^{-6} à l'âge d'un mois et de 100.10^{-6} au bout de 5 ans. [114]

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_3A et en C_4AF .

3.2.3.4 Gonflement [76]

Le béton mûris dans l'eau après sa mise en place augmente en volume et en masse. Cet 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 1300.10^{-6} , 2000.10^{-6} et 2200.10^{-6} après 100, 1000 et 2000 jours respectivement. Et de 100.10^{-6} à 150.10^{-6} pour un béton dosé à 300 kg/m^3 atteinte 6 à 12 mois après mise en place.

3.2.3.5 Retrait de séchage (ou retrait de dessiccation) [73]

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 (A. M. Neville [75]).

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) [73]. 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.

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)

3.3 CONCLUSION

Par le 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, ...).

CHAPITRE 4

MATERIAUX DE L'ETUDE

4.1 CONSTITUANTS DES MELANGES

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 :

4.1.1 le sable

Le sable utilisé provient de la région de Biskra (gisement de oued Lioua) de dimensions ($d/D = 0/5$) lavé et séché dans une étuve à séchage.

Tableau 4.01 : Analyse granulométrie du sable.

Ouvertures de mailles (mm)	Refus partiels (grs)	Refus cumulés (grs)	Refus cumulés (%)	Tamisats (%)
5,0	0,00	0,00	0,00	100,00
2,5	266,00	266,00	13,30	86,70
1,25	255,50	521,50	26,08	73,93
0,63	645,00	1166,50	58,33	41,67
0,315	602,50	1769,00	88,45	11,55
0,16	160,00	1929,00	96,45	03,55
0,08	60,00	1989,00	99,45	0,55
Le fond (<0,08) étanche	10,00	1999,00	99,95	0,05

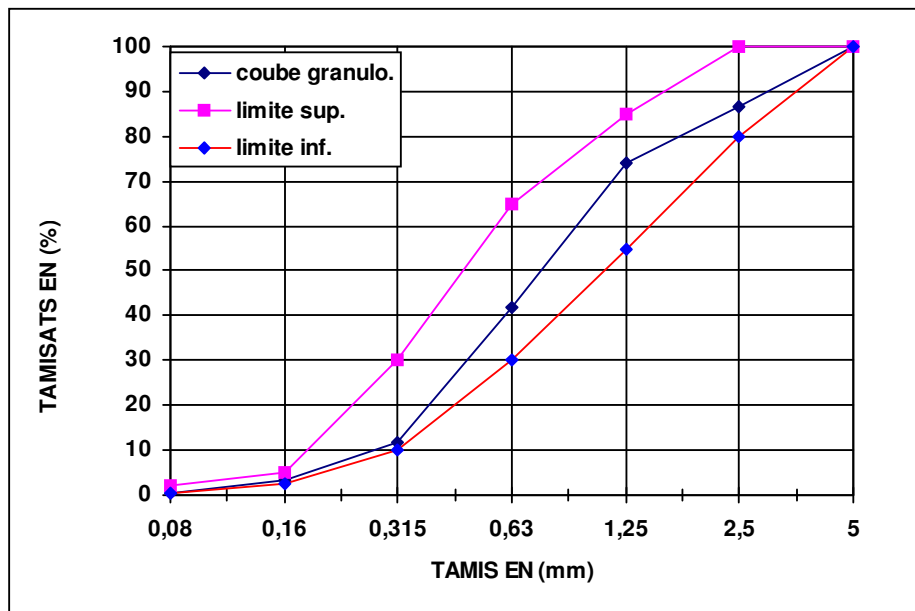


Figure 4.01 : courbe granulométrique du sable.

4.1.1.1 Propriétés physiques du sable

Masse volumique apparente : 1.630 g/cm³
 Masse volumique absolue : 2,650 g/cm³
 Module de finesse : 2.820 (sable moyen un peu grossier)
 Equivalent de sable (visuel, piston) : 80,1 ; 74,2.
 Sable propre : absence presque total de fibres argileuse
 Notons que la courbe granulométrie de notre sable s'inscrit dans le fuseau recommandé par les bétons courants .

4.1.2 Le gravier (pierres concassées)

On a utilisé deux dimensions différentes de graviers (pierres concassées) 7/15 et 15/25 de la carrière de Ain Touta (Batna)

Tableau 4.02 : Analyse granulométrique des pierres concassées 7/15

Ouvertures de mailles (mm)	Refus partiels (grs)	Refus cumulés (grs)	Refus cumulés (%)	Tamisats (%)
16,0	22,50	22,50	0,45	99,55
12,5	1681,00	1703,50	34,08	65,92
10,0	1811,00	3514,00	70,32	29,68
8,0	889,50	4404,00	88,11	11,89
6,3	491,00	4895,00	97,94	02,06
5,0	90,50	4985,50	99,75	00,25
Le fond (< 5,0) étanche	12,50	4998,00	100,00	00,00

Tableau 4.03 : Analyse granulométrique des pierres concassées 15/25

Ouvertures de mailles (mm)	Refus partiels (grs)	Refus cumulés (grs)	Refus cumulés (%)	Tamisats (%)
31,5	0,00	0,00	0,00	100,00
25	0,00	0,00	0,00	100,00
20	1140,00	1140,00	16,29	83,71
16	4585,00	5725,00	82,00	18,00
Le fond étanche (<16,0)	1275,00	7000,00	100,00	00,00

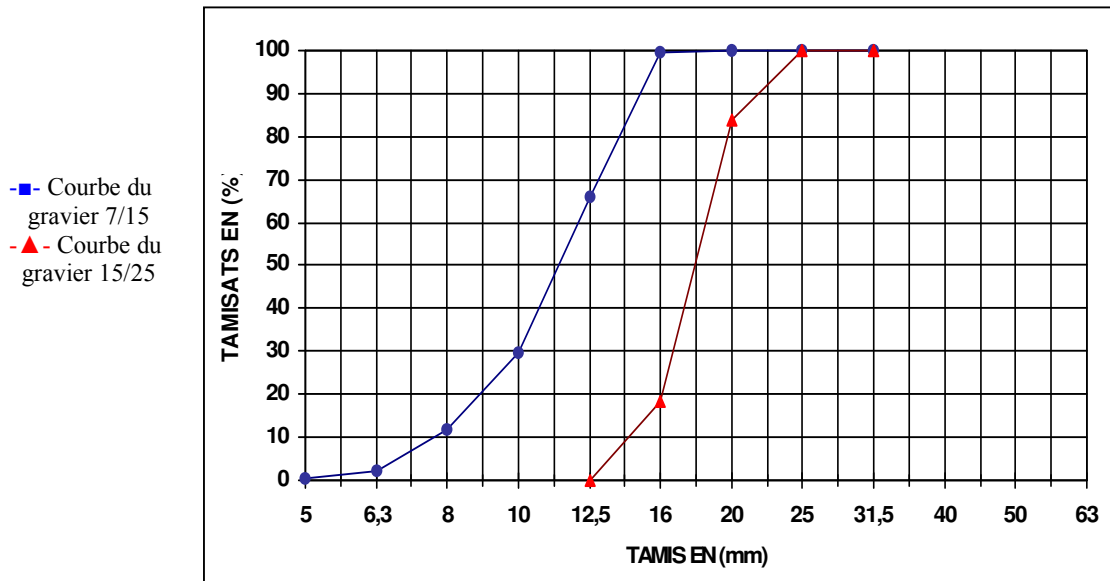


Figure 4.02 : courbe granulométrique de la pierre concassée 7/15 et 15/25

4.1.2.1 Propriétés physique des pierres concassées :

Masse volumique apparente	:	1410	kg/m ³
Masse volumique absolue	:	2600	kg/m ³
Coefficient Los Angeles	:	19,88	%

4.1.3 Le ciment

Les liants utilisés sont :

- a- Ciment portland composé CPJ-CEM II /A 42.5
- b- Ciment pour travaux en eau à haute teneur en sulfate CPA-CEM I/ 42.5 (CRS)

Les compositions physico- mécaniques et chimiques nous à été fournie par le laboratoire de la cimenterie de AIN TOUTA (BATNA), (voir les tableaux 4.05, 4.06, 4.07, 4.08, 4.09 et 4.10).

4.1.3.1 Activité du ciment :

Afin de déterminer les réelles activités des ciments utilisés (les classes de ciments), donc les résistances mécaniques à la rupture par compression et traction par flexion des éprouvettes (4x4x16) cm en mortier normalisé

On à testé le mélange suivant :

- Ciment : 450 gr;
- Sable normalisé : 1350 gr ;
- Eau : 225 gr.

Les résultats, obtenus sur éprouvettes prismatiques (4x4x16) cm³ conservées dans l'eau à (20 ± 1° C) en flexion et en compression qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4.04 : Activités des ciments utilisés (CPJ et CRS)

Age (jours)	Type de ciment	Résistances en (MPa)					
		A la flexion			A la compression		
28	CPJ-CEMII/A 42.5	4.5	5.0	4.8	42	45	48
	Moyenne	4.8			45		
	CPA-CEM I RS 42.5	4.2	4.0	3.6	40	42	45
	Moyenne	3.9			40.2		

D'où : R_c (CPJ) = 45.0 MPa et R_c (CRS) = 43.0 MPa.

4.1.3.2 Caractéristiques physico mécaniques du ciment CPJ-CEM II / A 42.5

Tableau 4.05 : Caractéristiques physico mécaniques : du ciment CPJ-CEM II / A 42.5

Désignations		Unités	Garanties NA 442	Mesures
Poids spécifique		g/cm ³	-	3.15
Surface spécifique Blaine (NA 231)		cm ² /g	-	3317
Consistance Normale (NA 229)		% H ₂ O	-	25.6
Temps de prise (NA230)	Début	h : min	≥ 1h : 00 min	2h : 03 min
	Fin	h : min	-	3h : 00 min
Expansion à chaud (NA232)		mm	≤ 10	1.80
Retrait (28 jours) (NA 440)		µm/m	≤ 1000	681
Gonflement (28 jours) (NA 440)		µm/m	-	000
Refus sur tamis 45 µm		%	-	17.40
Résistance à la flexion (NA234)	02 jours	MPa	-	4.70
	07 jours	MPa	-	6.70
	28 jours	MPa	-	7.95
Résistance à la compression (NA234)	02 jours	MPa	≥ 12.5	22.40
	07 jours	MPa	-	37.70
	28 jours	MPa	≥ 42.50 ≤ 62.50	46.99

4.1.3.3 Composition chimique

Tableau 4.06 : Composition chimique du ciment CPJ-CEM II / A 42.5

Éléments	Garanties NA.442	Teneur %
SiO ₂	-	20.34
Al ₂ O ₃	-	5.37
Fe ₂ O ₃	-	3.00
CaO	-	61.69
MgO	-	1.80
K ₂ O	-	-
Na ₂ O	-	-
SO ₃	≤ 3.50 %	2.20
Cl	≤ 0.10 %	0.027

P.A.F (1000°C)	-	5.03
CaO Libre	-	0.97
Résidus Insolubles	-	1.12

4.1.3.4 Composition minéralogique

Tableau 4.07 : Composition minéralogique du ciment CPJ-CEM II /A 42.5

Composition potentielle (minéralogique du clinker) selon Bogue	
C ₃ S	60.5 %
C ₂ S	21.4 %
C ₃ A	08.5 %
C ₄ AF	11.2 %
2C ₃ A+C ₄ AF	28.2 %

4.1.3.5 Caractéristiques physico mécaniques du ciment CPA-CEMI (CRS 42.5)

Tableau 4.08 : Caractéristiques physico mécaniques du ciment CPA-CEM I / 42.5 –CRS

Désignations	Unités	Garanties NA 442	Mesures	
Poids spécifique	g/cm ³	-	3.19 ± 0.02	
Surface spécifique Blaine (NA 231)	cm ² /g	-	2942 ± 80	
Consistance Normale (NA 229)	% H ₂ O	-	25.4 ± 0.04	
Temps de prise (NA230)	Début	h : min	≥ 1h : 00 min	2h : 06 min ± 16 min
	Fin	h : min	-	3h : 10mn ± 17 min
Expansion à chaud (NA232)	mm	≤ 10	0.75 ± 0.46 mm	
Retrait (28 jours) (NA 440)	µm/m	≤	/	
Gonflement (28 jours) (NA 440)	µm/m	-	/	
Refus sur tamis 40 µm	%	-	19.46 ± 0.48	
Refus sur tamis 80 µm	%	-	4.15 ± 0.26	
Résistance à la flexion (NA234)	02 jours	MPa	-	3.90 ± 0.2
	07 jours	MPa	-	6.50 ± 0.3
	28 jours	MPa	-	/ ± 0.3
Résistance à la compression (NA234)	02 jours	MPa	≥ 12.5	16.40 ± 1.0
	07 jours	MPa	-	35.90 ± 1.6
	28 jours	MPa	≥ 42.5 ≤ 62.5	/ ± 1.8

4.1.3.6 Composition chimique du ciment CPA-CEMI 42.5 (CRS)

Tableau 4.09 : Composition chimique du ciment (CRS - 42.5)

% en masse	
P.F 975°C	0.94 ± 0.14
CaO	64.55 ± 0.32
SiO ₂	22.17 ± 0.22
Al ₂ O ₃	4.53 ± 0.14
Fe ₂ O ₃	5.04 ± 0.04
MgO	1.02 ± 0.04
K ₂ O	0.42 ± 0.04
Na ₂ O	- ± 0.02
SO ₃	1.34 ± 0.12
RI	0.80 ± 0.08
CaOL	1.09 ± 0.08
Cl	0.00 ± 0.01
CO ₂	0.49 ± 0.14

Tableau 4.10 : Composition minéralogique du ciment CPA-CEMI I /CRS 42.5

Composition potentielle (minéralogique du clinker) selon Bogue	
C ₃ S	53.20 %
C ₂ S	21.16 %
C ₃ A	03.35 %
C ₄ AF	14.86 %
2C ₃ A+C ₄ AF	21.57 %

4.1.4 Adjuvants (Superplastifiants)

Pour la confection des bétons ordinaires, nous avons utilisés le MIDAFLOW 30 (Voir fiche technique en annexe). Cet adjuvant à base de polycarboxylates présente les caractéristiques physico-chimiques indiquées sur le tableau : 4.11

Tableau 4.11 : Caractéristiques du superplastifiant (Medaflow 30)

Caractéristiques	Medaflow 30
Densité	1,07 ± 0,01
PH	6,00 – 6,50
Teneur en chlore (gramme/litre)	< 1,00

La principale action de ce superplastifiant est d'améliorer considérablement les propriétés des bétons. Il s'agit de fluidifier le mélange de béton par dispersion rapide des particules de ciment qui sinon ont tendance à resté agglomérées au contact de l'eau seule.

Cet effet dispersant est obtenu grâce à la répulsion électrostatique créée par la présence de molécules « plastifiantes » de signes identiques qui viennent se coller à la surface des grains de ciment.

Les forces ainsi créent étant supérieures aux forces d'attraction des grains de ciment entre eux, la fluidification se produit sous l'influence du malaxage du béton.

L'hydratation du ciment sera par le fait même beaucoup plus poussée (rendement cimentaire de 80% au lieu de 60% pour un béton classique), ce qui explique le gain de résistance. Le fabricant recommande un dosage compris entre 0,5 et 2,0 % du poids de ciment.

4.1.5 Eau de gâchage

Les caractéristiques de l'eau donnée par la norme AFNOR P18.303 sont de l'ordre physique et chimique.

4.1.5.1 caractéristiques physiques :

L'eau contient des matières en suspension au-delà de :

- 2 g/l pour les bétons de type A et B.
- 5 g/l pour les bétons de type C.

Béton A : béton de haute qualité à forte résistance

Béton B : béton à grande imperméabilité.

Béton C : béton courant peu ou non armé.

4.1.5.2 caractéristiques chimiques :

L'eau ne doit pas contenir de sels dissous au-delà de :

- 15 g/l pour les bétons de type A et B.
- 30 g/l pour les bétons de type C.

4.3 CONCLUSION DU CHAPITRE

Ce chapitre a pour objectif la représentation et calcul des matériaux de construction qui entre dans l'étude de béton et mortier abordée aux chapitres 5 et 6.

Pour le matériel utilisé, les différents essais, les équipements de conservation du béton et mortier voir le détail en (annexe1).

CHAPITRE 5

TRAITEMENT NATUREL DES BETONS ET MORTIERS

5.1 TRAITEMENT NATUREL (PAR ETUVAGE) DES BETONS ET MORTIERS (PAR ENERGIE SOLAIRE)

5.1.1 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, par exemple en watt par mètre carré (W/m^2). L'énergie solaire reçue par notre bonne vieille terre vaut, en chiffres ronds, environ 10.000 fois la quantité totale d'énergie consommée par l'ensemble de l'humanité. En d'autres termes, capter 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 l'énergie solaire 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 solaire 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 applications les plus fréquentes ont trait au chauffage de l'eau et des locaux. Le chauffage solaire de l'air de ventilation gagne également en popularité. L'apport des technologies solaires productrices d'électricité augmente en ce qui a trait aux applications photovoltaïques et aux technologies thermo hélioélectriques à concentration. En raison des récents progrès dans le domaine des technologies de détoxification solaire permettant de décontaminer l'eau et l'air, ces applications sont susceptibles de faire concurrence aux technologies classiques.

Les avantages de l'énergie solaire par rapport aux énergies classiques, l'énergie solaire possède les avantages suivants :

- 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.
- Le soleil fournit une alimentation quasi illimitée en énergie solaire.
- L'utilisation de l'énergie solaire supplante 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.

L'application dans cette étude est l'utilisation de l'énergie solaire pour chauffer du béton et mortier et l'essai de durcissement par énergie solaire comporte trois étapes essentielles :

- Détermination du régime d'étuvage.
- Réalisation de l'enceinte de conservation des bétons et mortiers.
- L'essai.

5.1.2 Etude de la température à l'air et dans l'enceinte

Notre étude consiste tout d'abord à relever les températures à l'air libre (à l'ombre), à l'aide d'un thermomètre et à l'intérieur de l'enceinte de conservation par d'autre thermomètre chaque heure quotidiennement en même temps de 07 h du matin au 21 h le soir pour les 12 mois de l'année (du 01 janvier au 31 décembre 2005) (voir photo ci après), les résultats de ces enregistrements mensuels sont représentés dans les figures (5.01 au 5.12)



Photo (1) : enceinte de conservation des éprouvettes équipée à l'intérieur d'un thermomètre

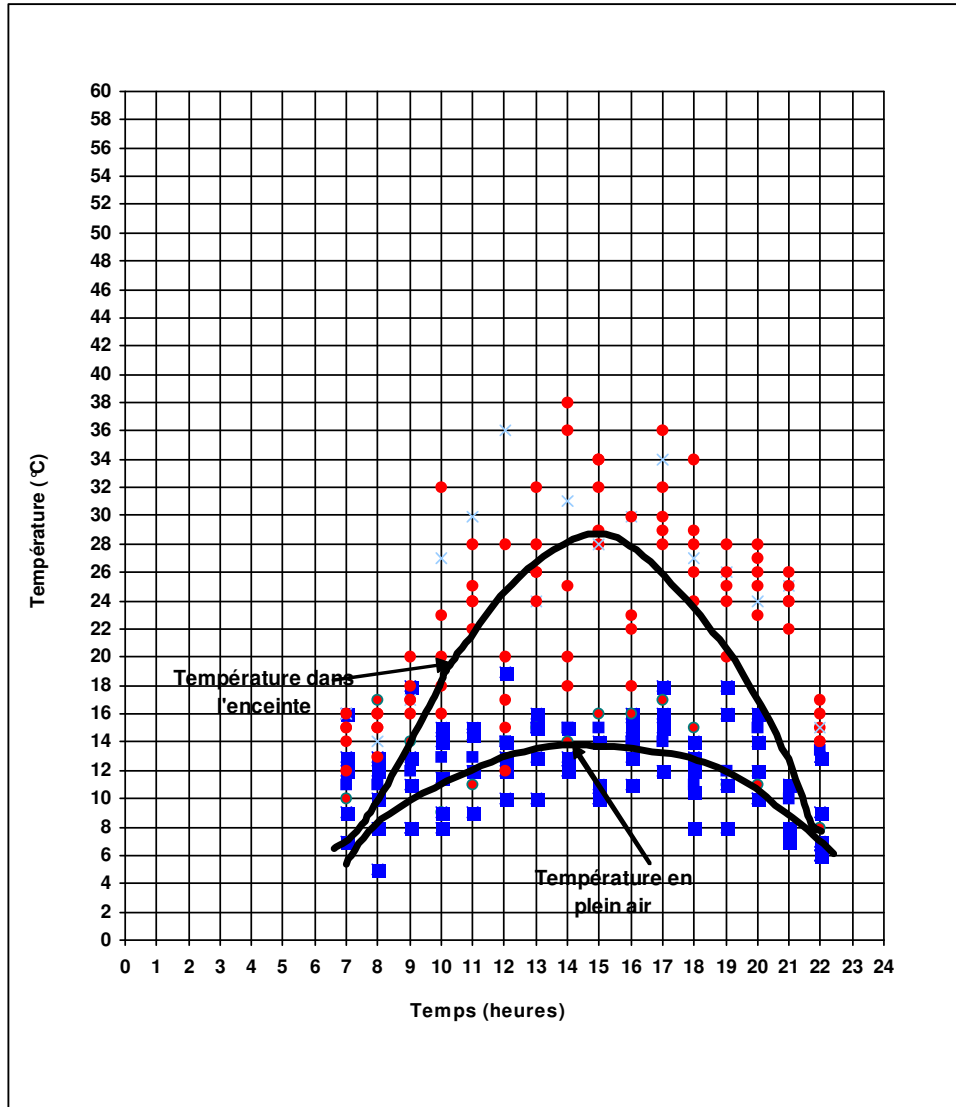


Figure 5.01 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
- mois de **janvier 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 11 heure et 18 heure une température de 26°C, le cycle est le: 3x7x3.

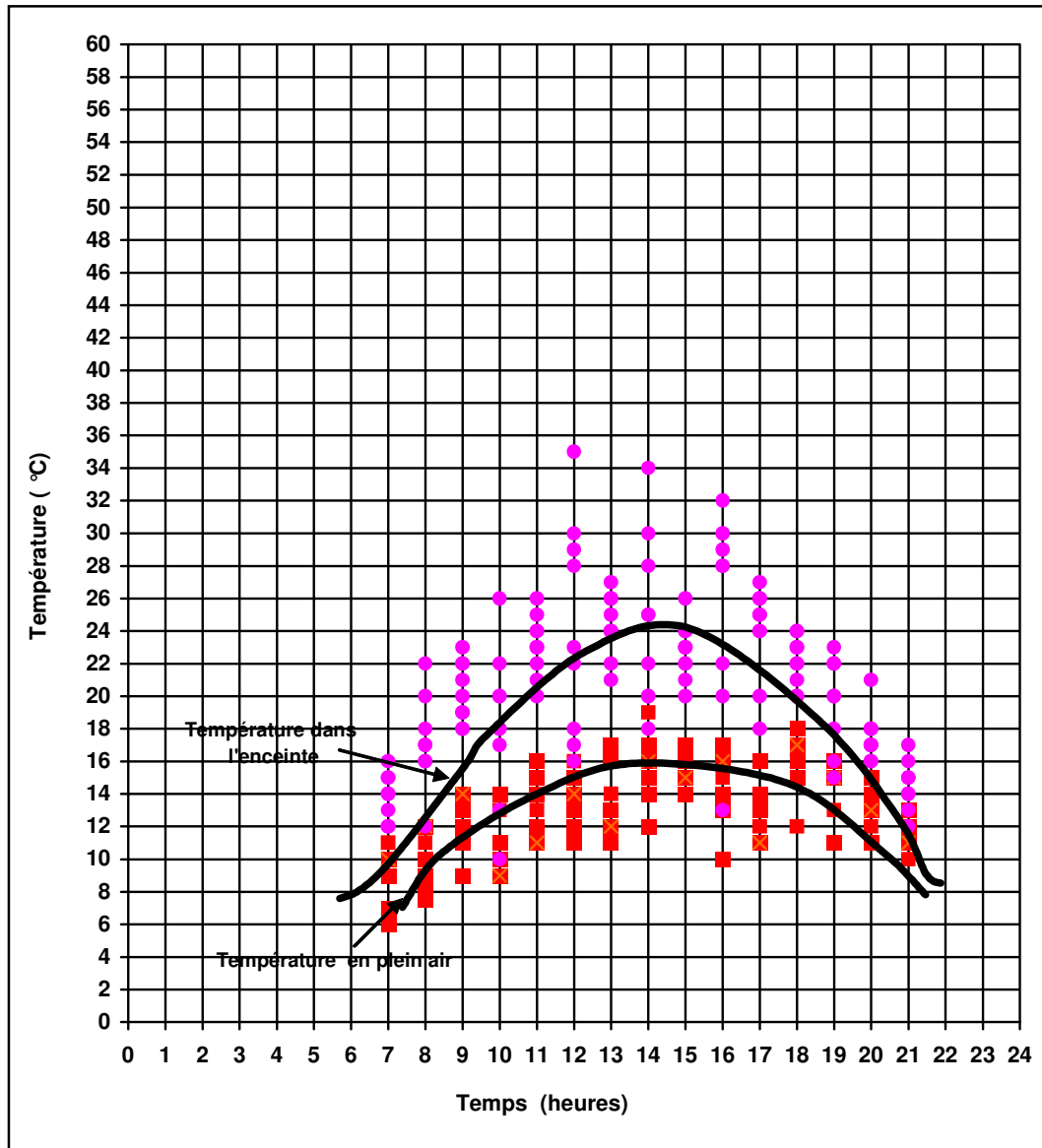


Figure 5.02 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois de février 2005 -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 23°C, le régime est le: 3x8x3.

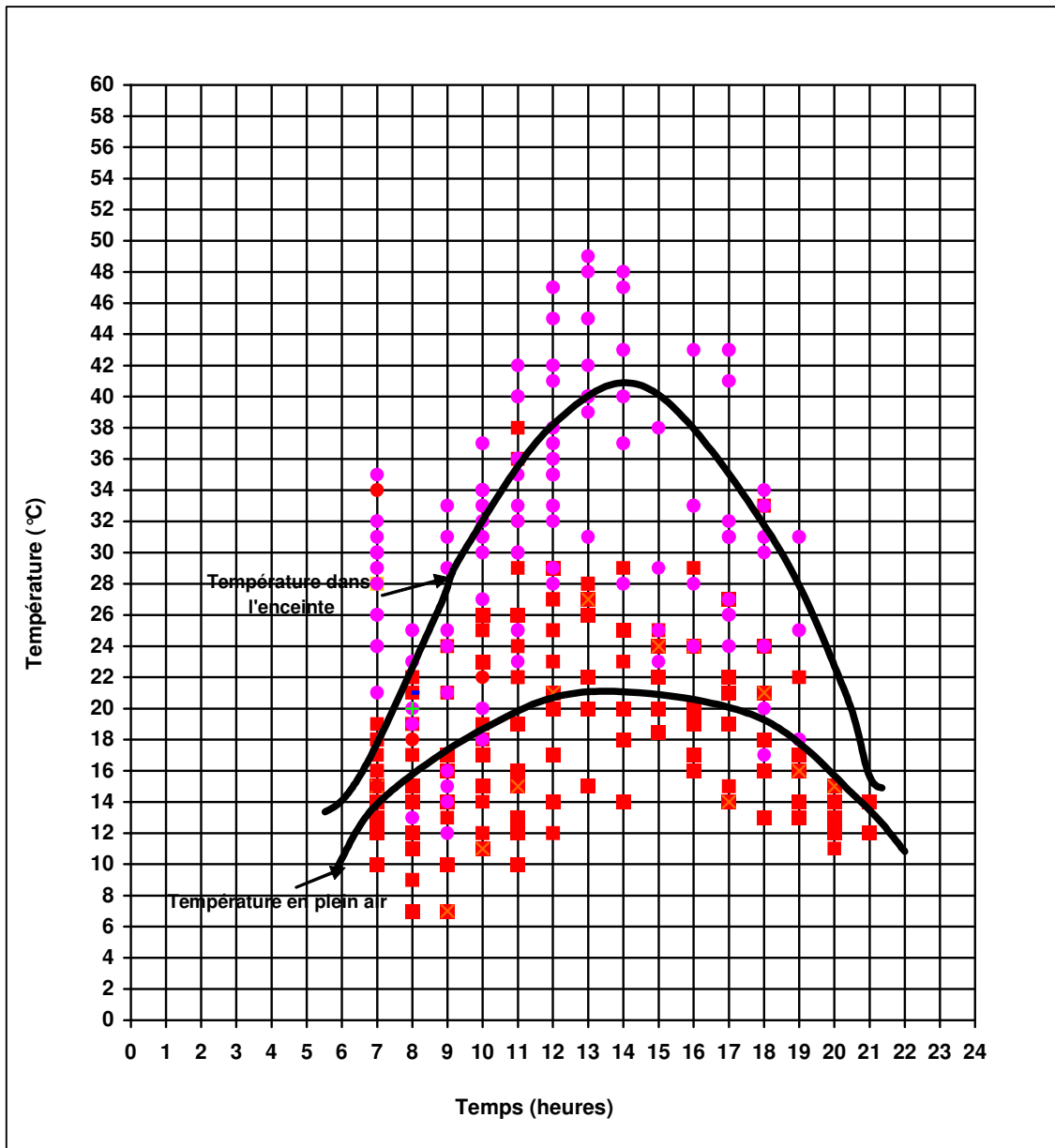


Figure 5.03 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
- mois de **mars 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 34°C .Le cycle est le: 3x8x3.

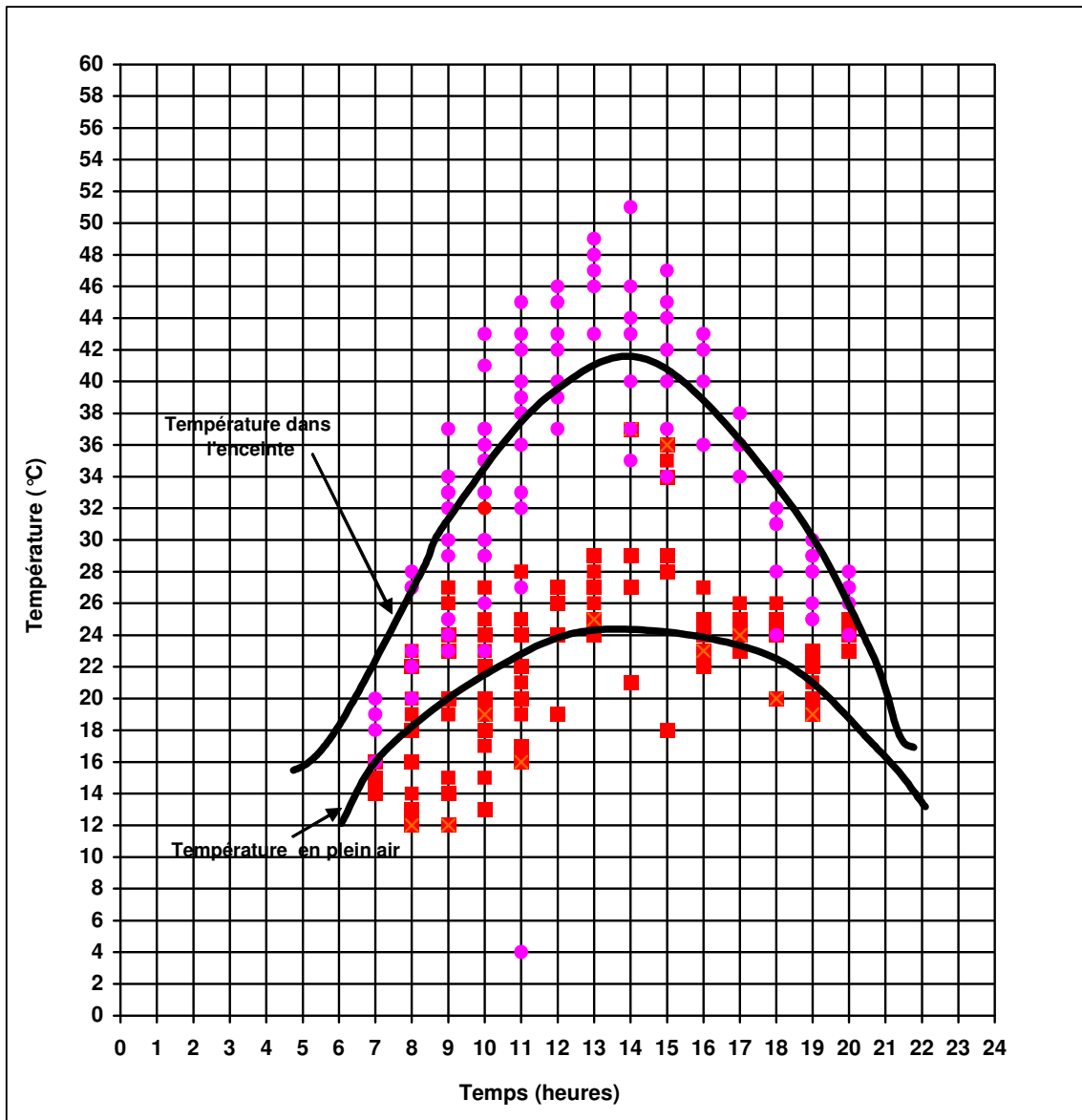


Figure 5.04 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
- mois d'avril 2005 -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 36°C .le régime est le: 3x8x3

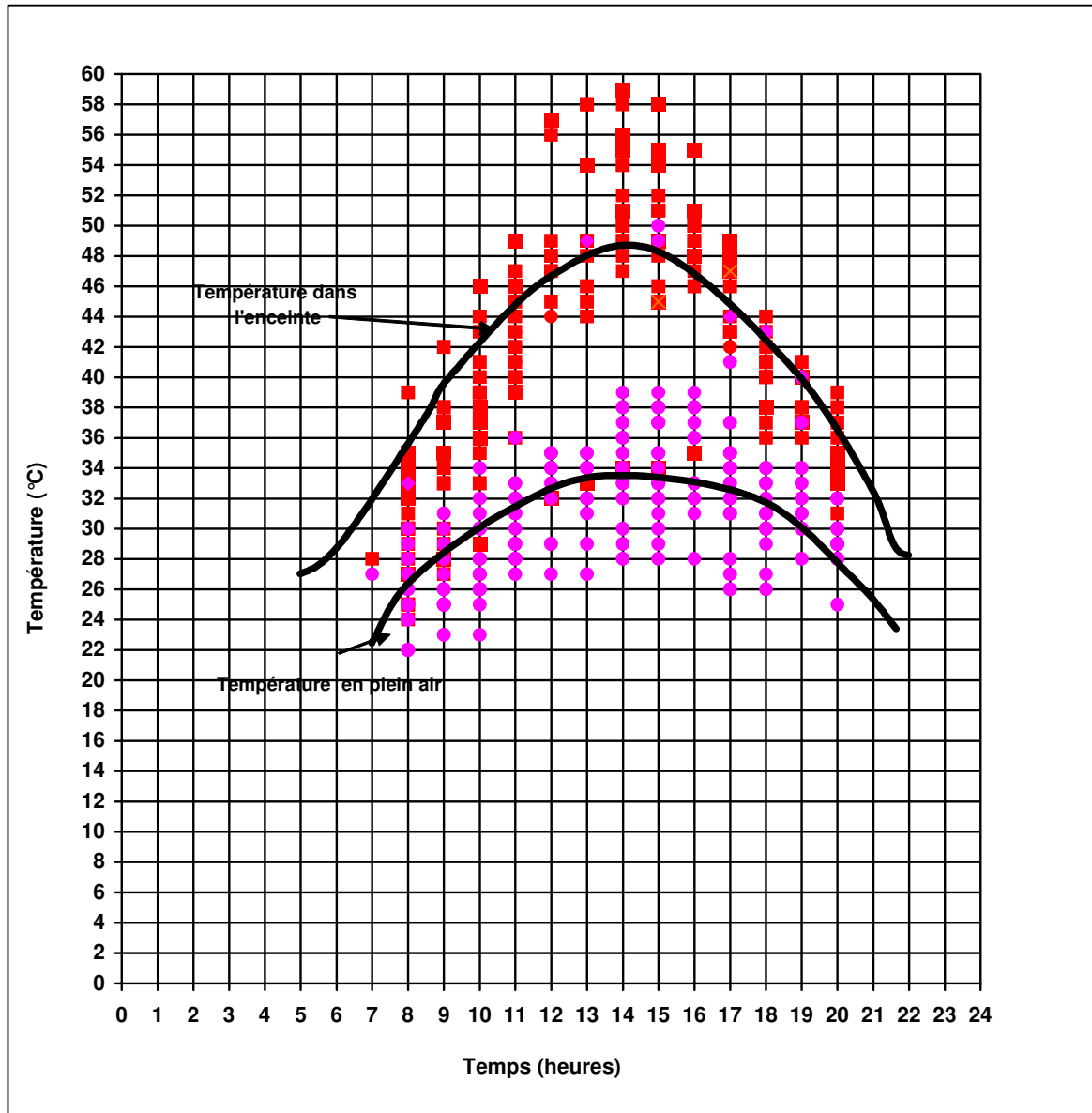


Figure 5.05 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
- mois de **mai 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 19 heure une température de 42°C .Le régime est le: 3x9x3.

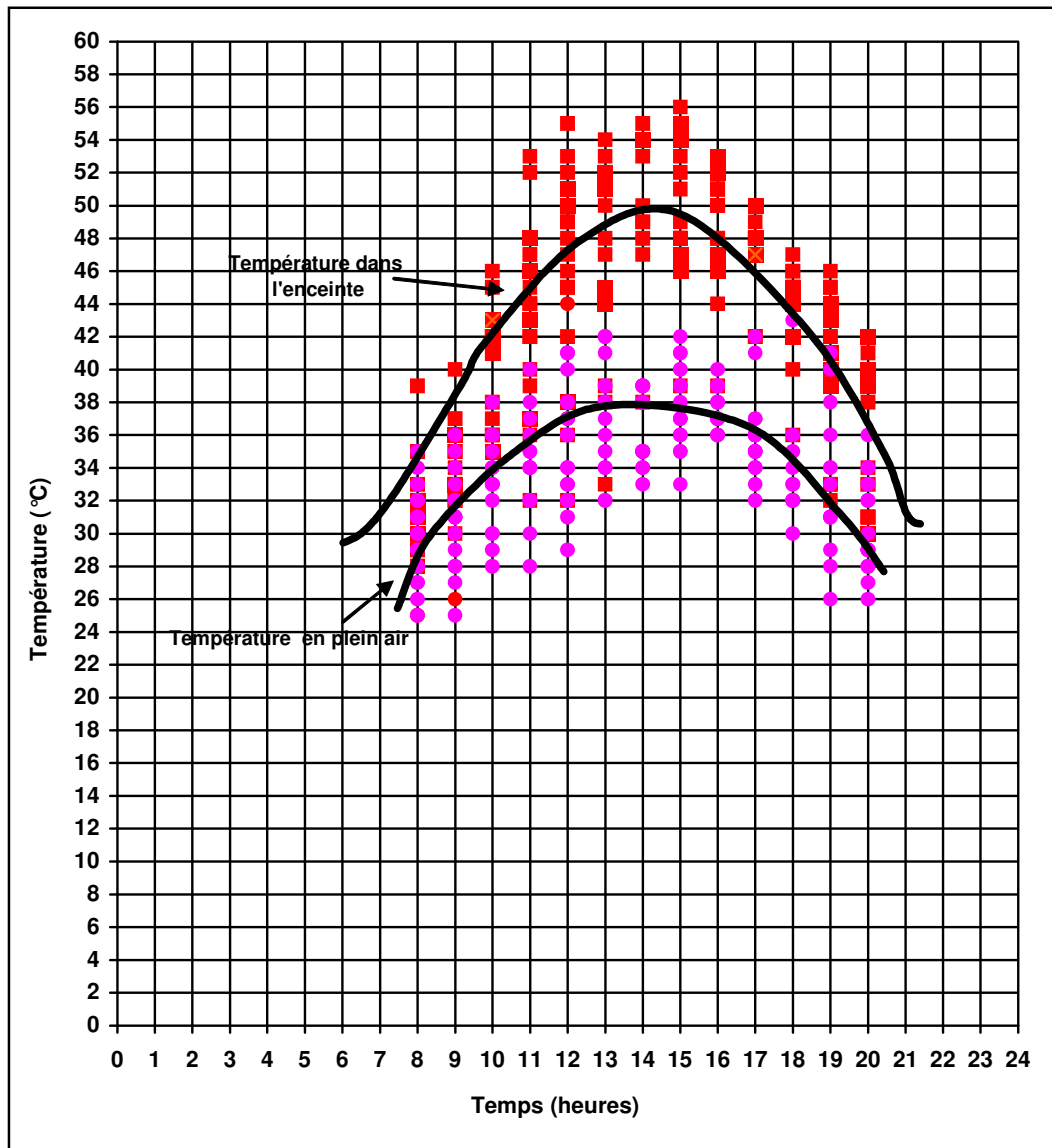


Figure 5.06 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
- mois de **juin 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 19 heure une température de 42°C .le régime est le: 3x9x3.

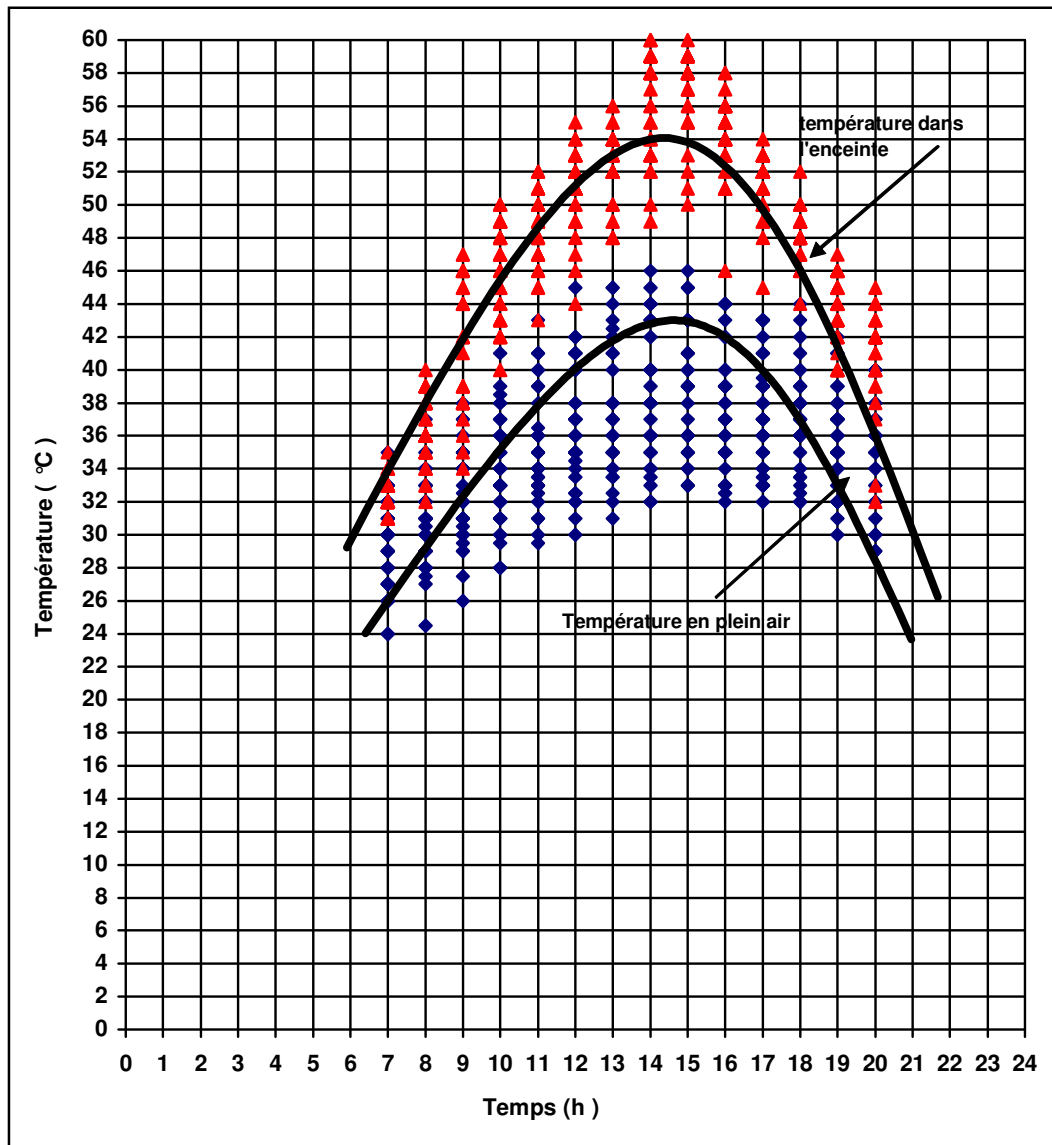


Figure 5.07 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps
 - mois de **juillet 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 19 heure une température de 44°C. Le régime est le: 3x9x3.

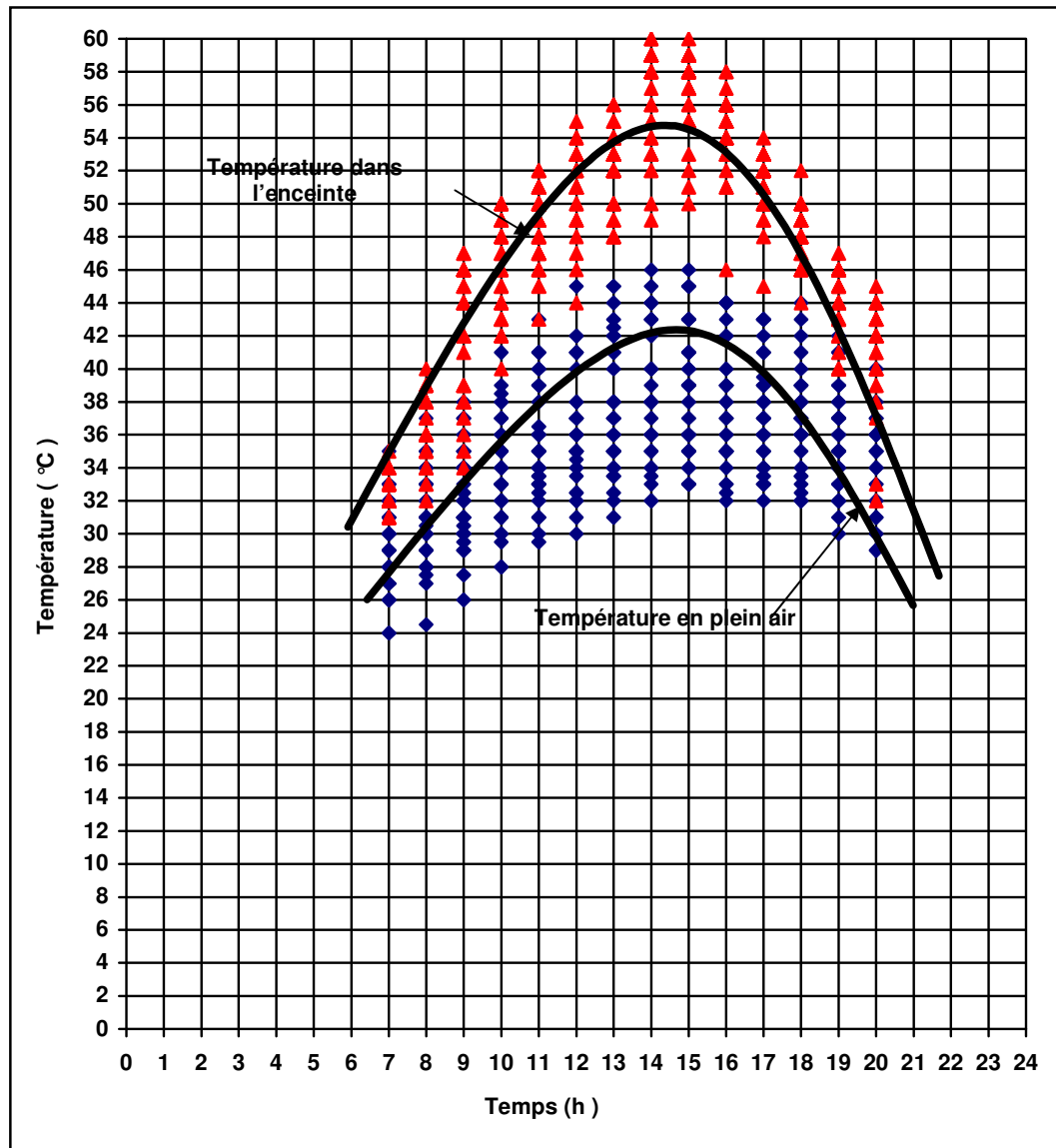


Figure 5.08 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois d'août 2005 -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 19 heure une température de 45°C le régime est le: 3x9x3

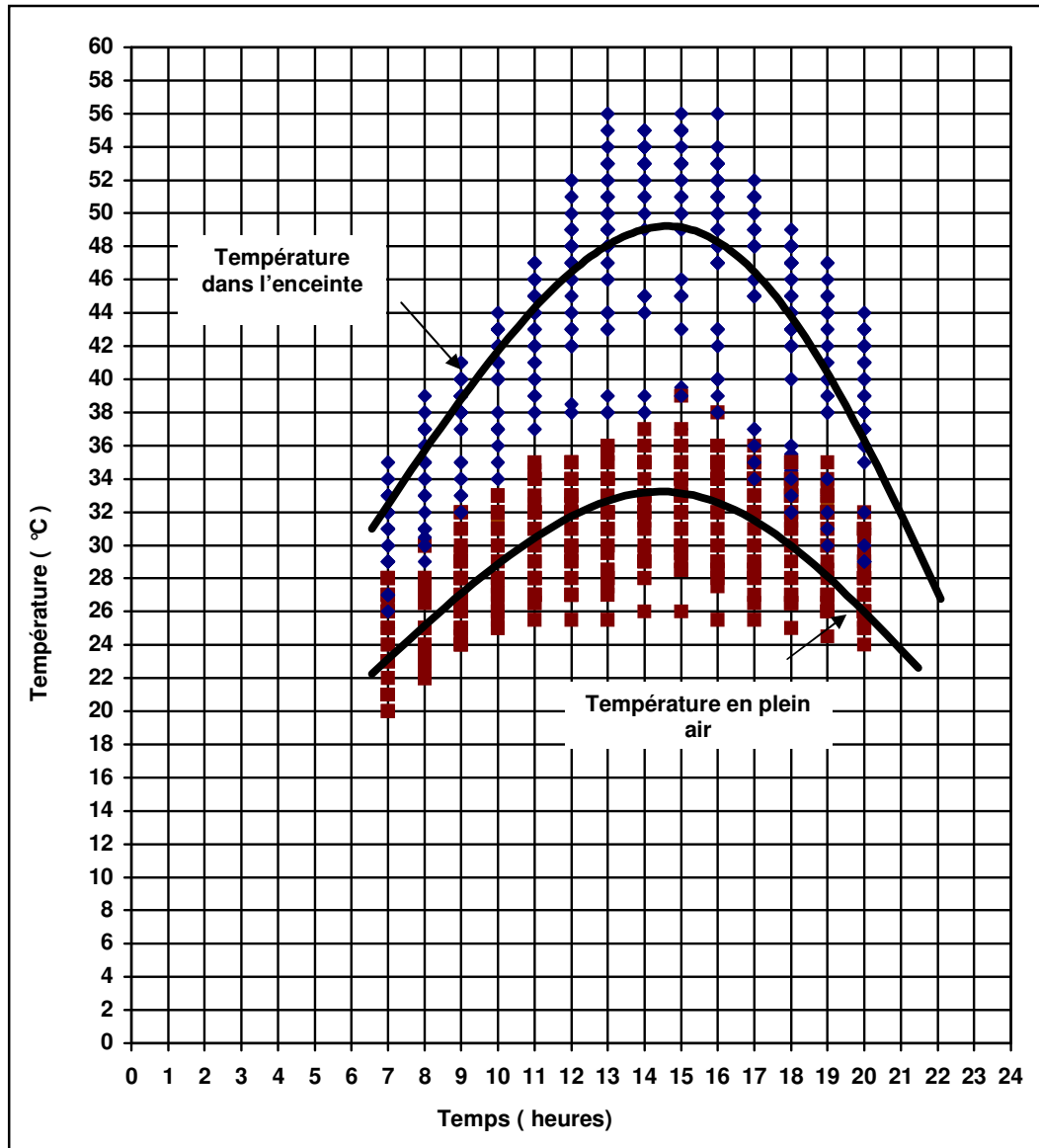


Figure 5.09 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois de **septembre 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 42°C le cycle est le: 3x8x3

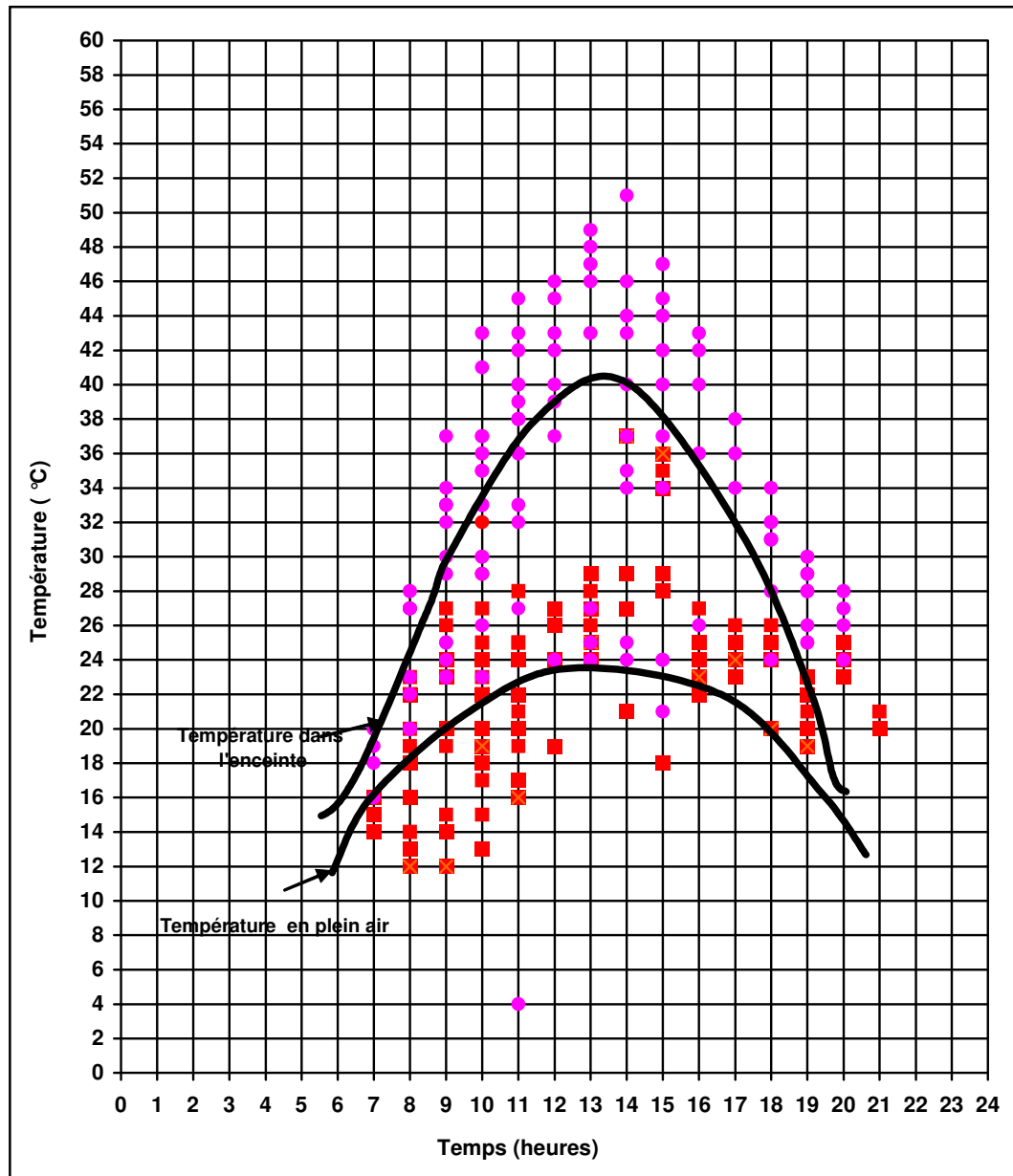


Figure 5.10 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois d'octobre 2005 -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 34°C .le régime est le: 3x8x3

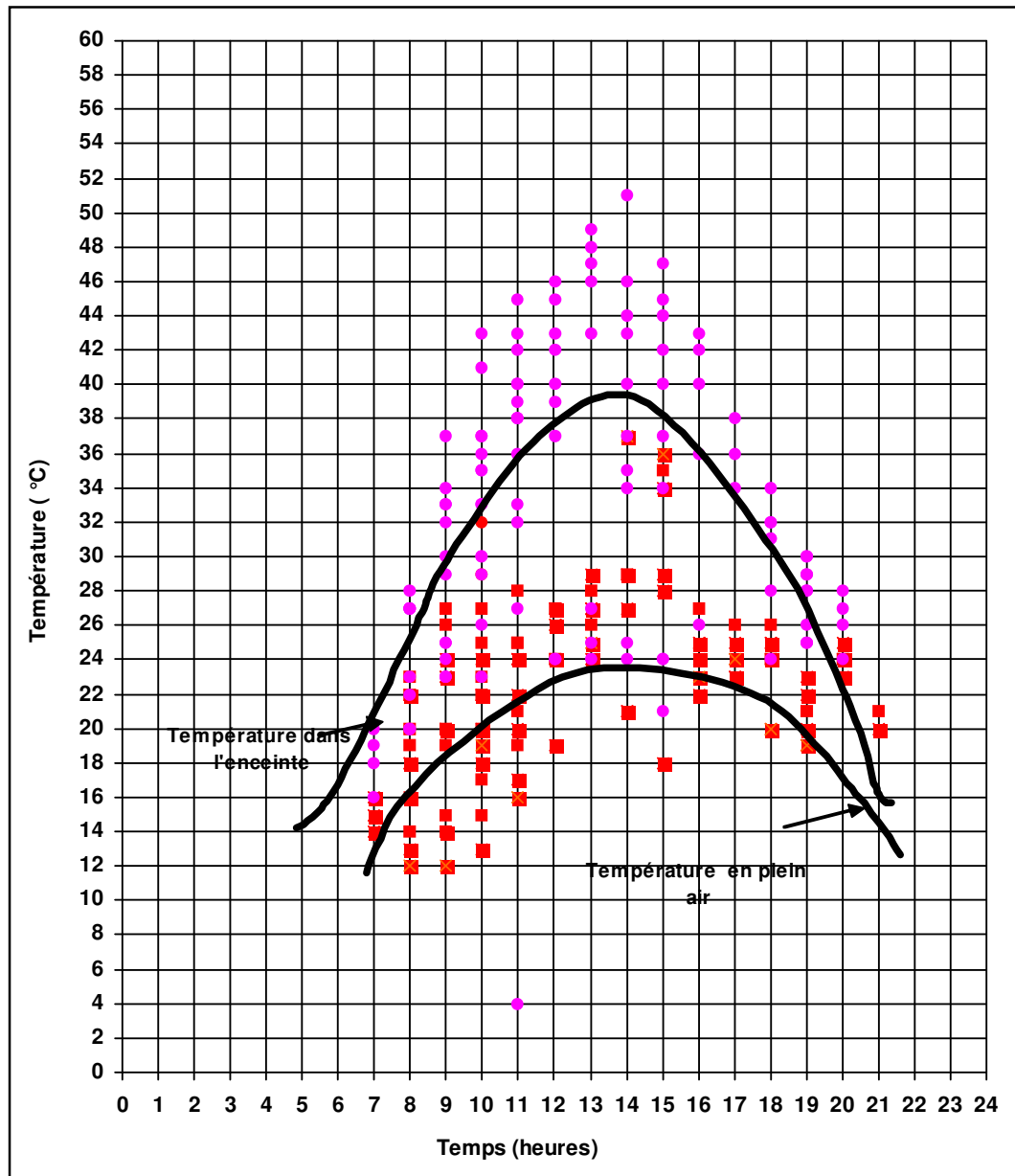


Figure 5.11 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois de **novembre 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 26°C .le régime est le: 3x8x3

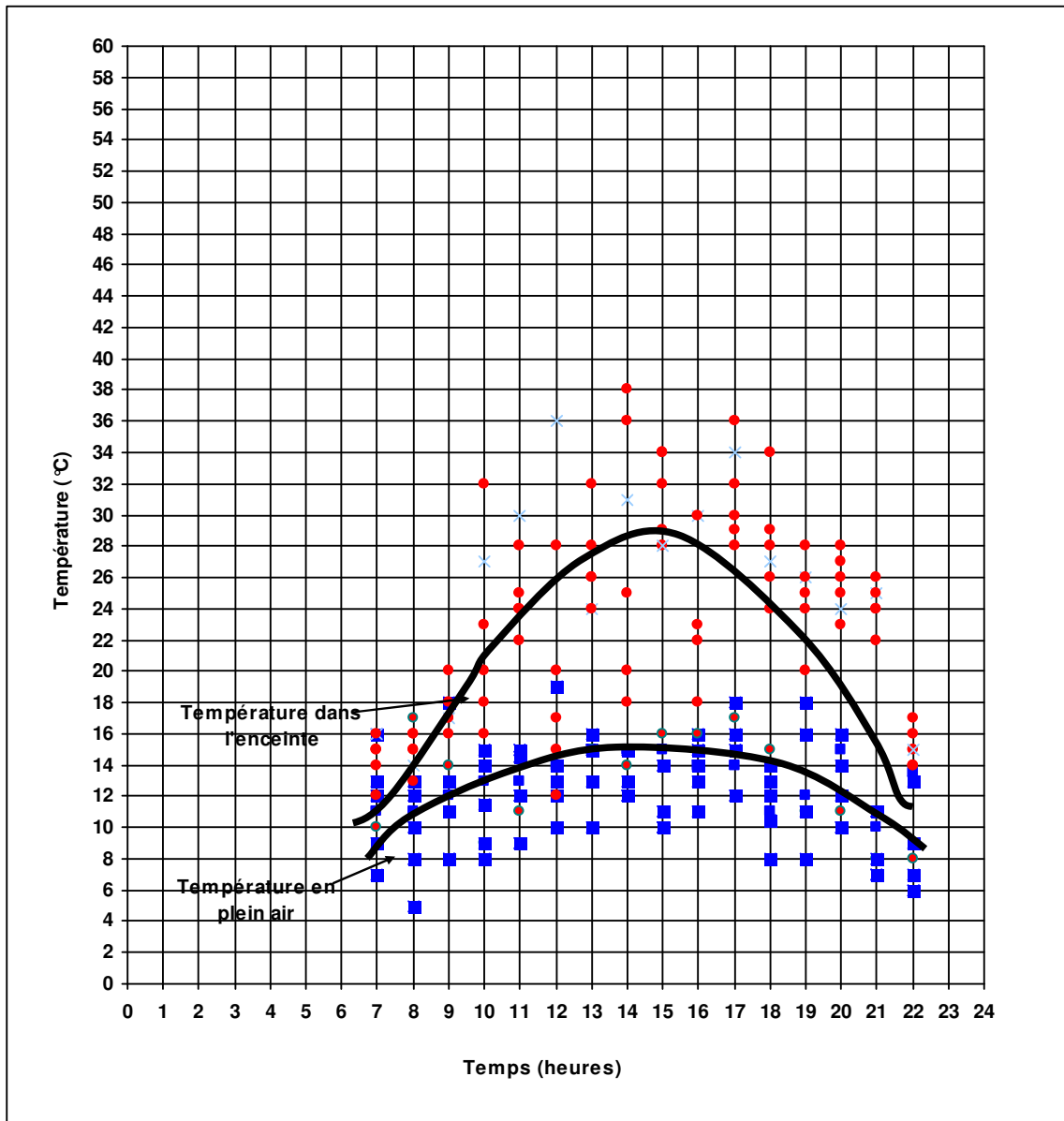


Figure 5.12 : variation de la température dans l'enceinte et à l'air libre en fonction du temps - mois de **décembre 2005** -

D'après la courbe de la température dans l'enceinte en fonction du temps, on constate qu'on atteint entre 10 heure et 18 heure une température de 24°C .le régime est le : 3x8x3

Des graphes de la variation de la température en fonction du temps des 12 mois de l'année on peut dire que pour les 06 mois : d'avril au septembre le coefficient de la température moyenne est : $K_1 = 1.70$ et que du d'octobre au mars le coefficient de la température moyenne est : $K_2 = 1.40$; (Tableau 5.01)

Donc : $T_{\text{enceinte}} = K.T_{\text{air}}$, avec T en °C et K : Coefficient de la température moyenne ; $K = 1.55$;

5.1.2 Recherche de la température maximale et du cycle de traitement

D’après les courbes mensuelles de variation de la température en fonction du temps dans l’enceinte d’étuvage et à l’air libre, on a calculés les températures moyennes mensuelles des mois de toute l’année :

On a trouvés les résultats mentionnés dans le tableau (5.01) et figure (5.13) ci-après :

Tableau 5.01 : températures moyennes dans l’enceinte d’étuvage et à l’air libre des 12 mois

N°	Mois	Température moyenne (°C) à l’intérieur de l’enceinte de conservation	Température moyenne (°C) à l’air libre	Coefficient de la température moyenne
01	Janvier	22	12	1.9
02	Février	22	13	1.7
03	Mars	32	18	1.7
04	Avril	35	22	1.6
05	Mai	42	30	1.4
06	Juin	43	34	1.3
07	Juillet	47	37	1.3
08	Août	47	35	1.4
09	Septembre	42	30	1.4
10	Octobre	37	25	1.5
11	Novembre	34	20	1.8
12	Décembre	26	16	1.6

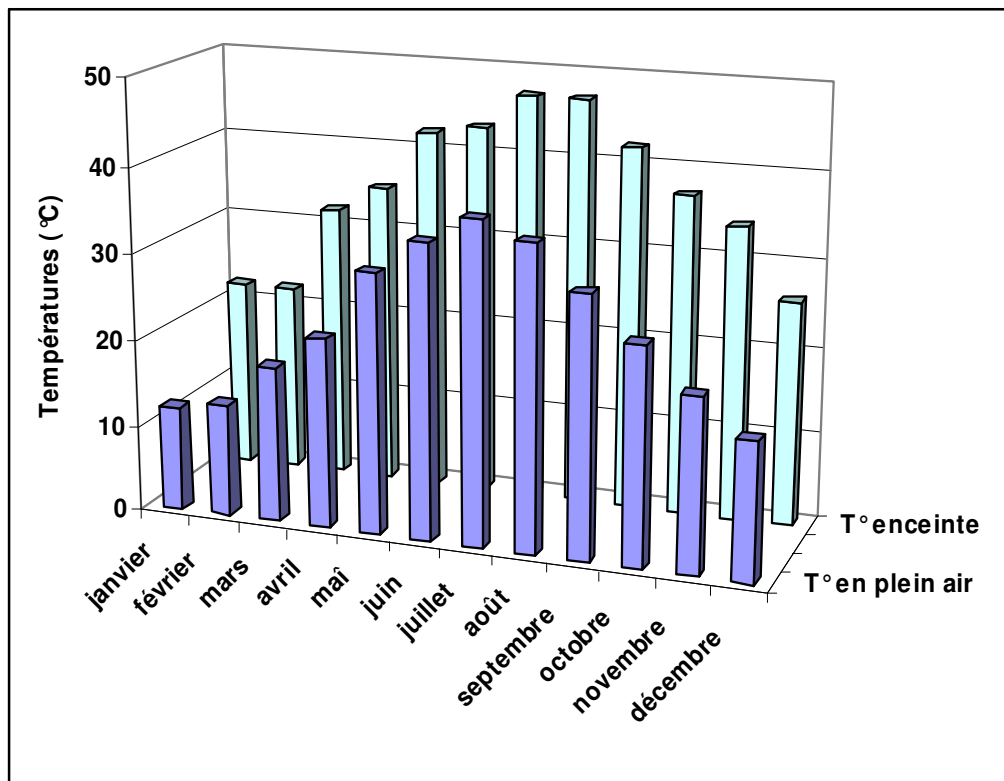


Figure 5.13 : Variations mensuelles des températures en plein air et dans l'enceinte d'étuvage

Et d'après les constatations déduites des courbes de variation de la température en fonction du temps à l'intérieur de l'enceinte, on sélectionne les six mois qui correspondent aux saisons : printemps et été comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau 5.02 : cycles d'étuvage et températures maximales correspondantes (T° de palier)
de 6 mois

N°	Mois	Cycle choisi (h×h×h)	Température maximale dans l'enceinte d'étuvage (°C)
01	Avril	3×8×3	36
02	Mai	3×8×3	41
03	Juin	3×8×3	42
04	Juillet	3×9×3	44
05	Août	3×9×3	45
06	septembre	3×8×3	42

On opte pour le régime (cycle) de 3×8×3 avec une température maximale de palier : 42°C

Tableau 5.03 : les 04 phases de cycle choisi correspond à la période chaude de l'année.

Cycle	Préprise (h)	Montée (h)	Palier (h)	Refroidissement (h)	Température initiale (°C.)
A	2	3	8	3	20
Vitesse de température (°C/h)	---	6	---	7	---

Cycle d'étuvage 1 :

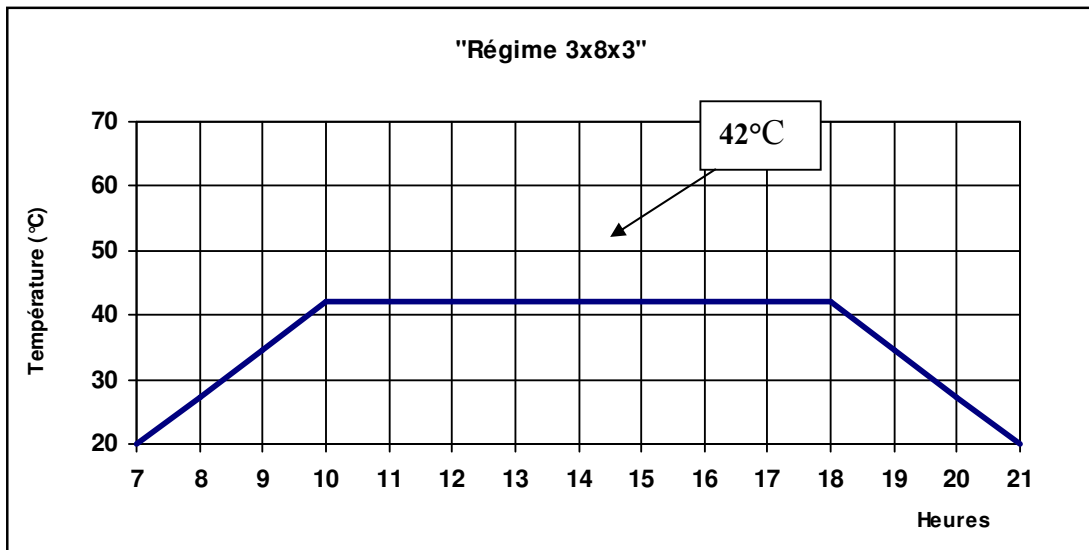


Figure 5.14 : cycle d'étuvage (1) pour 42°C.

Et pour les autres six mois qui représentent l'automne et l'hiver : on déduit des courbes de la température en fonction du temps dans l'enceinte d'étuvage dans les conditions naturelles les cycles d'étuvages comme suit :

Tableau 5.04 : cycle d'étuvage et températures maximales correspondantes des 06 mois.

N°	Mois	Cycle choisi (h×h×h)	Température maximale dans l'enceinte d'étuvage en (°C)
01	Octobre	3×8×3	35
02	Novembre	3×7×3	32
03	Décembre	3×7×3	29
04	Janvier	3×7×3	28
05	Février	3×7×3	23
06	Mars	3×8×3	34

On opte pour le régime (cycle) de 3×7×3 avec une température maximale de palier : 29°C

Tableau 5.05 : les 04 phases de cycle choisi correspond à la période froide de l'année

Cycle	Préprise (h)	Montée (h)	Palier (h)	Refroidissement (h)	Température initiale (°C.)
A	2	3	7	3	20
Vitesse de température (°C/h)	---	5	---	7	---

Cycle d'étuvage 2 :

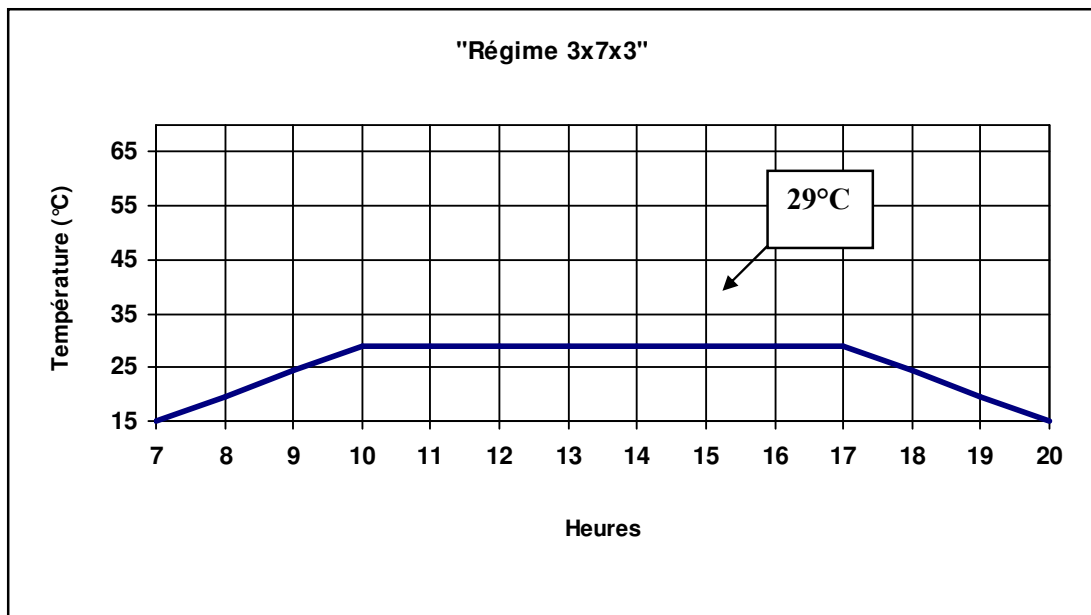


Figure 5.15 : cycle d'étuvage (2) pour 29°C

Résumé :

Les régimes d'étuvage sont :

- 3×8×3 avec une préprise de 2 h pour la période chaude d'avril au septembre avec une température d'étuvage de 42°C.
- 3×7×3 avec une préprise de 2 h pour la période froide d'octobre au mars avec une température d'étuvage de 29°C.

5.1.4 Etude des bétons traités thermiquement

- Le ciment utilisé dans cette étude est de type CPJ 42.5 - NA 442, provenant de la cimenterie de Ain Touta (Batna).
- Le sable est du sable roulé provenant de la région de Lioua, de dimension maximale 5 mm lavé et séché dans une étuve à séchage. Sa densité volumique est de (2650 kg/m³).
- Quant au gravier, on a utilisé deux différentes dimensions de gravier concassé (7/15 et 15/25) provenant de la carrière de Ain Touta (Batna). Sa densité volumique moyenne est de (2600 kg/m³). Les deux graviers sont lavés et séchés.

5.1.5 Composition des bétons

Le béton à un dosage de ciment de (512.5 kg/m³) ;
 Le rapport agrégats total /ciment est de (2.41) ;
 Le rapport gravier /sable est de (3.07) ;
 Et le rapport eau /ciment est de (0.40).

La méthode de B.Scramtaiv nous a donné la composition suivante :

- Eau : 205 kg
- Ciment : 513 kg
- Pierres concassées : 1234 kg
- Sable : 402 kg

La masse volumique à l'état frais : 2354 kg/m³

Les moules sont introduits dans l'enceinte d'étuvage après malaxage et une préprise, le thermocouple placé à l'extérieur de l'enceinte permet de régler la température de palier. Le démoulage après étuvage de la durée de chauffage sera le lendemain de malaxage.

5.1.5.1 Confection et cure des éprouvettes :

Des éprouvettes de forme cubiques (10×10×10) cm³ : ont été produites pour déterminer la résistance à la compression, d'autres de forme prismatiques (10×10×40) cm³ pour déterminer la résistance à la flexion

Les bétons étudiés sont :

Un béton témoin conservé dans l'eau à une température ambiante de 20°C (essais effectués aux mois de février, mars, avril, et mai), et des bétons, l'un dans l'air libre et l'autre soumis à deux cycles d'étuvages (tableaux 5.03 et 5.05). Le cycle comporte obligatoirement quatre phases :

- conservation initiale de durée (Tp) ;
- montée en température (Tm) ;
- maintien en température maximale (Tx) ;
- refroidissement (Tr).

5.1.5.2 procédures des essais : (samedi 17/10/2005)

Pour ces 02 cycles de chauffage (3×8×3) et (3×7×3), on procède à faire les essais comme il est indiqué au tableau suivant :

Tableau 5.06 : procédure des essais et conservations

Ages (jours)	Eprouvettes	Essais	Conservation/Traitement
01	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
02	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
03	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
07	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
28	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
03 après étuvage naturel d'1j	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- à l'air libre
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- à l'air libre
07 après étuvage naturel d'1j	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- à l'air libre
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- à l'air libre
28	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'eau - à l'air libre
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'eau - à l'air libre

5.1.6 Résultats et discussion :

Les résultats des résistances à la compression et à la flexion sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

- 1) Période chaude : (avril...septembre)
 - Étuvage à 42°C (essai du 17/09/2005)

Tableau 5.07 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (Étuvage d'1j, 02j et 03j)

		Durcissement à l'air libre (cond. nat.)		Durcissement dans l'eau (témoin)		Etuvage dans l'enceinte (42.0°C)					
Age (jours)		28		28		01		02		03	
Cycle		---		---		3×8×3		3×8×3		3×8×3	
Béton en CPJ 42.5	Résistance à la compression (MPa)	38.0	40.7	42.5	43.0	34.0	30.7	35.0	33.7	36.5	35.5
		43.5		43.5		25.5		33.0		34.0	
		40.5		43.0		32.5		33.1		36.0	
	%			100		75		83		87	
	Résistance à la flexion (MPa)	2.21	2.21	3.65	3.60	1.26	1.35	1.53	1.55	1.80	1.83
		2.07		3.60		1.35		1.50		1.71	
		2.34		3.55		1.44		1.62		1.98	
	%			100		61		70		83	

■ Etuvage dans l'enceinte de 07 j :

Tableau 5.08 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (CPJ et CRS 42.5 – E/C = 0.4) à 07j

Cure	ciment	Aff. Au cône (cm)	Poids : (kgs) - au démou. - à 28j	Ultrason T (μs) ; v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	R _c (MPa) Moy.	R _f (MPa) Moy.
Etuvage dans l'enceinte T = 42°	CPJ	12	2.480 2.460 9.720 9.660	t = 23.2 v = 4100 t = 85.7 v = 4450	29	31.0	1.9
	CRS	10	2.420 2.400 9.710 9.690	t = 25.4 v = 4025 t = 090.2 v = 4210	22	25	2.8

■ **Étuvage dans l'enceinte de 28 j :**

Tableau 5.09 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (CPJ et CRS 42.5 – E/C = 0.4) à 28j

Cure	ciment	Aff. au cône (cm)	Poids : (kgs) - au démou. - à 28j	Ultrason T (μ s) ; v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	R _c (MPa) Moy.	R _f (MPa) Moy.
Étuvage dans l'enceinte T = 42° C	CPJ	12	2.490 2.440 9.790 9.660	t = 23.8 v = 4200 t = 89.7 v = 4460	32	39.0	2.5
	CRS	10	2.430 2.390 9.820 9.690	t = 24.4 v = 4100 t = 093.2 v = 4290	29	32	3.6

Tableau 5.10 : résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (Durcissement naturel de 03 j et 07 j après étuvage d'1 jour - 42°C -)

Étuvage/Résistances	DAS de 03 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	%	DAS de 07 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	%
Résistance à la compression (MPa)	41	40	98	43	43	100
	41			44		
	38			41		
Résistance à la flexion (MPa)	1.7	1.8	82	2.0	2.0	90
	1.9			1.9		
	1.8			2.1		

1.1) Perte de masse (dans l'étuvage à 42°C) :

Tableau 5.11 : Perte de masse des éprouvettes cubiques et prismatiques de béton ordinaire après conservations et étuvages.

DE		DAS		01j d'étuvage	02j d'étuvage	03 j d'étuvage	01j d'étuvage et 03j de durcissement		01j d'étuvage et 07j de durcissement	
Au dém.	à 28 j	Au dém.	à 28 j	Dém. à 1 j d'étuvage	Dém. à 02 j d'étuvage	Dém. à 03 j d'étuvage	Dém. à 1 j d'étuvage	à 1 j d'étu. et 03 j DAS	Dém. à 1 j d'étu.	à 1 j d'étu. et 07 j DAS
-	-	-	-	2.51	2.50	2.49	2.56	2.53	2.54	2.48
-	-	-	-	2.47	2.46	2.44	2.51	2.48	2.50	2.44
-	-	-	-	2.38	2.37	2.36	2.50	2.46	-	-
-	-	-	-	Moy. 2.46	Moy. 2.51	Moy. 2.43	Moy. 2.49	Moy. 2.49	Moy. 2.52	Moy. 2.46

9.88	9.87	9.90	9.80	9.72	9.66	9.60	9.73	9.64	9.82	9.75
9.87	9.86	9.86	9.75	9.80	9.74	9.67	9.81	9.73	-	-
Moy. 9.87	Moy. 9.87	Moy. 9.88	Moy. 9.77	Moy. 9.76	Moy. 9.70	Moy. 9.63	Moy. 9.77	Moy. 9.68	Moy. 9.82	Moy. 9.75

D'après ce qu'on a trouvés comme résultats des essais de compression et de flexion sur éprouvettes cubiques et prismatiques, on peut les schématiser dans les figures de 5.16 à 5.19 comme suit:

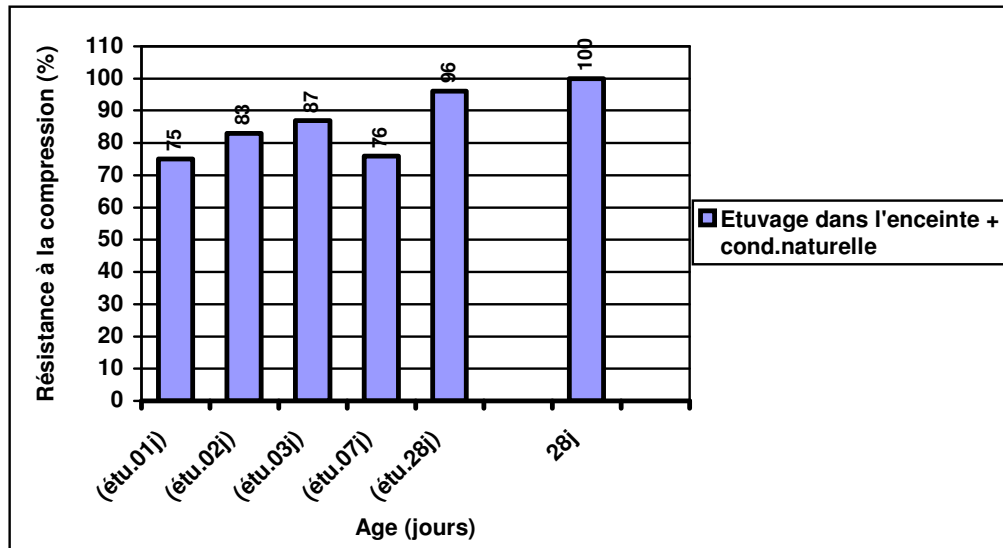


Figure 5.16 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (Étuvage d'1j, 02j et 03j)

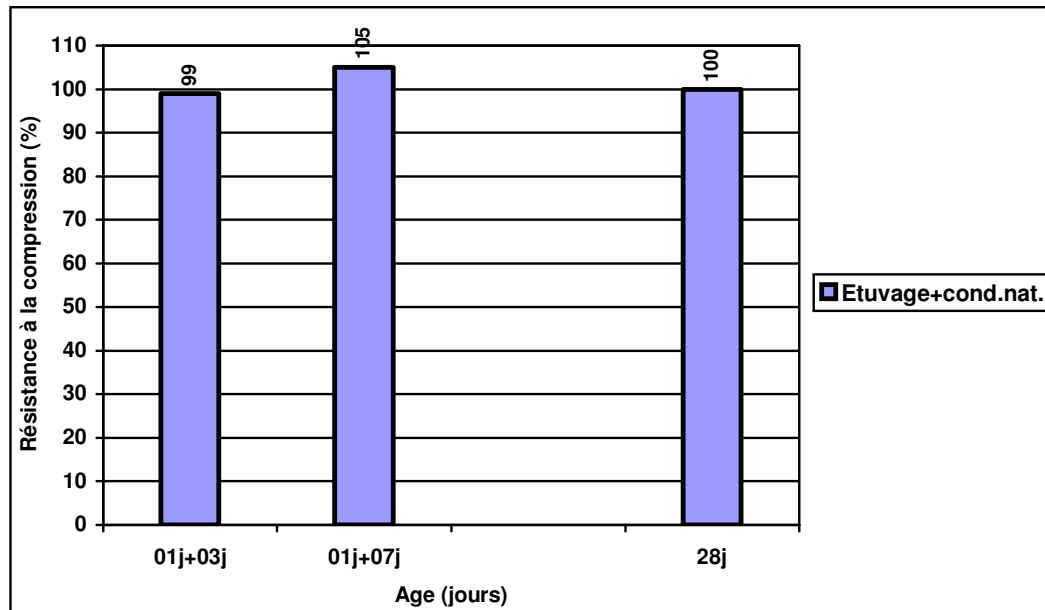


Figure 5.17 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j).

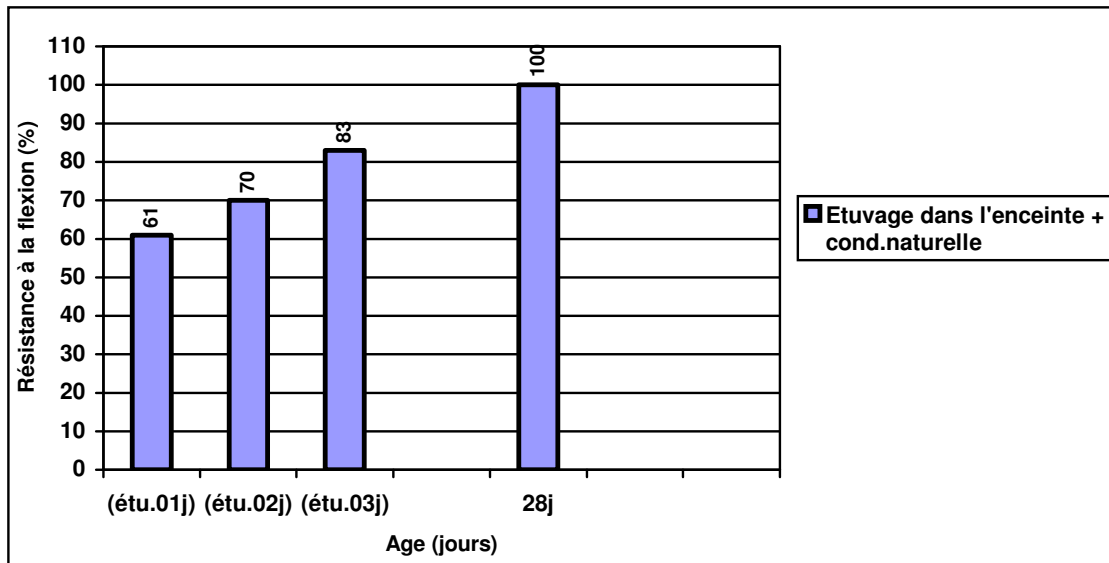


Figure 5.18 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (Étuvage d'1j, 02j et 03j).

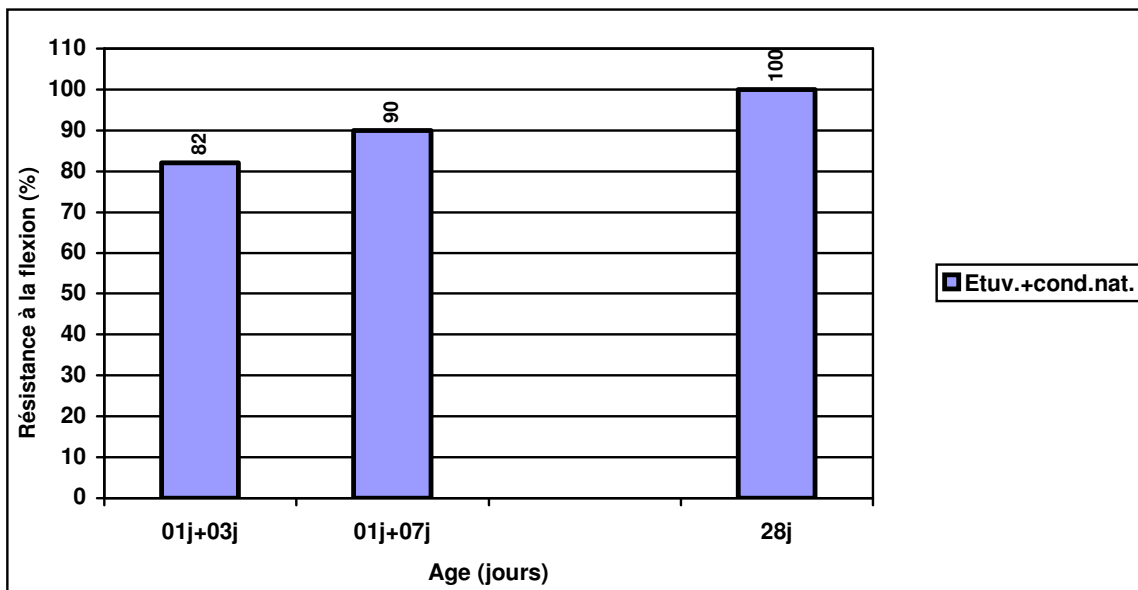


Figure 5.19 : résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j)

2) Période froide : (octobre...mars)

■ Étuvage à 29°C (essai du 07/11/2005)

Tableau 5.12 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (Étuvage d'1j et durcissement naturel de 03 j et 07 j).

Cure/résistance	Etuvage d'1 j à 29°C	Résist. moy.	DAS de 03 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	DAS de 07 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	DAS de 07j	Résist. moy.
Résistance à la compression (MPa)	21.9	23.6	39.0	39.3	40.0	41.0	33.5	36.0
	24.8		39.0		41.0		38.5	
	24.1		40.0		42.2		36.0	
Résistance à la flexion (MPa)	1.41	1.35	1.50	1.43	1.80	1.62	1.17	1.26
	1.35		1.45		1.44		1.26	
	1.30		1.35		1.62		1.35	

D'après ce qu'on a trouvés comme résultats des essais de compression et de flexion sur éprouvettes cubiques et prismatiques, on peut les schématiser dans les figures de 5.20 et 5.21 comme suit:

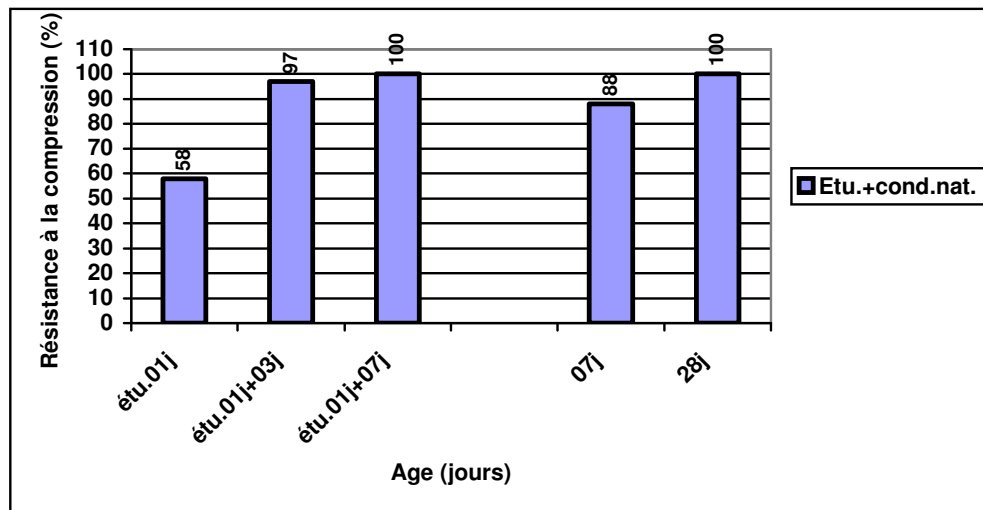


Figure 5.20 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j à 29°C)

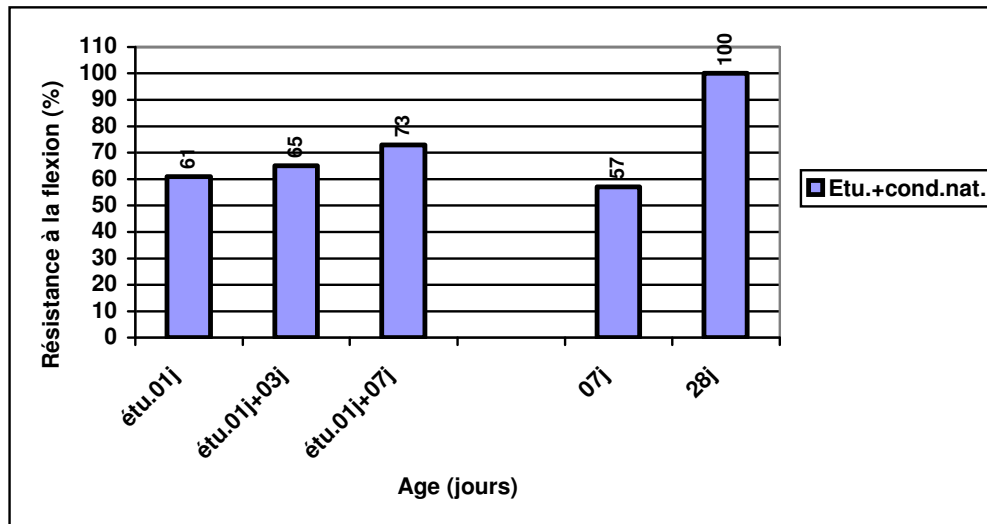


Figure 5.21 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage d'1j à 29°C)

2.1) Perte de masse (dans l'étuvage à 29°C) :

Tableau 5.13 : Perte de masse des éprouvettes cubiques et prismatiques de béton ordinaire après conservations et étuvages (29°C).

DE		DAS		01j d'étuv.	01j d'étuvage et 03j de durci.		01j d'étuvage et 07j de durci.	
Dém.	à 28 j	dém.	à 28 j	dém. à 1 j d'étu.	dém. à 1 j d'étu.	à 1 j d'étu. et 03 j DAS	dém. à 1 j d'étu.	à 1 j d'étu. et 07 j DAS
-	-	-	-	2.250	2.515	2.485	2.495	2.460
-	-	-	-	2.460	2.495	2.465	2.480	2.445
-	-	-	-	2.465	2.470	2.450	2.482	2.450
9.880	9.875	9.900	9.800	9.820	9.550	9.450	10.055	9.900
9.870	9.863	9.860	9.750	9.825	9.565	9.470	9.890	9.760

5.1.7 RESULTATS ET DISCUSSIONS :

▪ Pour la période chaude de l'année du mois d'avril au mois de septembre les résultats obtenus montrent la méthode de traitement de durcissement par étuvage naturel dans l'enceinte qui assure une augmentation rapide de la résistance pendant :

- 01 jour d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) : 30.7 MPa, qui présente : 75 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j ;
- 02 jours d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) : 33.7 MPa, qui présente : 83 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j ;
- 03 jours d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) : 35.5 MPa, qui présente : 87 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j. (tableau 5.07)

- 07 jours d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) : 31.0 MPa, qui présente : 76 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j pour le CPJ et 25.0 MPa, qui présente : 61 % pour le CRS. (Tableau 5.08)
- 28 jours d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) : 39.0 MPa, qui présente : 96 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j pour le CPJ et 32.0 MPa, qui présente : 79 % pour le CRS. (Tableau 5.09). Tout on constatons une perte de masse pour les deux types de ciments causés par l'évaporation de l'eau des capillaires de béton voir (photo).

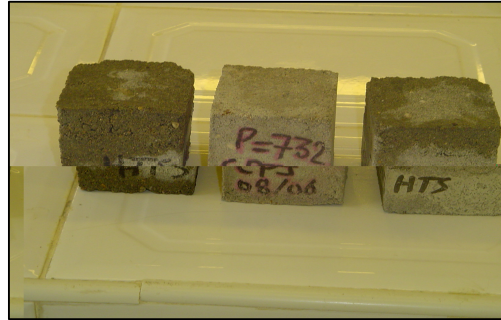


Photo (2) : éprouvettes cubiques de mortier (7x7x7) cm³ mises dans l'enceinte d'étuvage.

Commentaire 1:

D'après les résultats on remarque l'augmentation de la résistance de compression en fonction du temps (08 h d'étuvage à 42°C), ce qui assure le décoffrage des moules.

Et du tableau : (5.10) on constate que pour :

- 01 jour d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) et durcissement de 03 jours au conditions naturelles : qui présente : 40.3 MPa, soit : 99 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j ;
- 01 jour d'étuvage à 42°C (08 h de chauffage) et durcissement de 07 jours au conditions naturelles : qui présente : 43 MPa, soit : 105 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j.

Commentaire 2:

Pour 08 h de chauffage et 03 jours de durcissement à l'air libre on atteint la résistance à 28 jours.

- **Pour la période froide** de l'année du mois d'octobre au mois de mars la résistance de :
 - 01 jour d'étuvage à 29.0°C (08 h d'étuvage) : 23.6 MPa, qui présente : 58 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j; (tableau 5.12)

Commentaire 3:

Et même pour le résultat à une étuvage à 29°C, on remarque une augmentation de la résistance de compression en fonction du temps (07 h d'étuvage), ce qui assure aussi le décoffrage des moules.

Et du même tableau (5.12) on constate que pour :

□ 01 jour d'étuvage à 29.0°C (08 h de chauffage) et durcissement de 03 jours au conditions naturelles : qui présente : 39.3 MPa, soit 96.5 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j ;

□ 01 jour d'étuvage à 29.0°C (08 h de chauffage) et durcissement de 07 jours au conditions naturelles : qui présente : 41.0 MPa, soit 100 % de la résistance du même béton durcis dans les conditions naturelles à 28 j.

Commentaire 4:

Pour (07 h de chauffage à 29°C) et 03 jours de durcissement à l'air libre on atteint la résistance à 28 jours.

Commentaire 5:

On remarque des pertes de masses entre le démoulage des pièces de bétons et l'essai pour différents âges (03 j et 07 j) causées par la création des fissures très fines provoquées par l'expansion de bulles d'air dans la pâte de ciment et l'évaporation de l'eau des capillaires du béton

On peut prévenir la résistance du béton traité thermiquement par la vapeur d'énergie solaire par la formule théorique du Dr B. MEZGHICHE [115] :

:

$$R = R_k - B.e^{-\alpha.K.N_T}$$

R : résistance du béton par rapport à la résistance finale à 28 jours (en %).

R_k : résistance finale maximale (à 28 jours, 100 %).

N_T : durée de durcissement en jours à la température T en °C.

K : coefficient thermique « K= (0.6 + 0.2.T)ⁿ »

n : indice indépendant de la vitesse d'hydratation du liant (n = 1 à 7; n = 5 pour un béton ordinaire).

t : température moyenne d'étuvage en °C.

α : constante du rythme de durcissement (α = 0,12 à 0,15; on prend α = 0.14).

B : constante de la résistance initiale du béton (B = 0,7 à 0,75; on prend B = 0.71).

e : base de logarithme naturel.

Application :

N_T = 1 (régime 3×8×3)

T₁ = 42 °C ; R_{b1} (Théorique) % = 74.6, R_{b1} (expérimentale) % = 75.4 ;

T₂ = 29 °C ; R_{b2} (Théorique) % = 56.5, R_{b2} (expérimentale) % = 58.00.

D'après les résultats ci-dessus, on peut affirmer que cette formule est applicable pour un béton ordinaire en CPJ ou CRS, et l'utilisation de cette méthode nous donne une idée sur la résistance du béton à une température donnée avec une tolérance de ±5 %.

5.1.8 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, le recouvrement par le plastique, dans l'air libre et dans l'enceinte d'étuvage avec le temps.

5.1.9 Composition de mortier

Les matériaux utilisés pour la formulation des mortiers sont deux ciments portland composé (CPJ) CEM II 42,5 A, ciment pour travaux en eau à haute teneur en sulfate (CRS) CPA-CEM I 42.5, et un sable roulé 0/5 mm.

Le rapports (sable /ciment) est de 3.89 et (eau /ciment) est de 0.45.

Pour un mortier riche on à choisit la composition suivante :

Ciment	:	450 (kg/m ³)
Sable	:	1749 (kg/m ³)
Eau	:	200 (kg/m ³)

5.1.10 Résultats du Retrait et gonflement du mortier :

1) Variations Retrait –gonflement (CPJ)

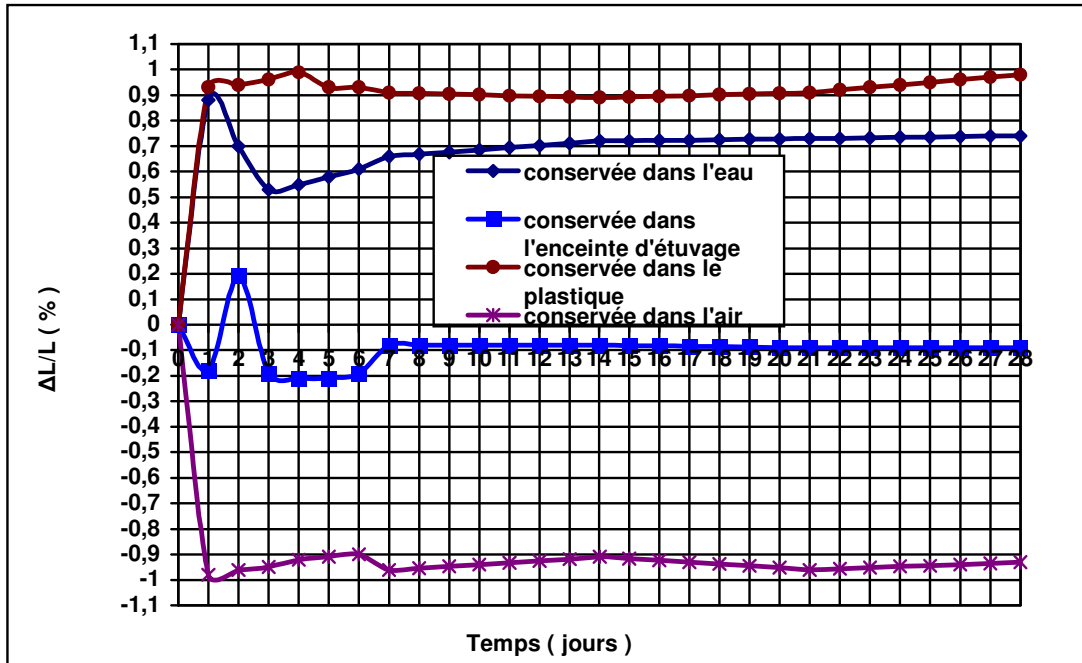


Figure 5.22 : Variation dimensionnelle (retrait – gonflement) du mortier pour différentes conservations - CPJ 42.5 - E/C = 0.45

2) Variations masse (CPJ) :

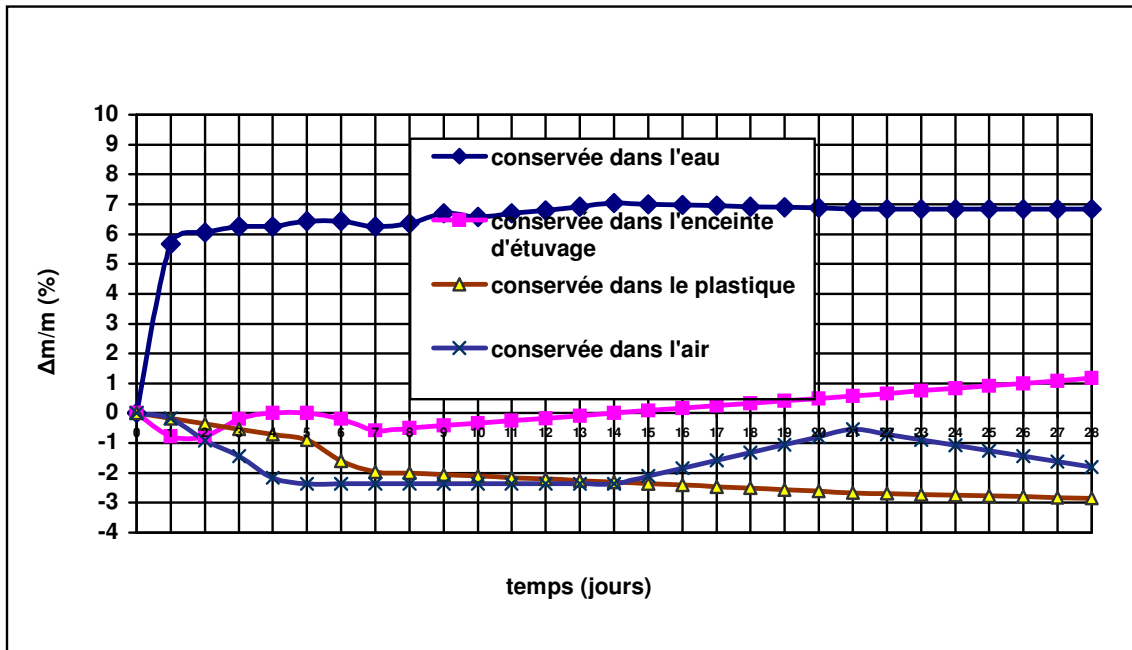


Figure 5.23 : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations- CPJ 42.5 - E/C = 0.45

3) Variations Retrait –gonflement (CRS)

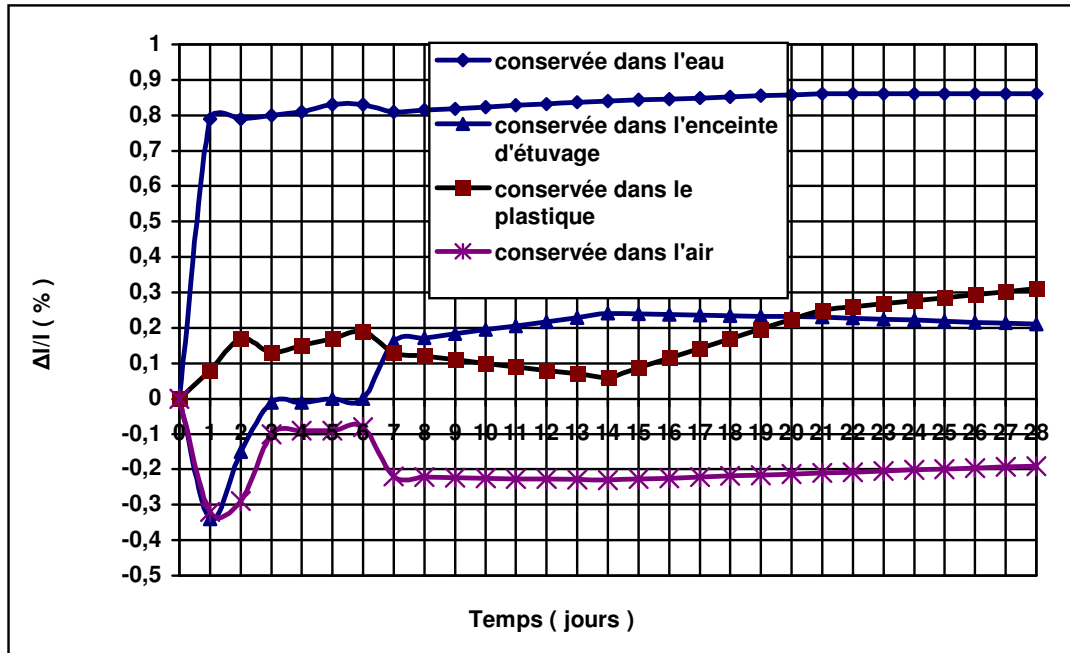


Figure 5.24 : Variation dimensionnelle (retrait – gonflement) du mortier pour différentes conservations (CRS 42.5 - E/C = 0.45)

4) Variations masse (CRS) :

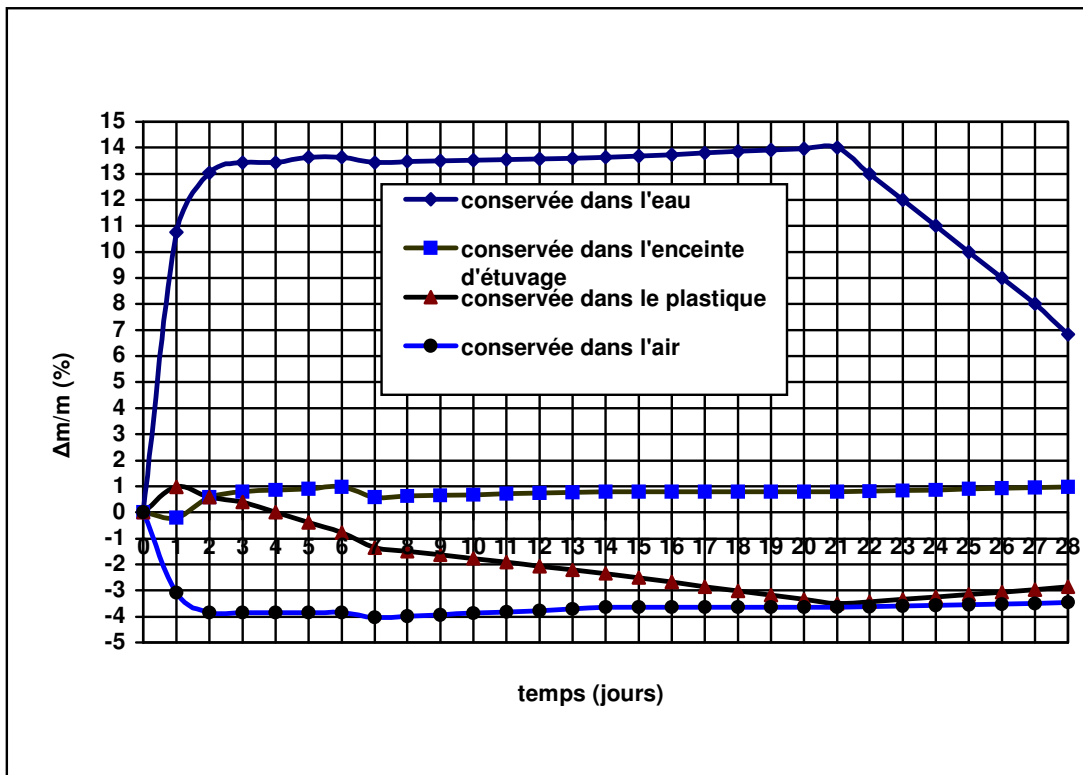


Figure 5.25 : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations (CRS 42.5 - E/C = 0.45)

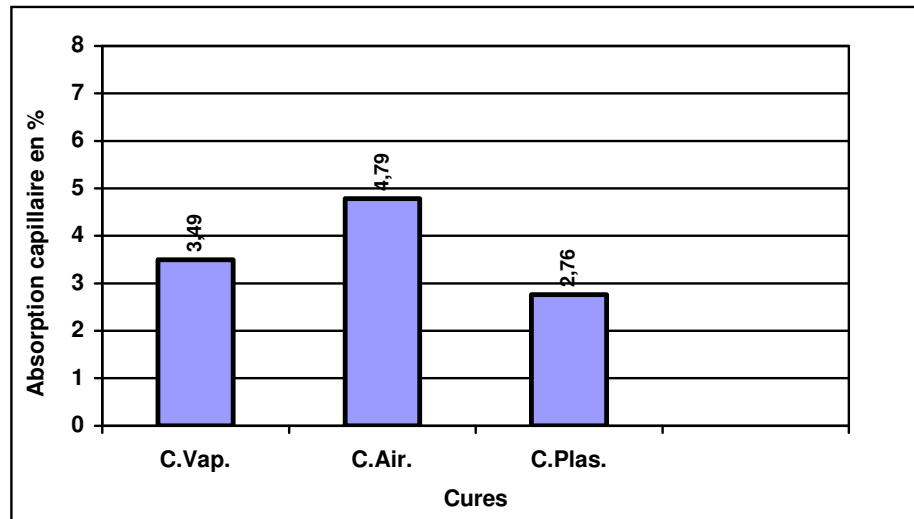
5) Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en CPJ

Figure 5.26 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CPJ 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7x7x7) cm³

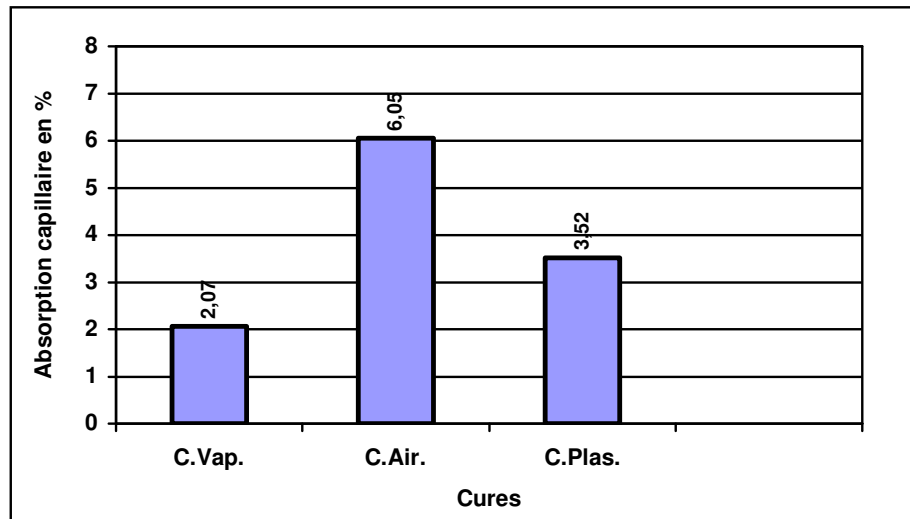
6) Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en CRS

Figure 5.27 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CRS 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7x7x7) cm³

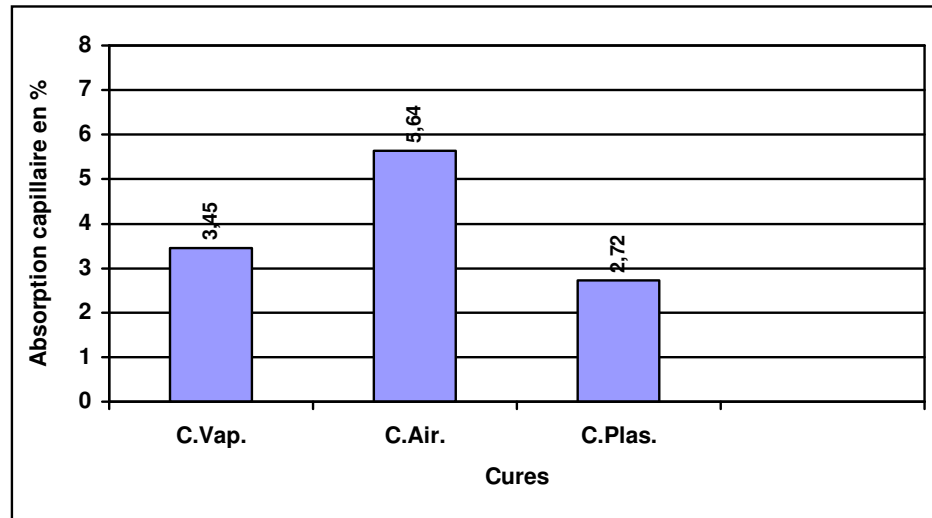
7) Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en CPJ

Figure 5.28 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CPJ 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7x7x28) cm³

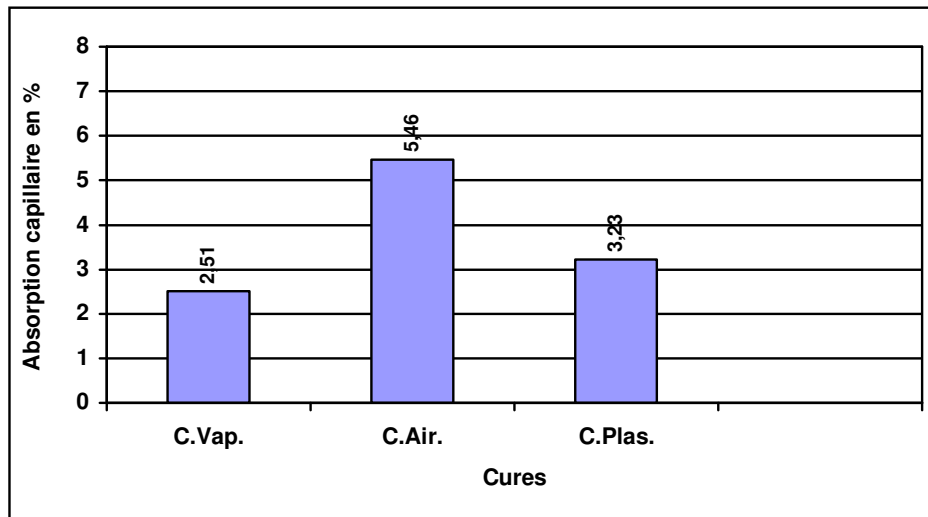
8) Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en CRS

Figure 5.29 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CRS 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes (7x7x28) cm³

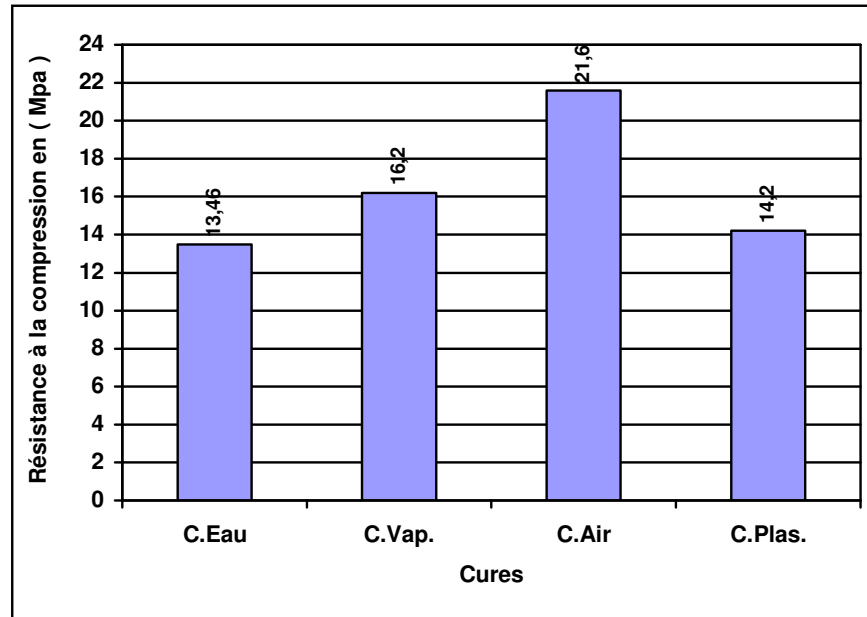
9) Résistance à la compression pour mortier en CPJ (42.5)

Figure 5.30 : Variation de la résistance à la compression pour $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$ pour différentes cures à 28j (CPJ 42.5 - E/C = 0.45)

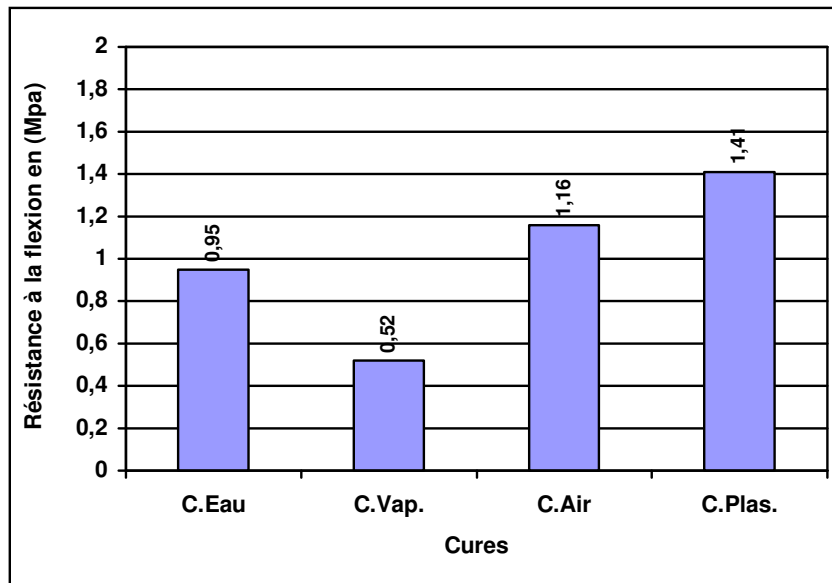
10) Résistance à la flexion pour mortier en CPJ (42.5)

Figure 5.31 : Variation de la résistance à la flexion pour $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$ pour différentes cures à 28j (CPJ 42.5 - E/C = 0.45)

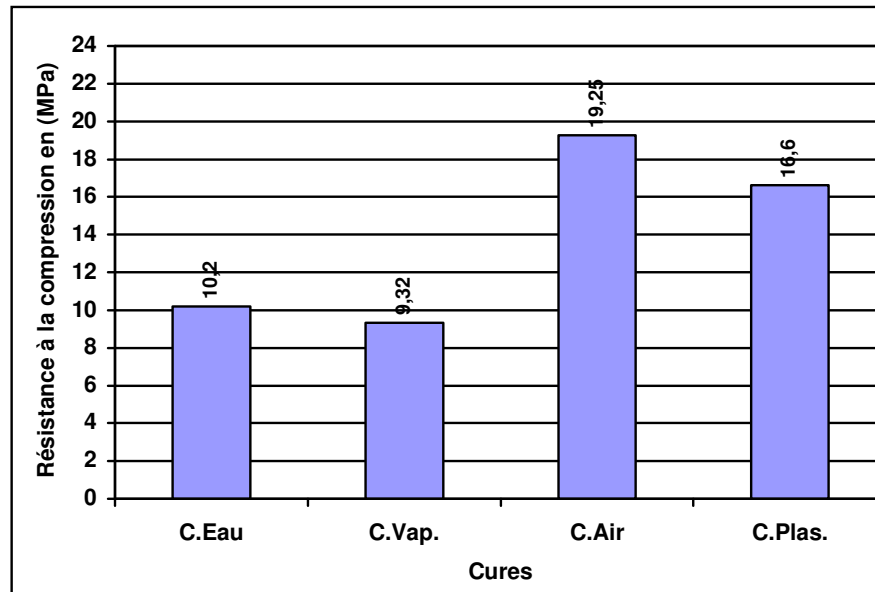
11) Résistance à la compression pour mortier en CRS (42.5)

Figure 5.32 : Variation de la résistance à la compression pour $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$ pour différentes cures à 28j (CRS 42.5 - E/C = 0.45)

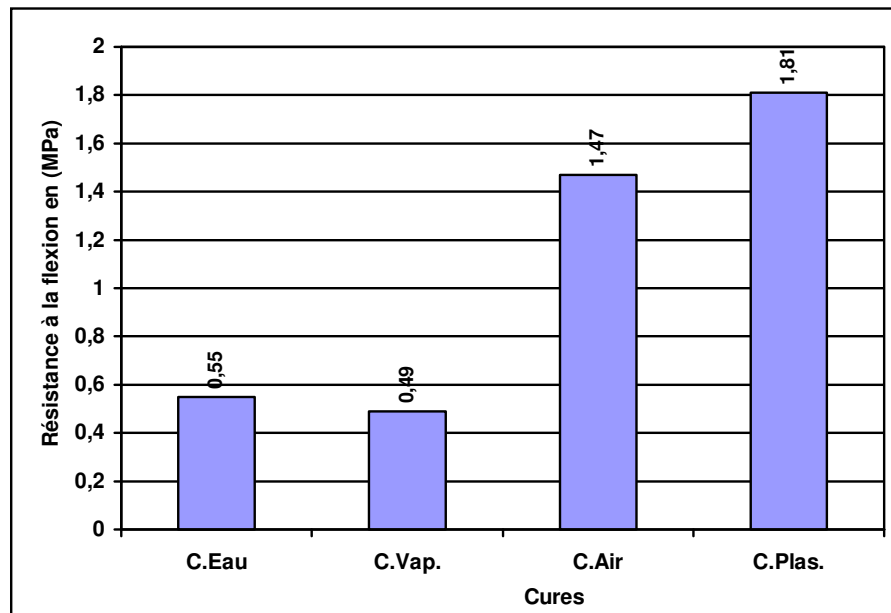
12) Résistance à la flexion pour mortier en CRS (42.5)

Figure 5.33 : Variation de la résistance à la flexion pour $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$ pour différentes cures à 28j (CRS 42.5 - E/C = 0.45)

5.1.11 Interprétation des résultats :

Retrait et gonflement de mortier

D'après les figures 5.22, 5.23, 5.24 et 5.25 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.

- une augmentation de la masse pour les deux types de ciment de l'ordre de 6 % pour le CPJ et de 13 % pour le CRS. 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.

■ Les éprouvettes conservées dans le plastique gonflent dès le 1^{er} jour de 90% pour le CPJ et présentent un gonflement moins important pour le CRS. 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.

- Une chute de masse pour le CPJ et le CRS de l'ordre de 3%.

■ Les éprouvettes conservées dans l'enceinte d'étuvage présentent un retrait- gonflement- retrait durant les 28 jours pour le CPJ et retrait- gonflement pour le CRS.

Pour le CPJ :

- Le 1^{er} jour, le contact température du mortier et celle de l'enceinte plus important et création de forces capillaires provoquent un retrait.

- Le 2^{ème} 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^{ème} jour, création d'un retrait qui se stabilise à 1%, causé par l'effet de la température du milieu.

Pour le CRS :

- Le 1^{er} jour, retrait causé par différence de températures entre mortier et milieu interne de l'enceinte.

- Au de-là du 1^{er} 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 CPJ et augmentation pour le CRS.

■ Les éprouvettes conservées dans l'air présentent un retrait pour le CPJ 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 CRS.

- Une diminution de la masse pour le CPJ et le CRS.

Absorption capillaire

Et d'après les figures 5.26, 5.27 ,5.28 et 5.29, on remarque que :

- Les éprouvettes en (CPJ ou CRS) 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 32°C peut retirer que les eaux adsorbées et des capillaires.
- Les éprouvettes en (CPJ) conservées dans l'enceinte d'étuvage absorbent plus qu'en CRS : 3.47% et 2.30% respectivement.
- Les éprouvettes en (CPJ) conservées dans l'enceinte le film plastique absorbent moins qu'en CRS : 2.74% et 3.38% respectivement.

Essais destructifs sur mortier

D'après les figures 5.30, 5.31 ,5.32 et 5.33 ;

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 CPJ et CRS de l'ordre de 21.5 MPa et 19.5 MPa respectivement.
- Minimale pour une conservation dans l'eau dans le cas de CPJ 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 (photo).



Photo (3) : éprouvettes prismatiques de mortier (7x7x28) cm³ munis de plots mises dans l'enceinte d'étuvage.

5.2 Traitement par étuvage des bétons par énergie électrique

5.2.1 Introduction

Le traitement par étuvage des bétons par l'utilisation de l'énergie électrique est utilisé le jour ou l'énergie solaire est insuffisante pour chauffer les bétons et mortiers, le cycle d'étuvage choisi est le 3×8×3 avec une préprise de 2 h et la température de chauffage est de 42°C.

Pour les essais on utilise les matériaux suivants:

- Le ciment utilisé dans cette étude est de type CPJ 42.5 - NA 442, provenant de la cimenterie de Ain Touta (Batna).
- Le sable est du sable roulé provenant de la région de Lioua, de dimension maximale 5 mm lavé et séché dans une étuve à séchage. Sa densité volumique est de (2650 kg/m³).
- Quant au gravier, on a utilisé deux différentes dimensions de gravier concassé (7/15 et 15/25) provenant de la carrière de Ain Touta (Batna). Sa densité volumique moyenne est de (2600 kg/m³). Les deux graviers sont lavés et séchés.

Pour la confection et la cure des éprouvettes, on procède à préparer des éprouvettes de forme cubiques (10×10×10) cm³ : ont été produite pour déterminer la résistance à la compression, d'autres de forme prismatiques (10×10×40) cm³ pour déterminer la résistance à la flexion.

Les bétons étudiés sont :

Des bétons séchés dans l'air libre et d'autres soumis au cycle d'étuvage (tableaux 5.14).

Tableau 5.14 : procédure des essais et conservation des bétons

Ages (jours)	Eprouvettes	Essais	Conservation/Traitement
01	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- dans l'enceinte
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- dans l'enceinte
03 après étuvage naturel d'lj	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- à l'air libre
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- à l'air libre
07 après étuvage naturel d'lj	Cubiques : (10×10×10) cm ³	compression	- à l'air libre
	Prismatiques : (10×10×40) cm ³	flexion	- à l'air libre

5.2.2 Composition des bétons

Le béton à un dosage de ciment de (512.5 kg/m³) ;
 Le rapport (agrégats total /ciment) est de (2.41) ;
 Le rapport (gravier /sable) est de (3.07) ;
 Et le rapport (eau /ciment) est de (0.40).

Eau : 205 kg
 Ciment : 513 kg
 Pierres concassées : 1234 kg
 Sable : 402 kg

Masse volumique à l'état frais : 2354 kg/m³

Les moules sont introduits dans l'enceinte d'étuvage après malaxage et une préprise, le thermocouple est mis en marche permet de régler la température maximale d'étuvage, la résistance est placée à l'intérieur de l'enceinte. Le démoulage après étuvage de la durée de chauffage sera le lendemain après 24 heures.

5.2.3 Résultats et discussion

Les résultats obtenus pour le béton ordinaire après étuvage sont résumés dans le tableau (5.15):

Tableau 5.15 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques et prismatiques (Étuvage d'1j et durcissement naturel de 03 j et 07 j).

Cure/résistance	Etuvage d'1 j à 42°C	Résist. moy.	DAS de 03 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	DAS de 07 j après étuvage d'1 j	Résist. moy.	DAS de 07j	Résist. moy.
Résistance à la compression (MPa)	35.0	34.2	45.5	44.2	47.7	46.6	33.5	36.0
	34.0		44.2		46.4		38.5	
	33.5		43.5		45.6		36.0	
Résistance à la flexion (MPa)	1.38	1.48	1.79	1.92	1.88	2.02	1.17	1.26
	1.48		1.92		2.02		1.26	
	1.58		2.05		2.15		1.35	

D'après ce qu'on a trouvés comme résultats des essais de compression et de flexion sur éprouvettes cubiques et prismatiques, on peut les schématiser dans les figures 5.34 et 5.35 comme suit :

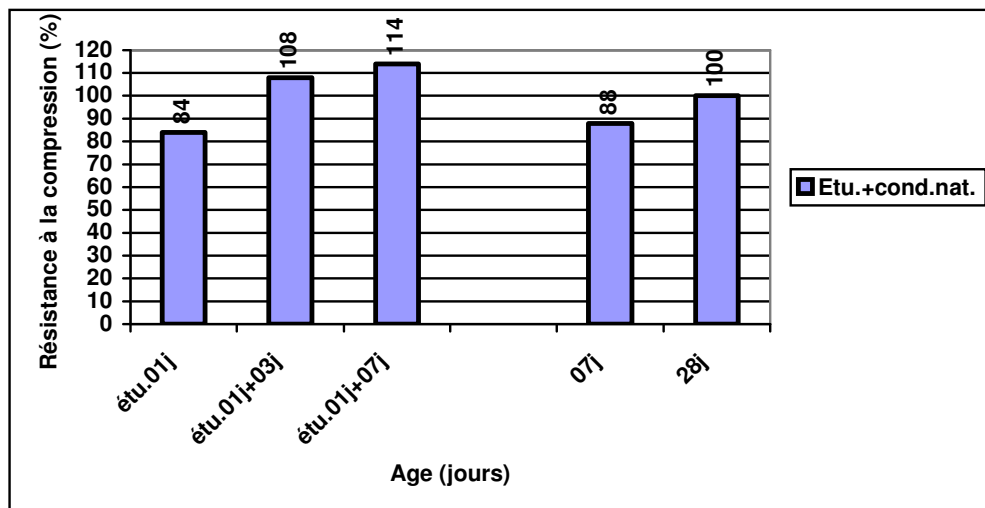


Figure 5.34 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes cubiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage par énergie électrique d'1j à 42°C)

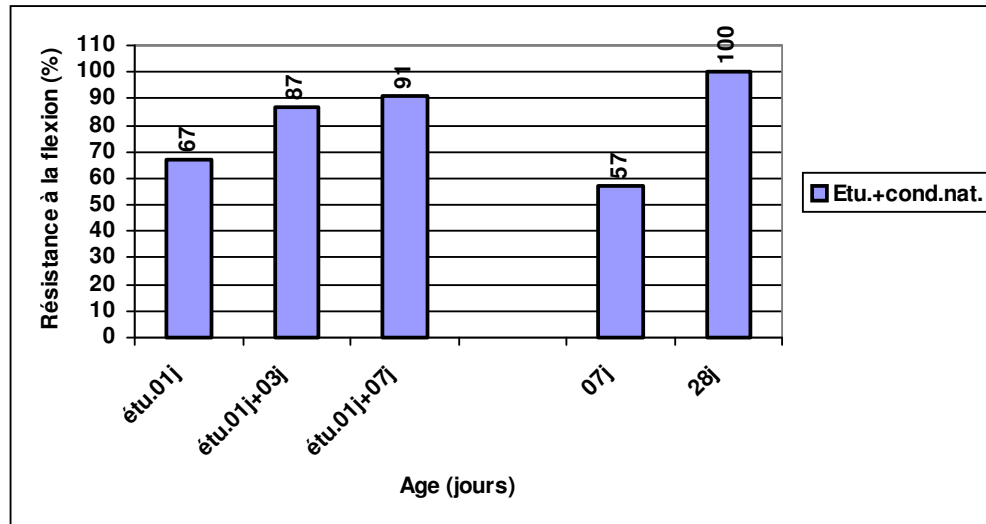


Figure 5.35 : Résultats des essais de béton sur les éprouvettes prismatiques (Durcissement naturel de 03j et 07j après étuvage par énergie électrique d'1j à 42°C)

D'après les résultats on constate que :

- Pour (08 h de chauffage électrique à 42°C), la résistance de compression est de 34.2 : soit 84 % du même béton durci dans les conditions naturels à 28 jours, ce qui assure le décoffrage des moules.
- Pour (08 h de chauffage électrique à 42°C) et 03 jours de durcissement à l'air libre), la résistance de compression est de 44.2 MPa : soit 109 % du même béton durci dans les conditions naturels à 28 jours c'est-à-dire qu'on a dépassé R_{c28j} , ce qui assure le décoffrage des moules et la réalisation de ces pièces préfabriquées.

5.3 CONCLUSION DU CHAPITRE

Cette étude nous a permis d'extraire un certain nombre de points :

- La résistance de compression après étuvage d'1 jour par énergie solaire à 42°C est proche de ce qui est trouvé par étuvage par énergie électrique (30.7 MPa soit 75 % de la R_{28j} face à 34.2 MPa soit 84%).
- La résistance de compression après étuvage d'1 jour par énergie solaire à 42°C et durcissement de 03 jours est proche de ce qui est trouvé par étuvage par énergie électrique (40 MPa soit 98 % de la R_{28j} face à 44.2 MPa soit 109 %).
- Ce qui assure le décoffrage des moules après tout étuvages (par énergie solaire à 42°C ou 29°C ou par énergie électrique à 42°C) puisque on atteint la résistance minimale à la compression qui se situe aux environs 10 MPa au bout d'1 jour d'étuvage.
- On atteint la résistance à 28 jours au bout d'1 jour et 03 jours de durcissement à l'air libre, pour tout étuvages, ce qui présente un gain de temps.
- Pour comparer les deux méthodes d'étuvages, voir figure (5.36) ci-après :

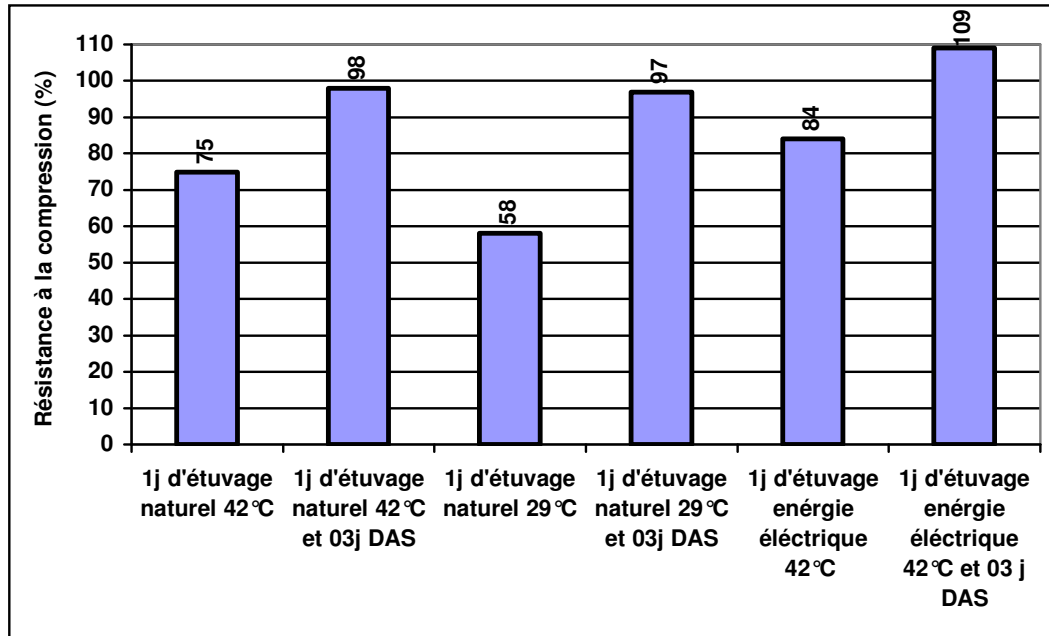


Figure 5.36 : Résumé des résultats de l'étuvage naturel par énergie solaire et électrique.

CHAPITRE 6**TRAITEMENT NATUREL DES BETONS
PAR PROTECTION OU ARROSAGE****6.1 BETONS ORDINAIRES (NON ADJUVANTE)****6.1.1 Introduction**

Nous avons définis au chapitre 4 les matériaux de construction qui composent le béton, nous allons d'abord élaborer la composition du béton de cette étude expérimentale (selon la méthode russe de B.SCRAMTAIV en annexe) pour différents rapport E/C, pour donner ensuite à des bétons ordinaires mûris dans différents environnements et différents âges sous l'influence des conditions de température, d'humidité relative de l'air ambiant et de la vitesse du vent. Ensuite on va procéder à la détermination du développement des résistances pour aboutir à la cure efficace.

On compare les résultats des propriétés mécaniques des bétons ordinaires à ceux des bétons ordinaires de chantier à d'autres adjuvants, mûris tous dans les mêmes environnements. La cure pourra se faire par humidification ou par protection temporaire de l'imperméabilité :

6.1.2 Composition de bétons ordinaires

Les caractéristiques des matériaux de construction de la composition ont données :

$$\begin{aligned} \rho_c &= 3.15 && \text{pour CPJ 42.5} \\ \rho_c &= 3.19 && \text{pour CRS 42.5} \\ \rho_e &= 1 \text{ kg/m}^3 && , \rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3 , \rho_{pc} = 2.6 \text{ g/cm}^3 \\ V_{\text{cav pc (gr)}} &= 0.48 && , \gamma_{\text{vol pc (gr)}} = 1.41 \text{ g/cm}^3 , \alpha = 1.25 \end{aligned}$$

Le tableau (6.01) donne les compositions des bétons utilisés pour différents E/C : 0.4, 0.5, 0.6 et 0.7.

Tableau 6.01 : compositions des bétons ordinaires utilisés.

E/C	Eau		Ciment		Pierres concassées		Sable		Air
	Masse (kg/m ³)	Volume (l)	Masse (kg/m ³)	Volume (l)	Masse (kg/m ³)	Volume (l)	Masse (kg/m ³)	Volume (l)	Volume (l)
0.4	205	205	513	163	1234.3	474.7	402	151.7	5.6
0.5	205	205	410	130	1234.3	474.7	491	185.3	5.0
0.6	205	205	342	109	1234.3	474.7	550	207.6	3.7
0.7	205	205	293	93	1234.3	474.7	593	223.8	3.5

Avec masses volumiques théoriques du béton frais qui sont : 2354, 2341, 2332, 2326 (kg/m³) pour E/C = 0.4, 0.5, 0.6 et 0.7 respectivement.

Dans notre étude, on compare un béton sans cure, à un béton sous l'effet de six types de cure à savoir :

L'immersion dans l'eau, l'air libre avec arrosage, le carton sans arrosage, le carton avec arrosage, le film plastique sans arrosage, le film plastique avec arrosage. La durée de cure a été de 7, 28 et 180 jours après moulage.

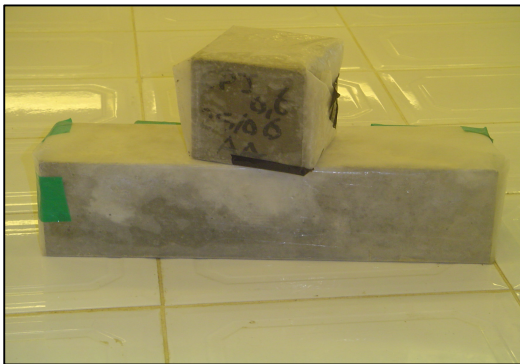


Photo (3) : épreuves de béton (10x10x10) et (10x10x40) cm³ couvertes par du plastique



Photo (4) : épreuves de béton (10x10x10) et (10x10x40) cm³ couvertes par du carton

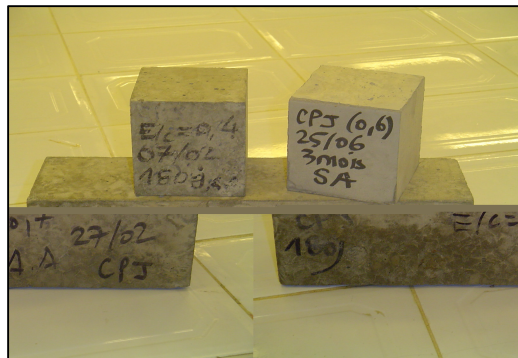


Photo (5) : épreuves de béton : (10x10x10) et (10x10x40) cm³ à l'air libre

6.1.3 Résultats physico mécaniques

Les résultats physico - mécaniques obtenus en fonction de la durée et du type de cure sont représentés dans les graphes ci-dessous et résumés dans des tableaux (voir détail dans l'annexe *****)

6.1.3.1 Influence de l'âge et le rapport (eau/ciment) sur la résistance mécanique du béton

Afin d'étudier l'effet de l'âge et le rapport E/C sur le développement de la résistance à la compression et à la flexion, des bétons ordinaires mûris dans différentes conservations, pour deux types de ciment (portland composé et résistant aux sulfates de classes 42.5), on a utilisé des éprouvettes cubiques (10×10×10) cm³ pour trouver la résistance à la compression et des éprouvettes prismatiques (10×10×40) cm³ pour trouver la résistance à la flexion à raison de 03 éprouvettes par essai et les résultats sont représentés dans les figures ci-dessous.

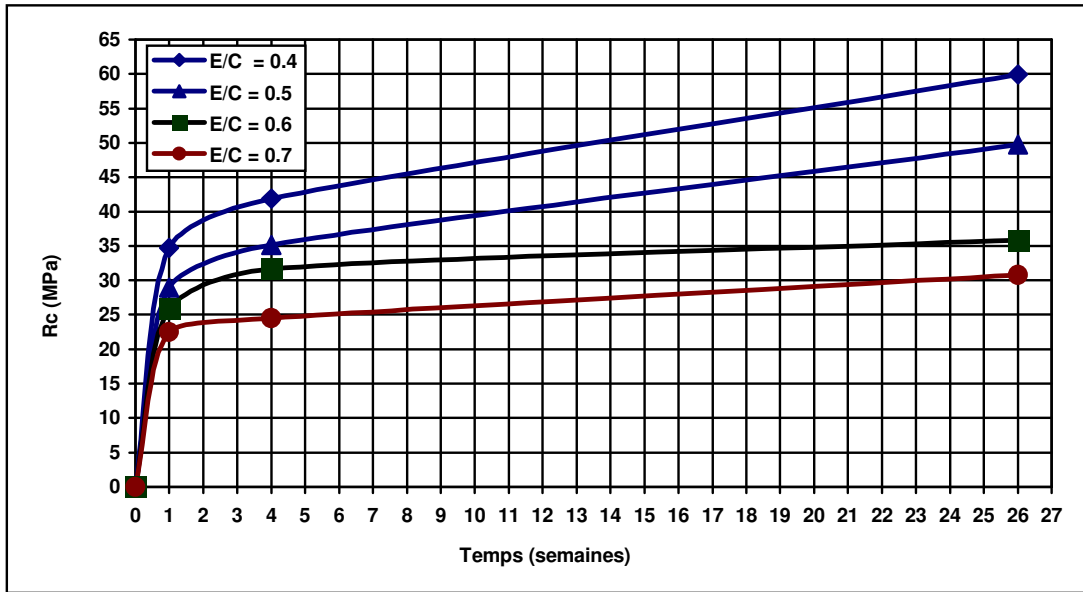


Figure 6.01 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5)- (DE)

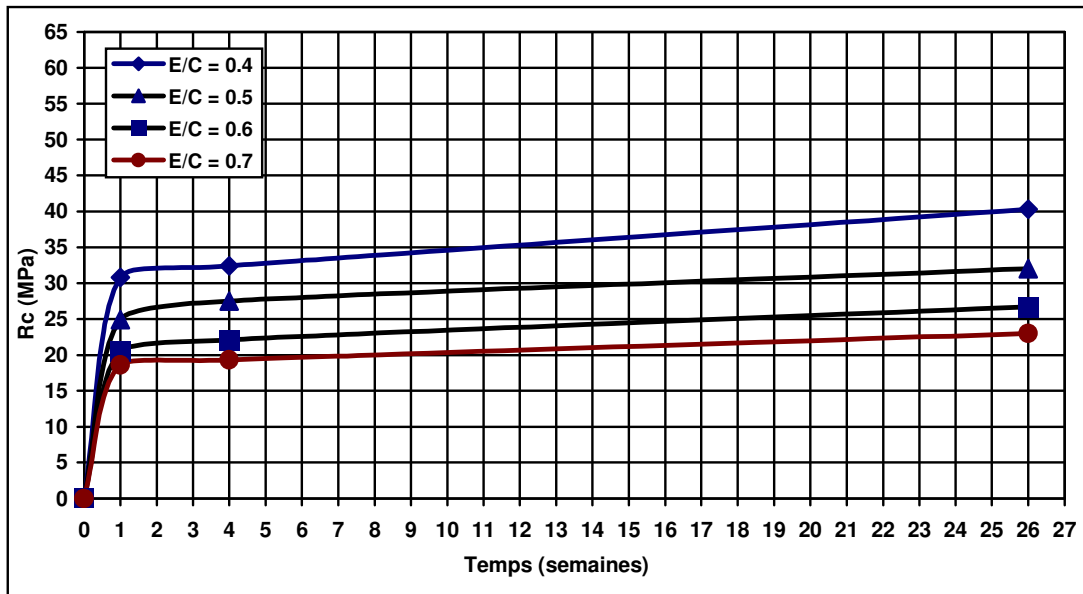


Figure 6.02 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DAS)

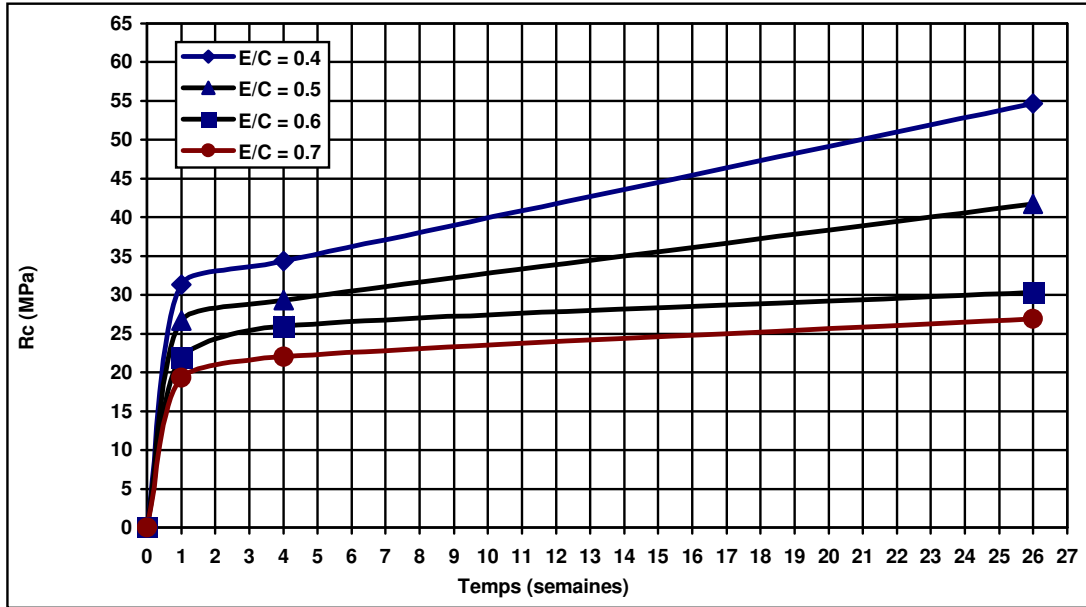


Figure 6.03 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DAA)

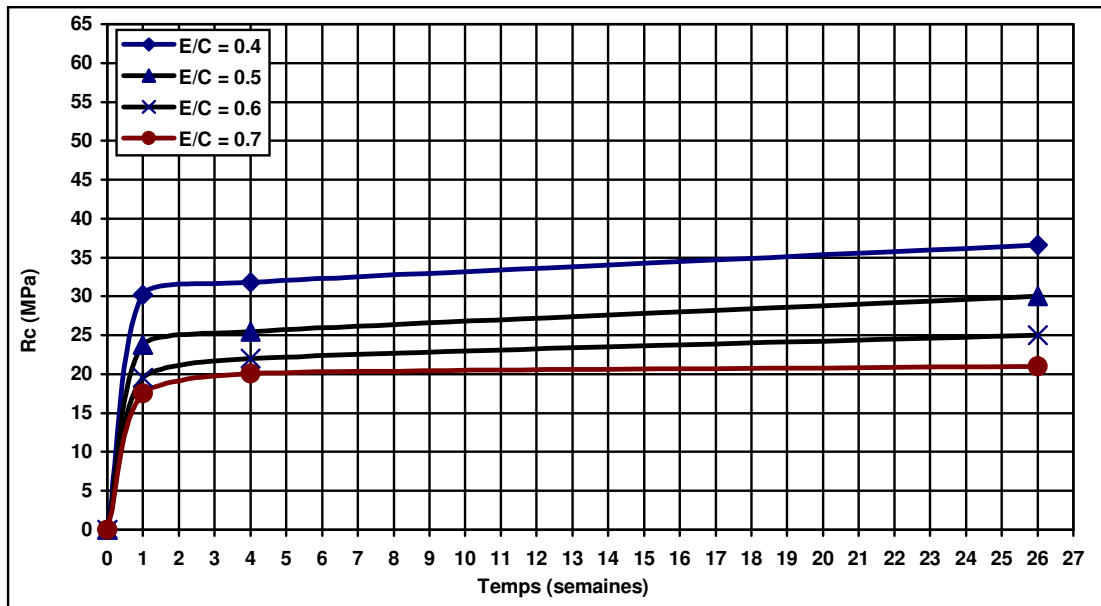


Figure 6.04 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DCS)

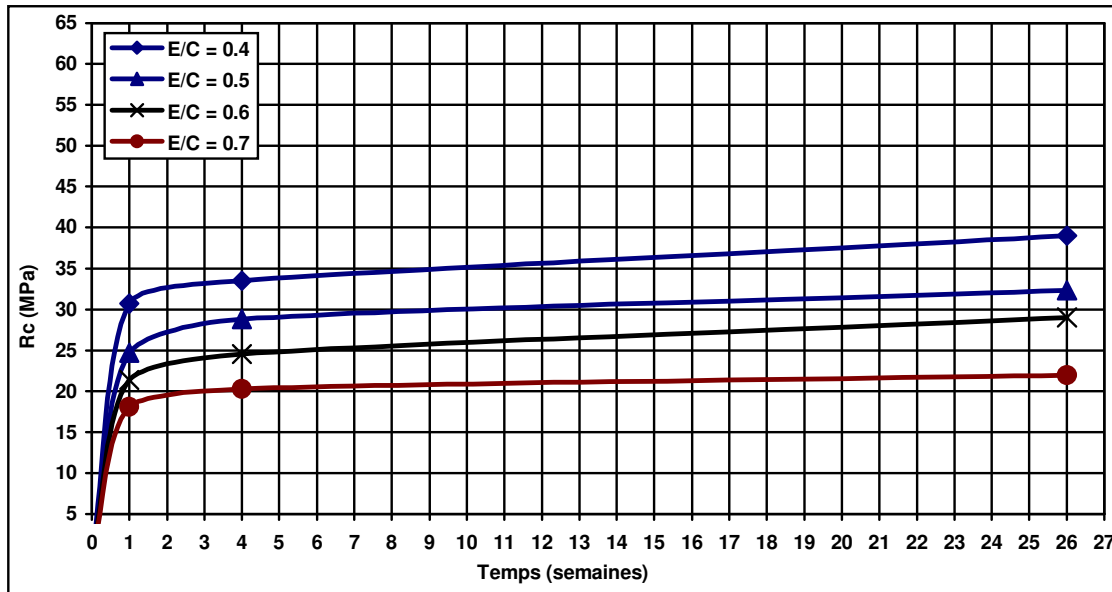


Figure 6.05 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DCA)

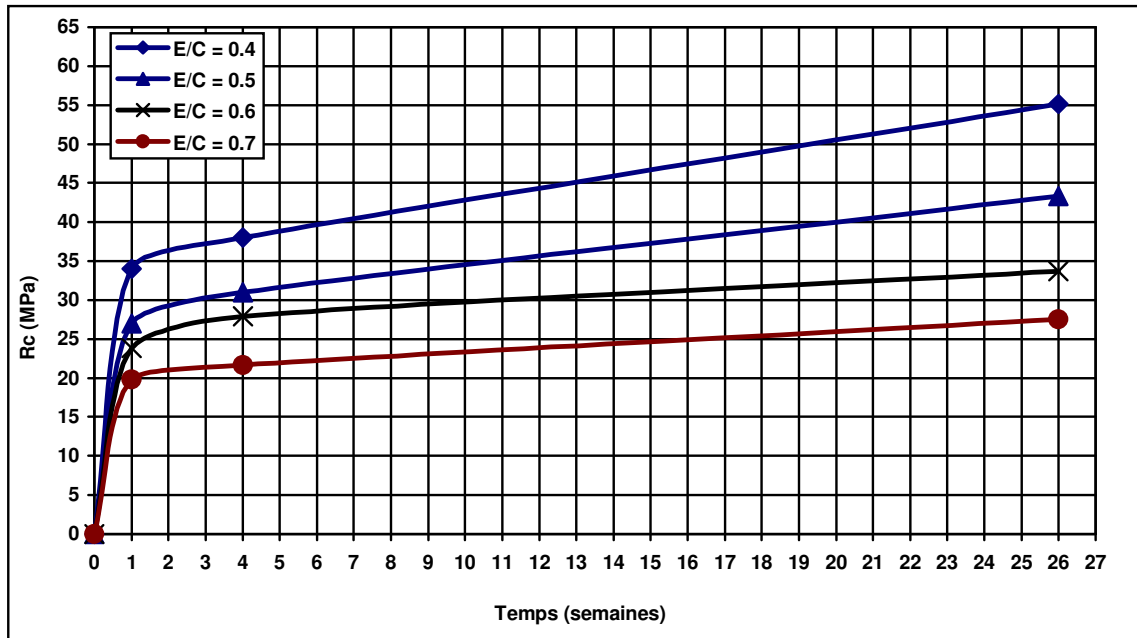


Figure 6.06 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DPS)

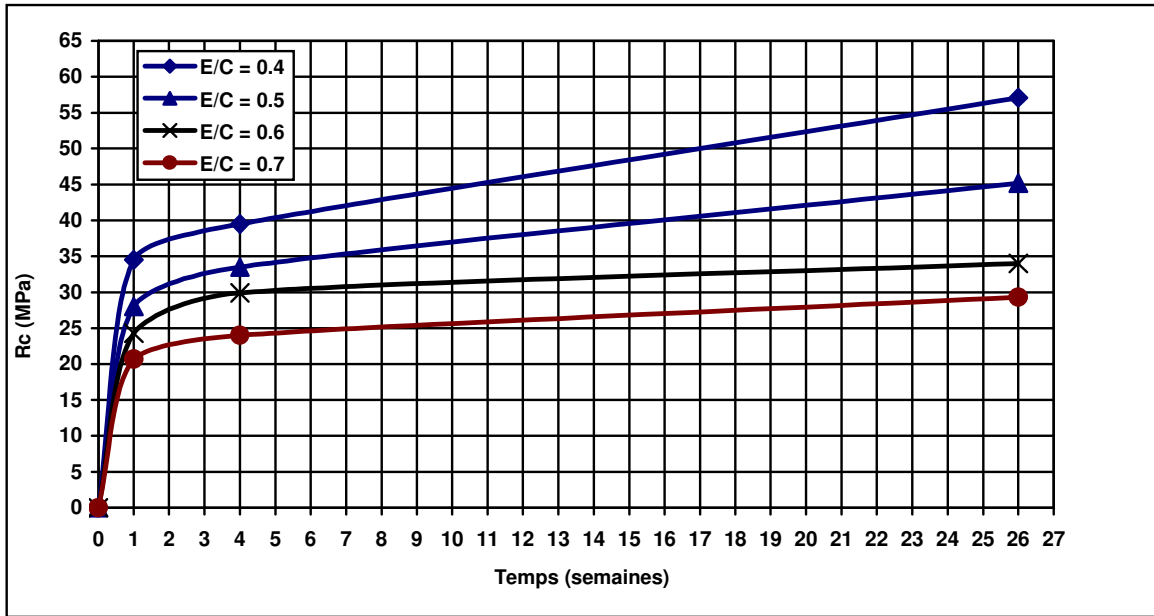


Figure 6.07 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DPA)

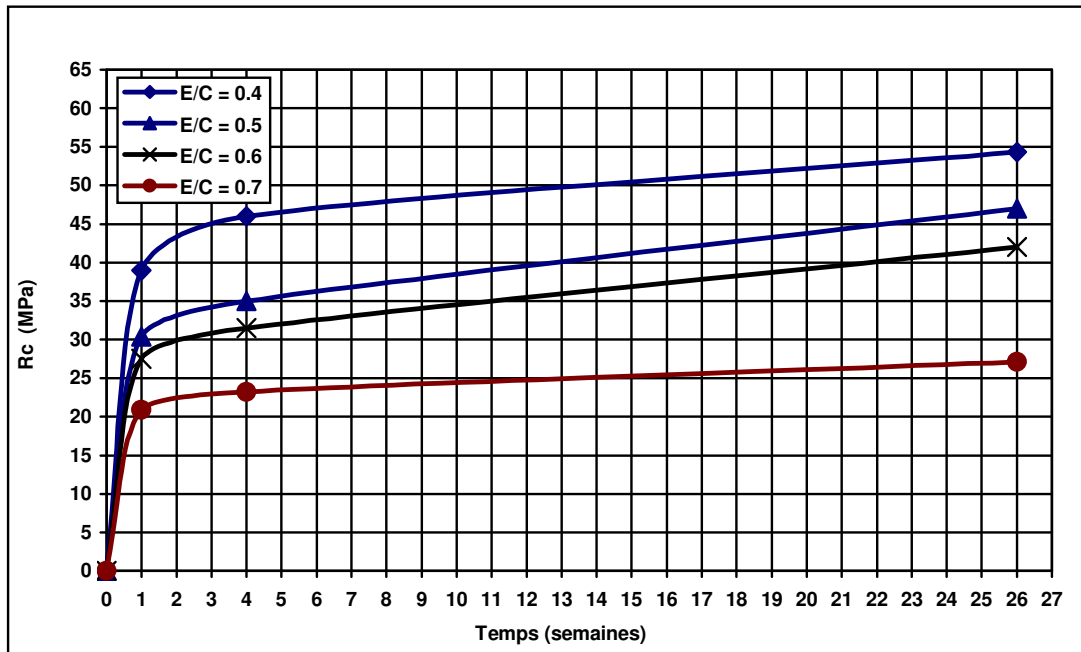


Figure 6.08 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DE)

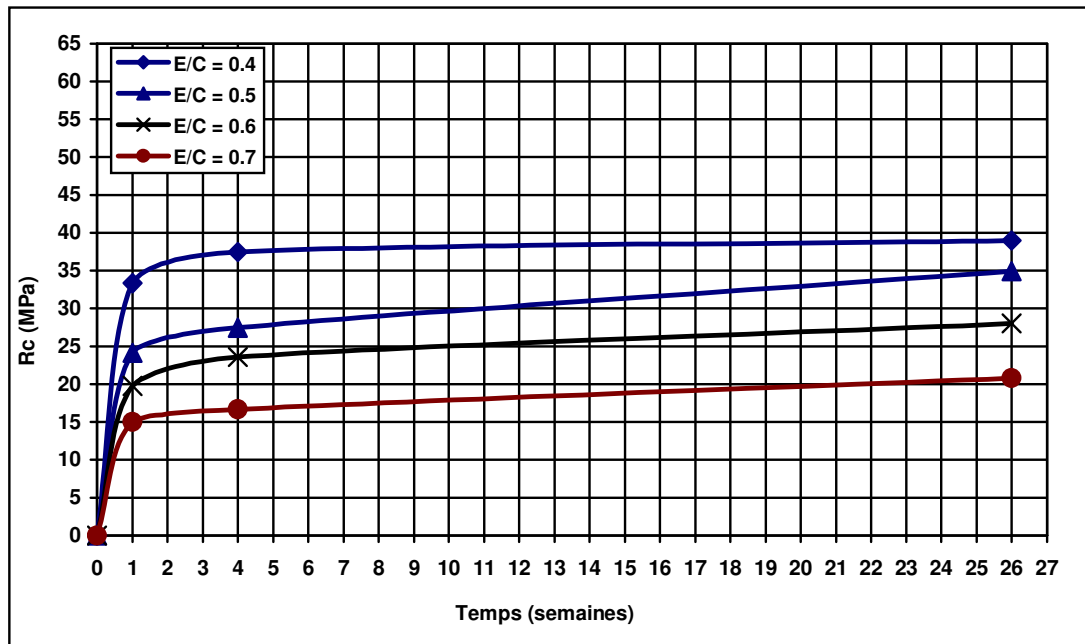


Figure 6.09 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DAS)

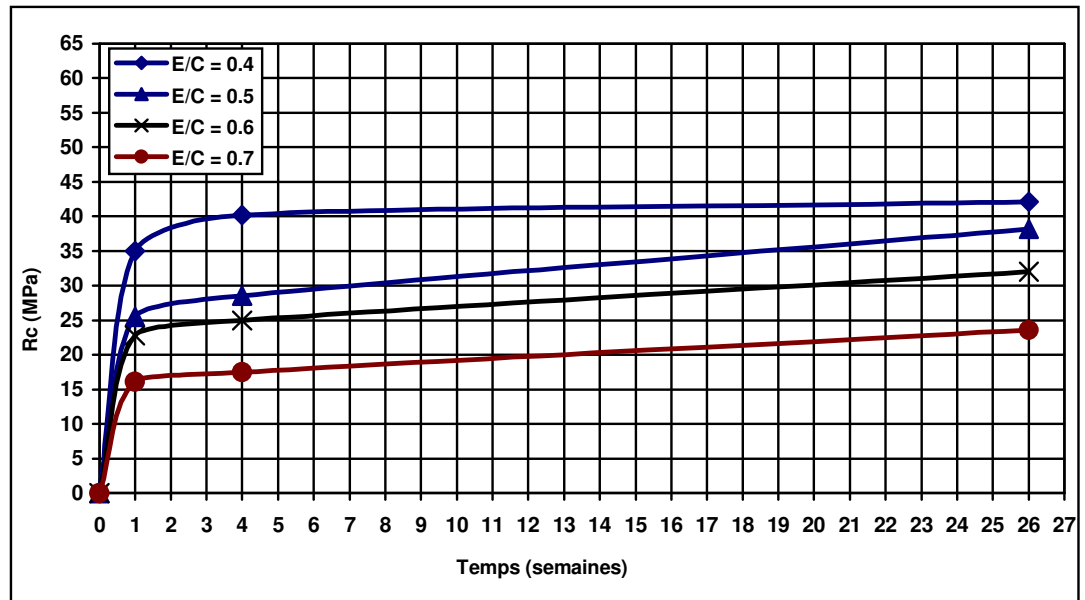


Figure 6.10 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DAA)

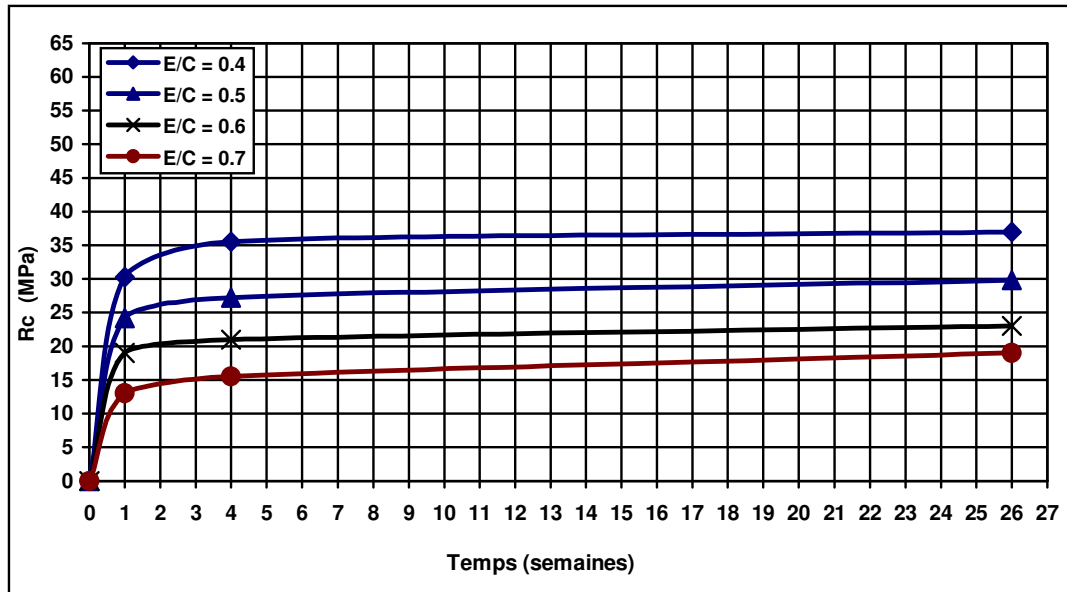


Figure 6.11 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DCS)

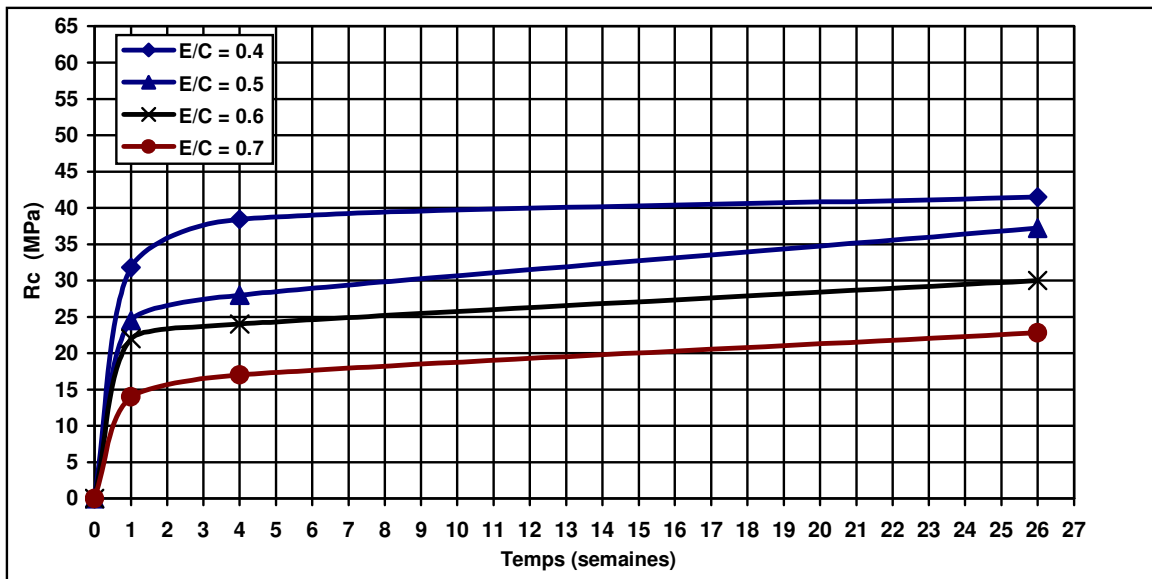


Figure 6.12 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DCA)

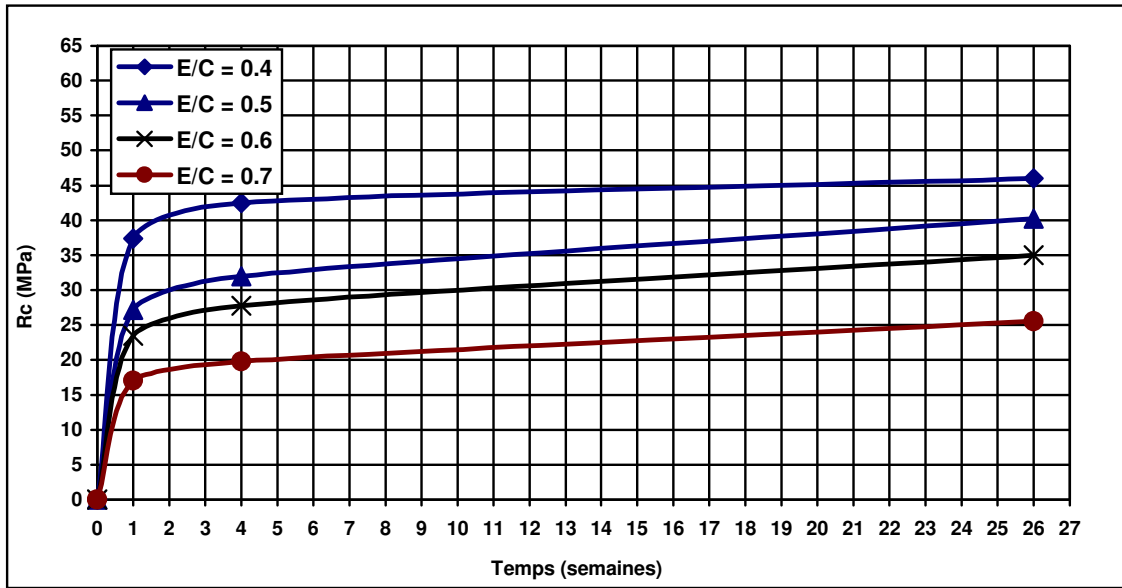


Figure 6.13 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DPS)

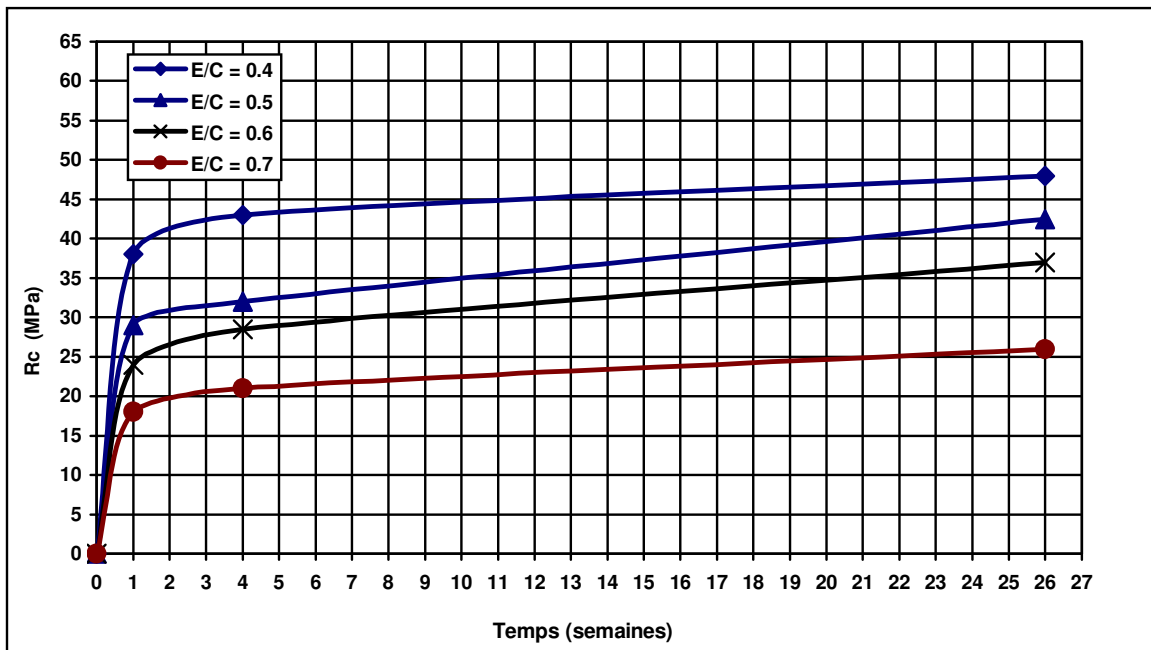


Figure 6.14 : Evolution de la résistance à la compression du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DPA)

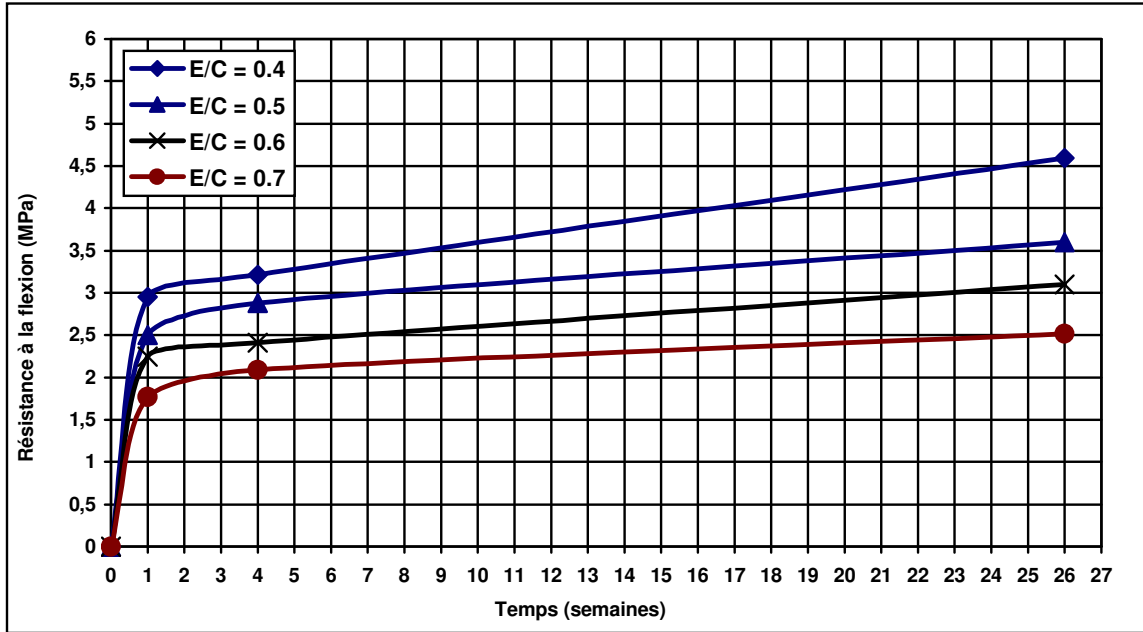


Figure 6.15 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du béton ordinaire du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DE)

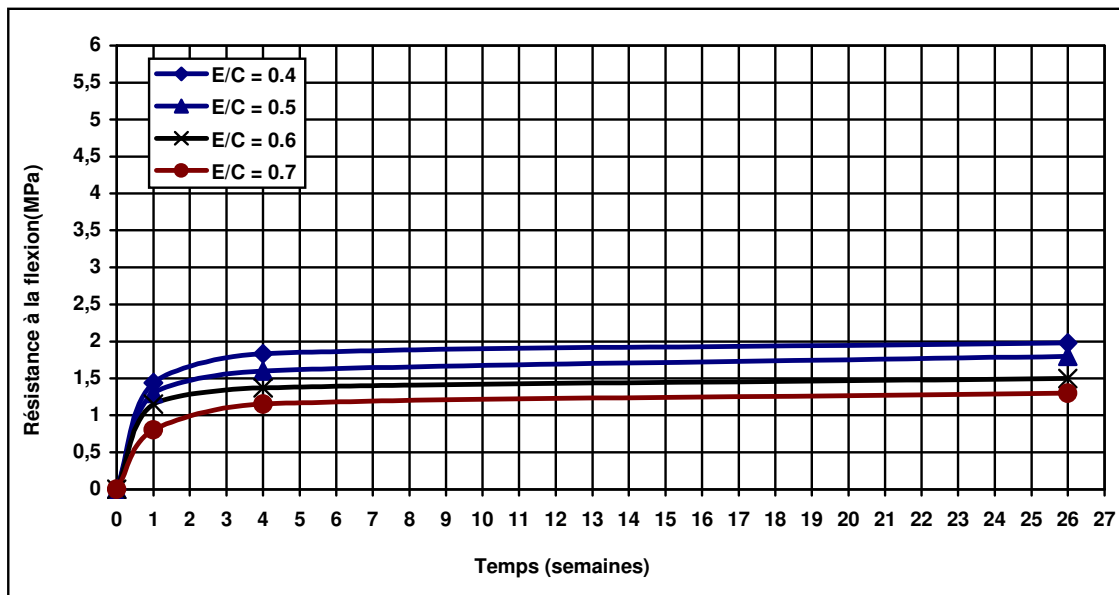


Figure 6.16 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du béton ordinaire du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DAS)

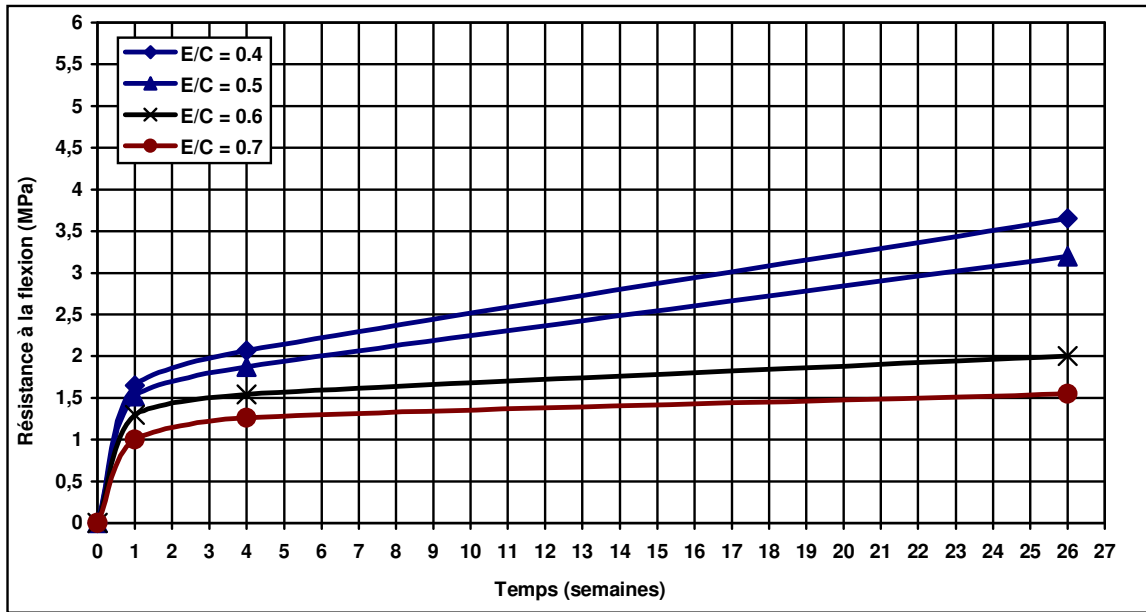


Figure 6.17 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DAA)

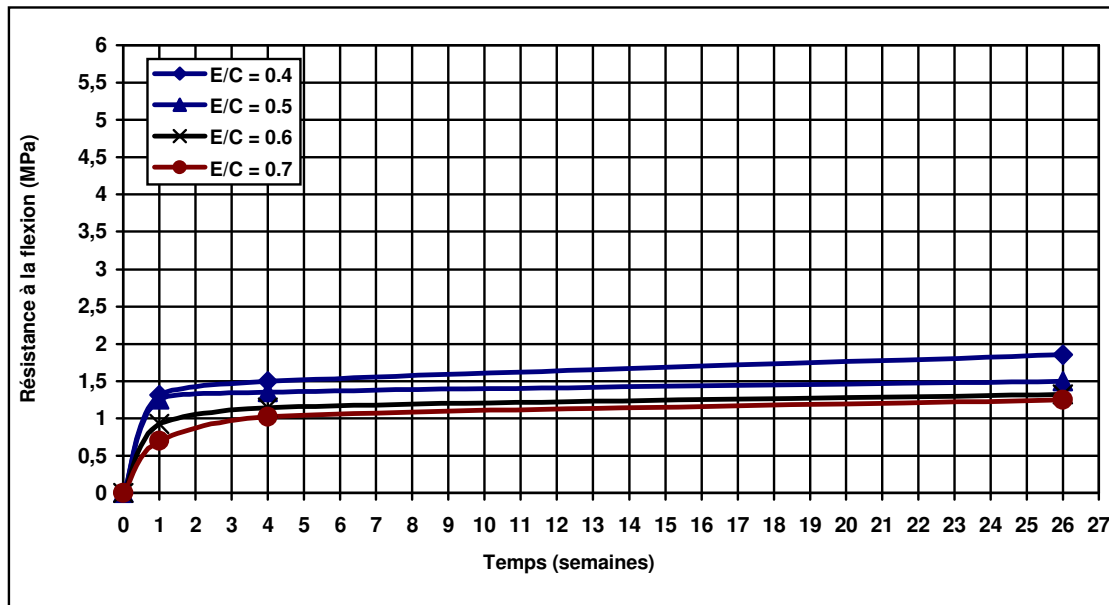


Figure 6.18 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DCS)

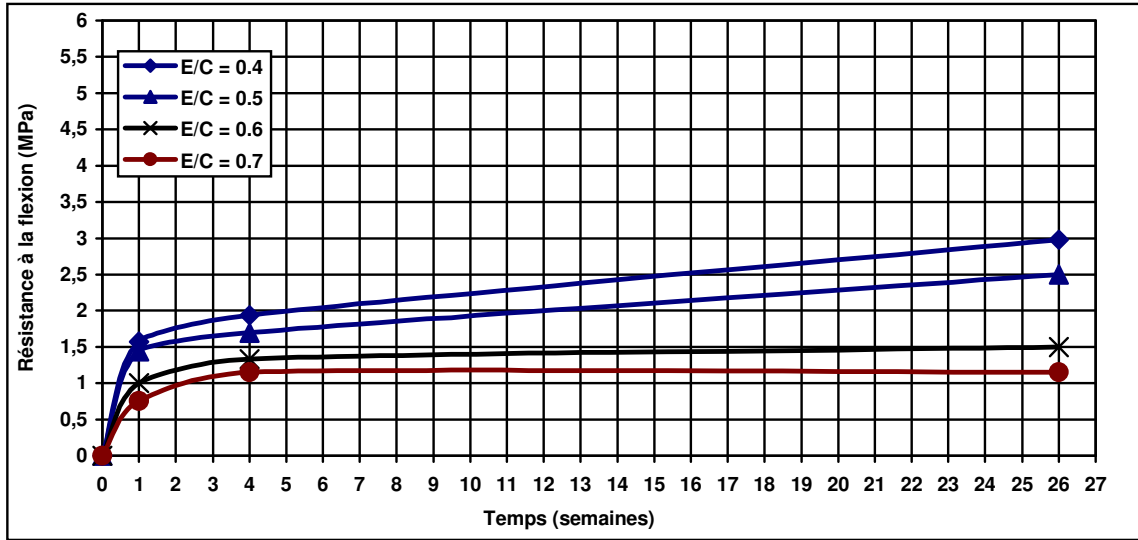


Figure 6.19 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DCA)

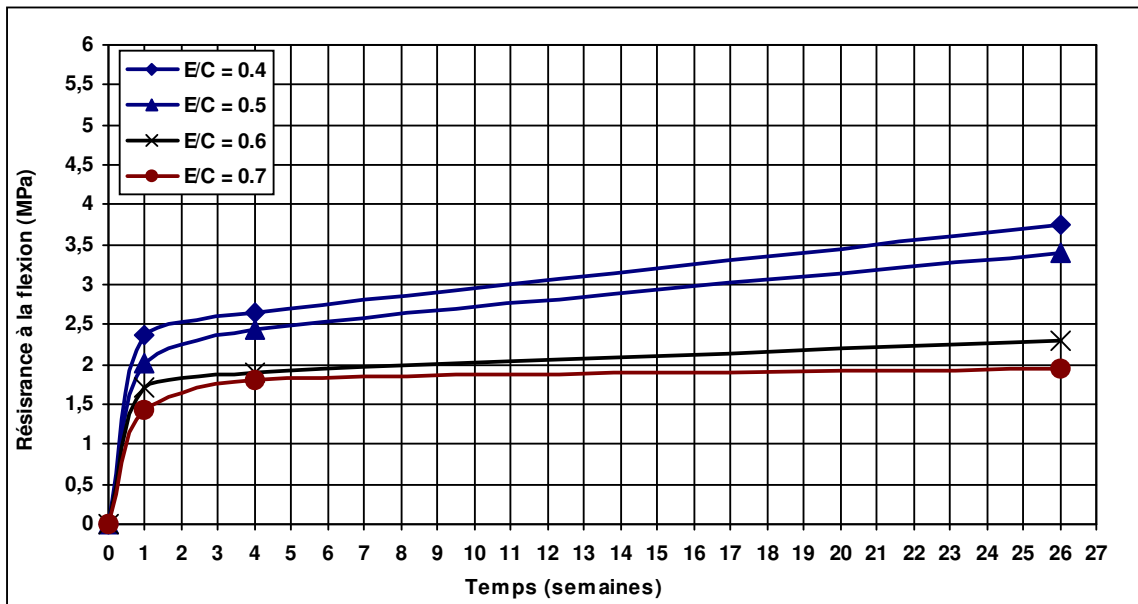


Figure 6.20 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DPS)

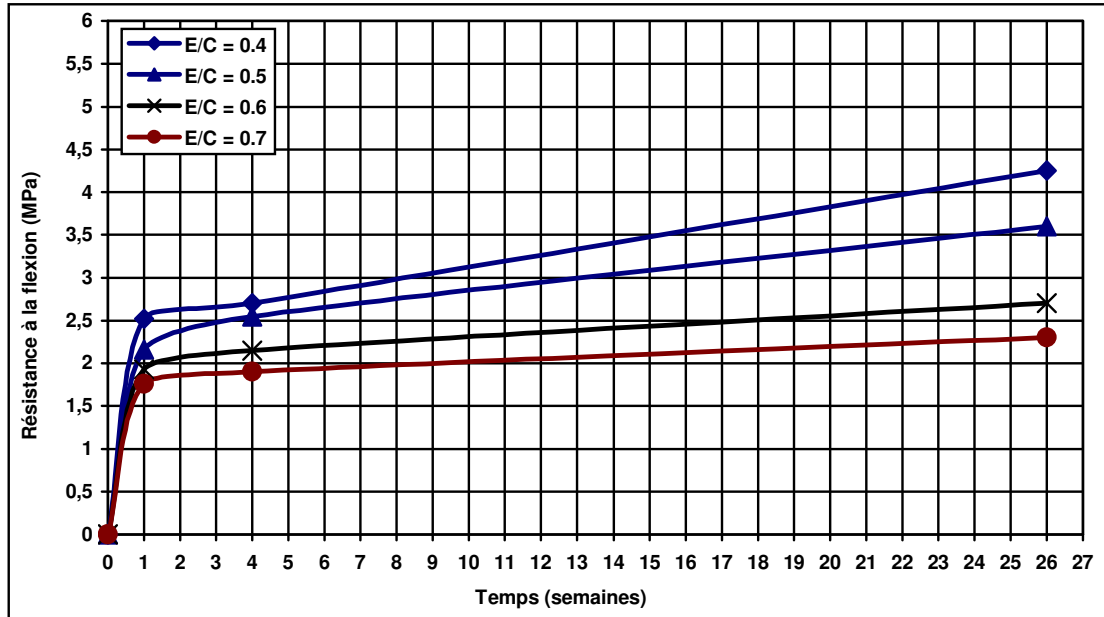


Figure 6.21 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CPJ 42.5) – (DPA)

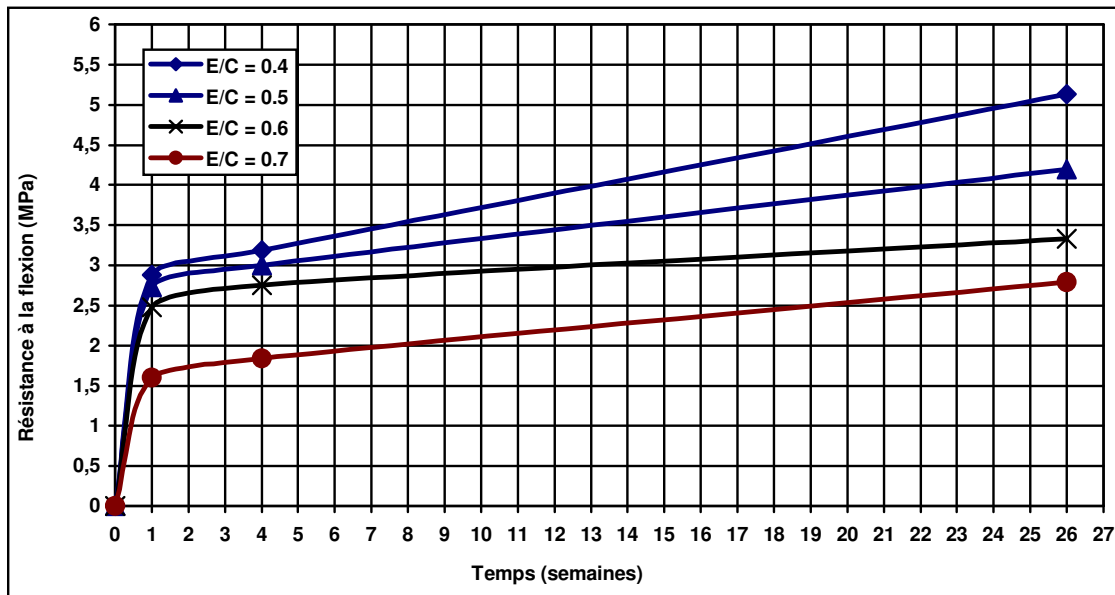


Figure 6.22 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DE)

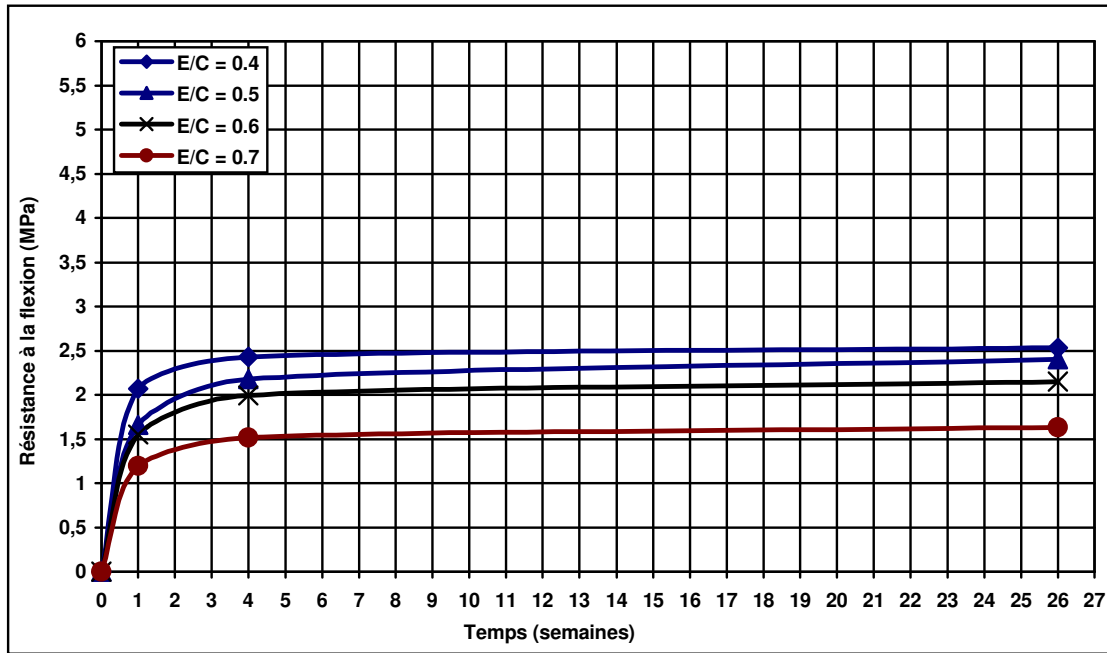


Figure 6.23 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DAS)

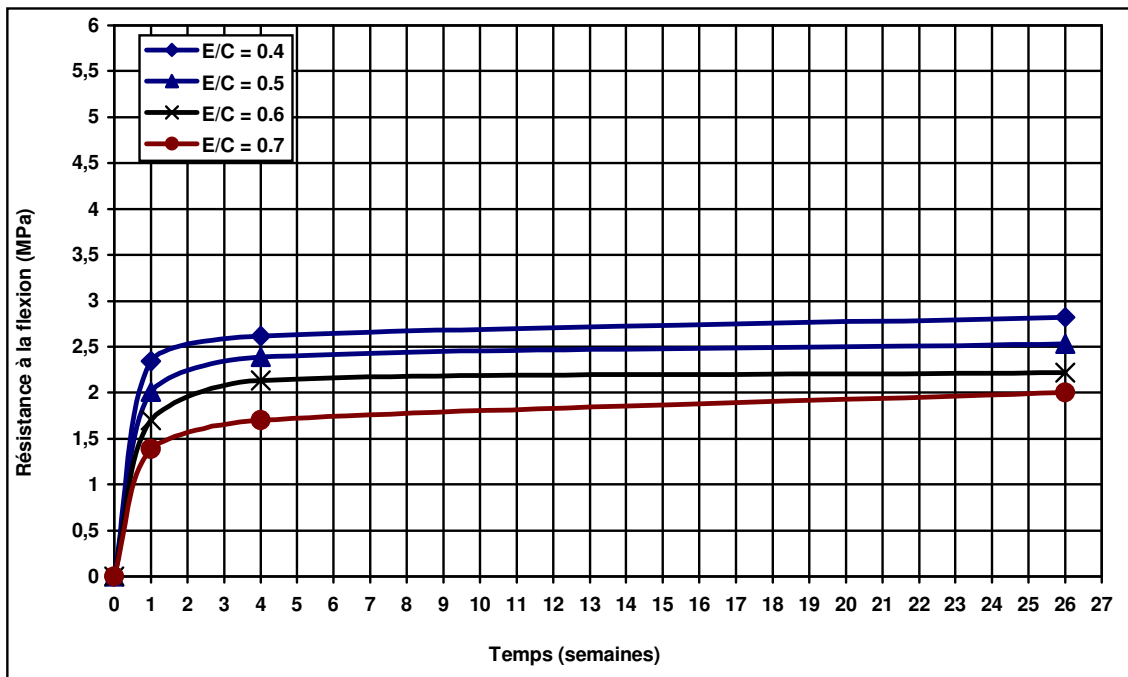


Figure 6.24 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DAA)

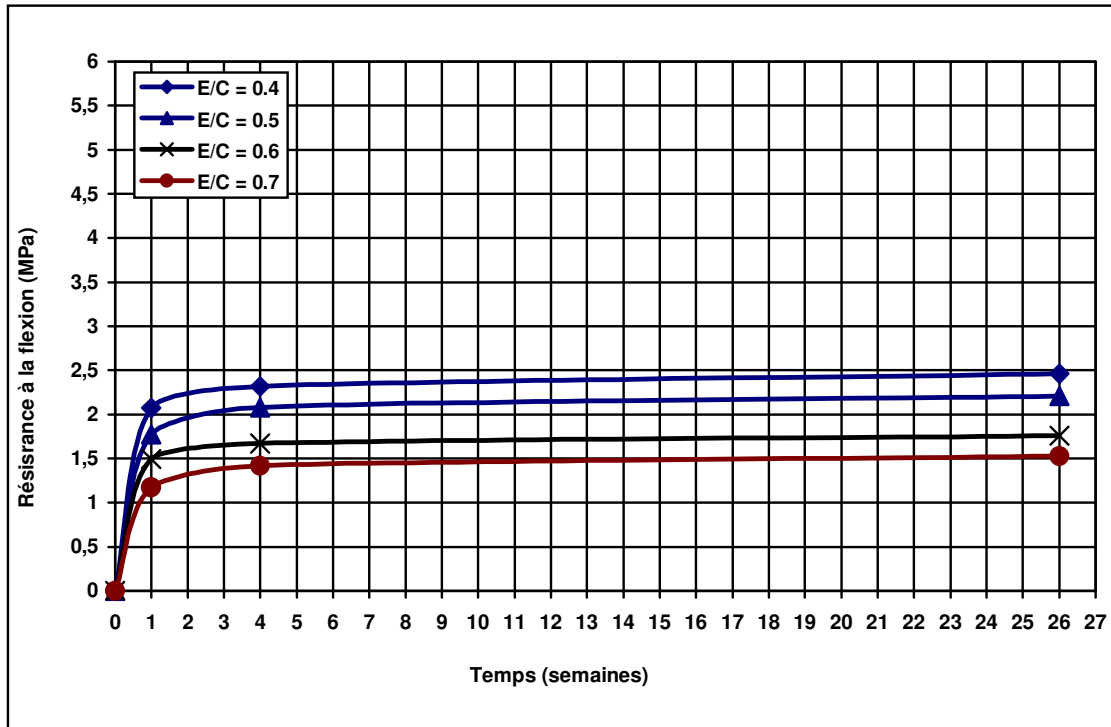


Figure 6.25 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DCS)

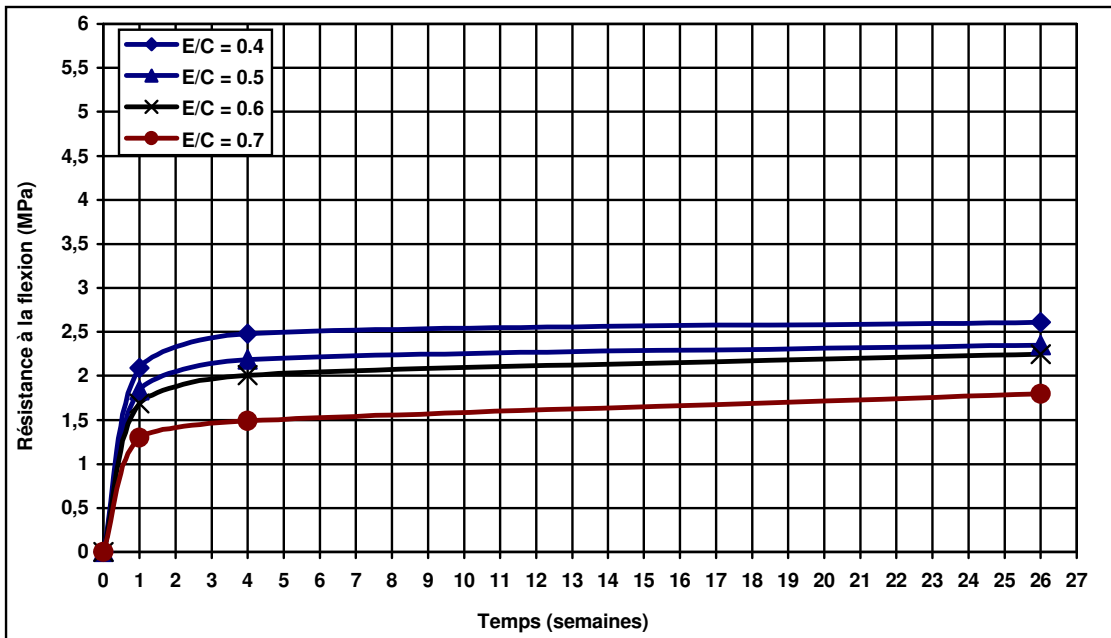


Figure 6.26 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DCA)

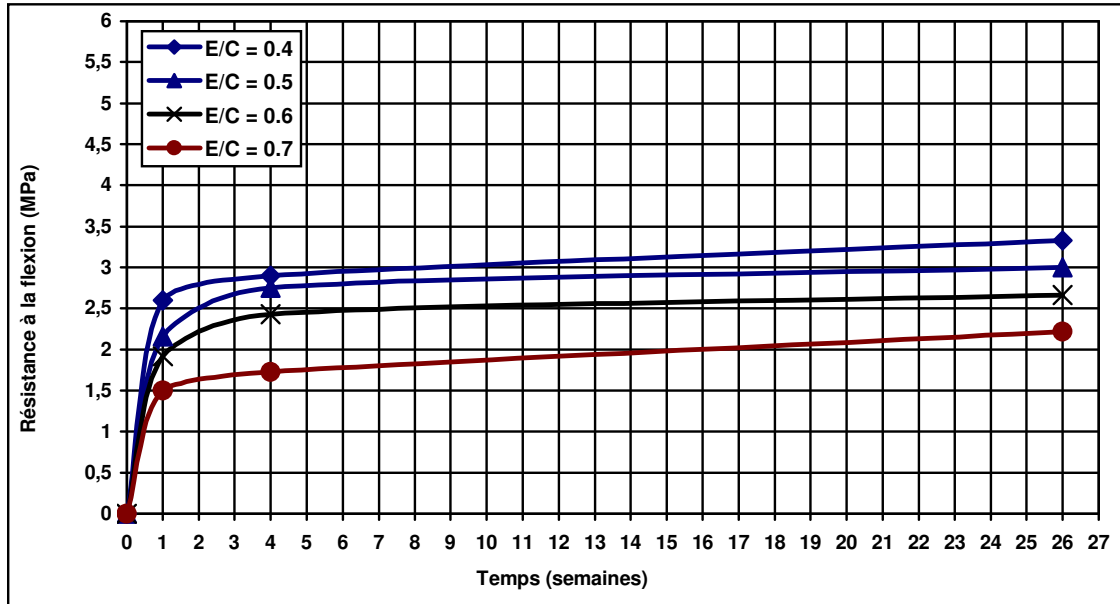


Figure 6.27 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DPS)

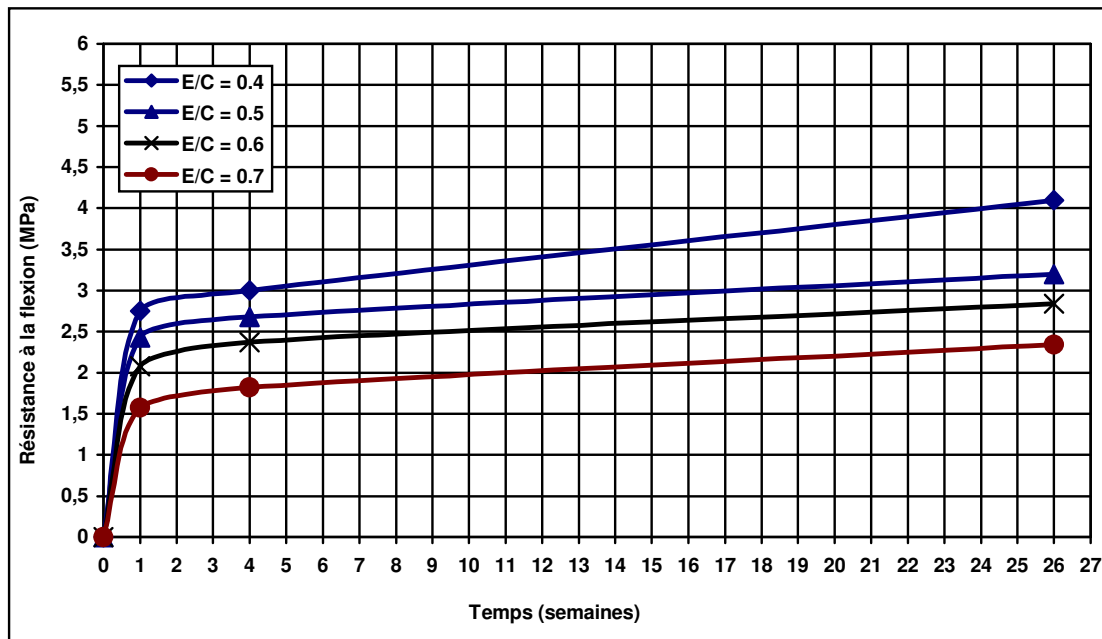


Figure 6.28 : Variation de la résistance à la flexion du béton ordinaire en fonction du temps pour différents E/C (CRS 42.5) – (DPA)

6.1.4 Analyse des résultats :

a) Développement des résistances :

a₁) Développement de la résistance à la compression :

A partir des résultats des graphiques présentant l'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge, type de cure et le rapport E/C pour le CPJ et CRS 42.5 qui sont résumés dans les tableaux de (4 à 7, 12 à 15, et 20 à 23 (annexe 2)) et sur les figures de 6.01 à 6.07 pour le CPJ et de (8 à 11, 16 à 19, et 24 à 27 (annexe 2)) et sur les figures de 6.08 à 6.14 pour CRS.

- On constate que l'augmentation avec le temps de la résistance des bétons à faible rapport E/C est plus rapide que celles des bétons ayant un rapport E/C plus élevé. Ceci s'explique par le fait que les gains de ciment sont plus près les uns des autres et que le réseau de gel continu s'établit plus rapidement.

- Et que cette augmentation est importante à l'immersion dans l'eau et pour la conservation humide dans le plastique DPA et dans le cas du plastique sans arrosage à cause de la diminution de l'évaporation des eaux de ces bétons suivi par l'arrosage et à l'air libre et par les conservations par le carton avec et sans arrosage, et ces 02 dernières cures présentent les plus faibles résistances.

- Et d'après les figures de 6.01 à 6.07, R_c augmente en fonction de l'âge. Ceci est dû à l'hydratation du ciment en présence de l'humidité pour les différentes conservations.

■ Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CPJ :

Tableau 6.06 : Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CPJ :

	0.4		0.5		0.6		0.7	
	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{c28}/R_{c180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)
DE	83	70	82	71	82	88	92	80
DAS	95	80	91	86	90	83	96	84
DAA	91	63	91	70	84	86	88	82
DCS	95	87	93	85	89	88	92	91
DCA	92	86	86	89	87	84	89	92
DPS	89	69	87	72	85	83	91	79
DPA	87	69	84	74	81	88	86	82

■ Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CRS :

Tableau 6.07 : Taux d'augmentation de la résistance à la compression en CRS

	0.4		0.5		0.6		0.7	
	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{c28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)
DE	85	85	87	74	87	75	90	86
DAS	89	96	89	79	84	84	94	77
DAA	87	95	89	75	91	78	92	74
DCS	85	96	89	91	90	91	84	82
DCA	83	93	88	75	92	80	82	75
DPS	88	92	88	77	85	79	86	78
DPA	88	90	91	75	84	77	86	81

a2) Développement de la résistance à la flexion :

A partir des résultats des figures présentant l'évolution de la résistance à la flexion en fonction de l'âge, type de cure et le rapport E/C pour le CPJ et CRS 42.5 qui sont résumés dans les tableaux de (4 à 7, 12 à 15, et 20 à 23 (annexe 2)) et sur les figures de 6.15 à 6.21 pour le CPJ et de (8 à 11, 16 à 19, et 24 à 27 (annexe 2)) et sur les figures de 6.22 à 6.28 pour CRS.

- On constate que l'augmentation avec le temps de la résistance des bétons à faible rapport E/C est plus rapide que celles des bétons ayant un rapport E/C plus élevé. Ceci s'explique par le fait que les gains de ciment sont plus près les uns des autres et que le réseau de gel continu s'établi plus rapidement.

- Et que cette augmentation est importante à l'immersion dans l'eau et pour la conservation humide dans le plastique DPA et dans le cas du plastique sans arrosage à cause de la diminution de l'évaporation des eaux de ces bétons suivi par l'arrosage et à l'air libre et par les conservations par le carton avec et sans arrosage.

- Et d'après les figures de 6.08 à 6.14, R_{f1} augmente en fonction de l'âge. Ceci est dû à l'hydratation du ciment en présence de l'humidité pour les différentes conservations.

■ Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CPJ :

Tableau 6.08 : Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CPJ

	0.4		0.5		0.6		0.7	
	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)
DE	92	70	87	80	93	78	85	83
DAS	79	92	81	89	84	91	70	88
DAA	80	57	81	58	84	77	79	81
DCS	87	81	93	90	82	86	69	82
DCA	81	65	85	68	75	94	65	87
DPS	89	71	83	71	91	83	80	92
DPA	93	64	85	71	90	80	93	83

■ Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CRS :

Tableau 6.09 : Taux d'augmentation de la résistance à la flexion en CRS

	0.4		0.5		0.6		0.7	
	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)	R_7/R_{28} (%)	R_{28}/R_{180} (%)
DE	90	62	91	71	90	83	87	66
DAS	85	96	76	91	78	93	79	93
DAA	89	93	84	94	80	96	82	85
DCS	89	94	85	95	89	95	82	93
DCA	84	95	84	93	84	89	87	83
DPS	90	87	79	92	79	91	87	78
DPA	92	73	91	84	88	83	86	78

Remarque:

Ces taux sont comparables aux valeurs généralement suggérées par [42]

b) Durée de cure :

Quel que soit le type de cure et l'environnement de conservation, la durée de cure a un effet positif sur la résistance R_{c28j} et R_{c180j} pour les 02 types de ciment.

c) Type de cure :

Nous remarquons d'après les figures de R_c (6.01 à 6.14 et 6.31 à 6.38) et les figures de R_{fl} (6.15 à 6.28 et 6.39 à 6.46) que la cure la plus performante est celle du film plastique régulièrement humidifiée (arrosage continu). Ceci est intéressant du fait de la simplicité de son application en pratique.

La comparaison de l'effet du plastique avec arrosage à celle du plastique sans arrosage et du carton avec arrosage donne un avantage au plastique avec arrosage. L'humidification apporte l'eau nécessaire à l'hydratation et remplace la petite quantité d'eau évaporée par l'accroissement de la température.

L'immersion (DE), le film plastique avec arrosage (DPA), le film plastique sans arrosage (DPS) et avec arrosage (DAA) donnent pour un CPJ d'une durée de 180 jours un gain par rapport à un béton durci sans arrosage (DAS) -tableau 6.10-

Tableau 6.10 : gain de la résistance à la compression en CPJ

Cure / (E/C)	l'immersion	le film plastique avec arrosage	le film plastique sans arrosage	l'arrosage continu
0.4	49	42	37	36
0.5	55	41	35	30
0.6	34	27	26	13
0.7	34	27	20	17

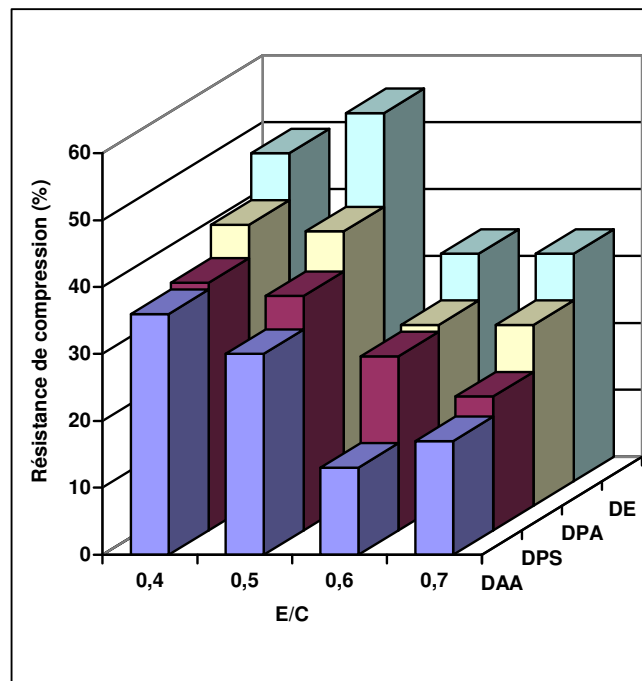


Figure 6.29 : gain de résistance de compression (CPJ)

Et pour un CRS d'une durée de 180 jours un gain de par rapport à un béton durci sans arrosage (DAS) - tableau 6.11-

Tableau 6.11 : gain de la résistance à la compression en CRS

Cure /(E/C)	L'immersion	le film plastique avec arrosage	Le film plastique sans arrosage	l'arrosage
0.4	38	23	18	08
0.5	35	22	15	09
0.6	50	32	25	14
0.7	30	25	23	13

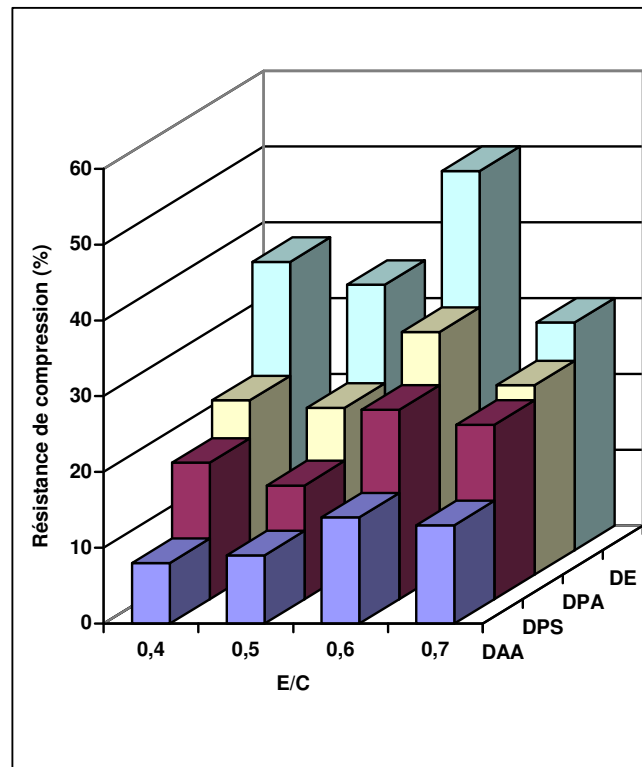


Figure 6.30 : gain de résistance de compression (CRS)

On constate et on confirme l'utilisation du plastique pour le ciment CPJ qui donne un avantage au E/C = 0.4 par rapport au 0.5 et pour le ciment CRS l'utilisation du film plastique est bénéfique pour un E/C donné.

Commentaires 1:

■ D'après les figures ci-dessous de 6.31 au 6.46, on constate que pour les différentes cures : L'évolution des résistances de compression et de flexion en fonction de l'âge est variable pour chaque type de durcissement et conservation.

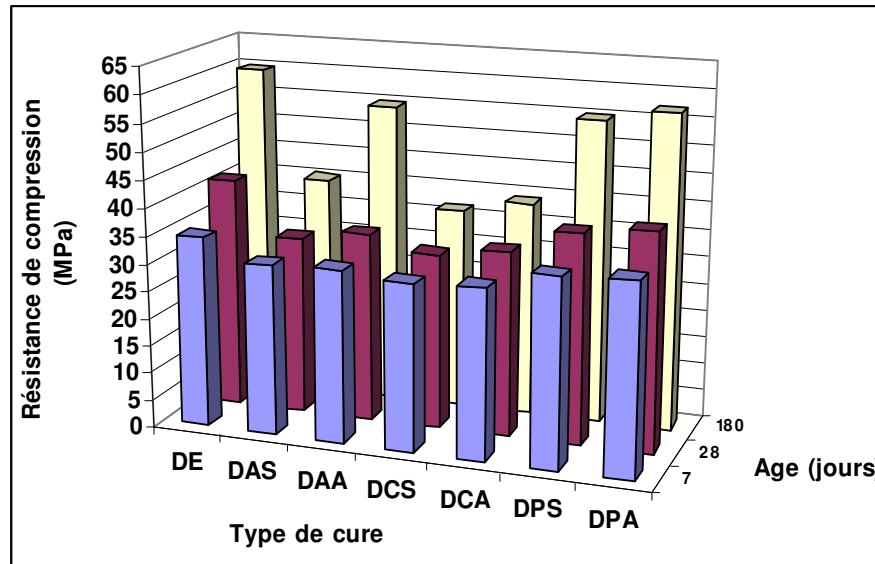


Figure 6.31 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CPJ 42.5) (E/C = 0.4)

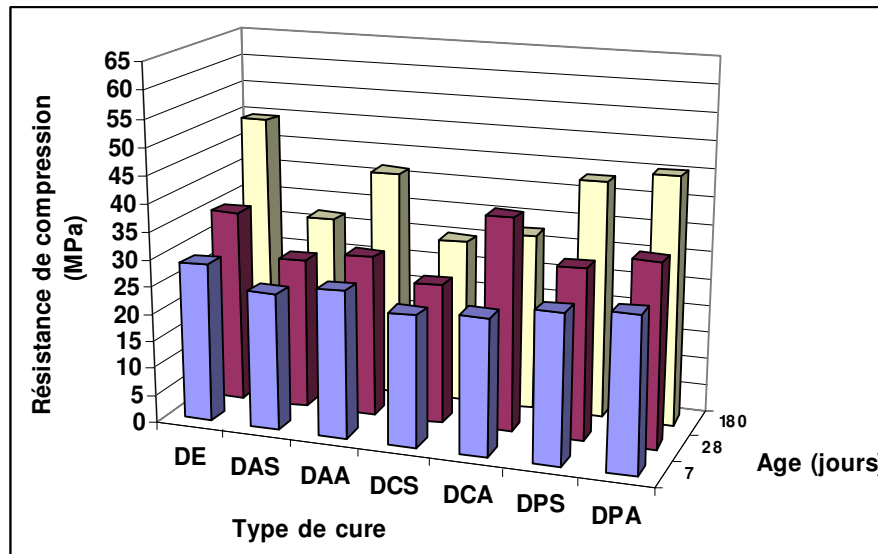


Figure 6.32 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CPJ 42.5) (E/C = 0.5)

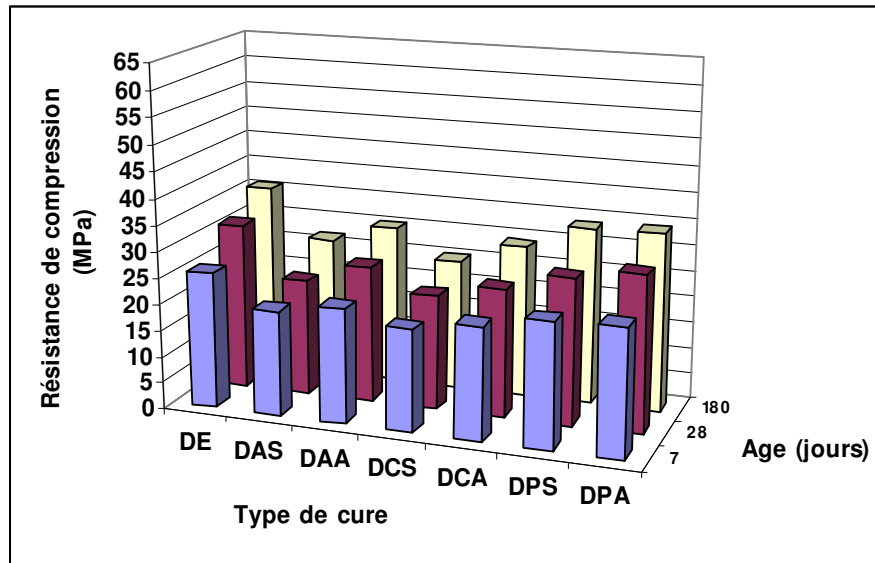


Figure 6.33 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CPJ 42.5) (E/C = 0.6)

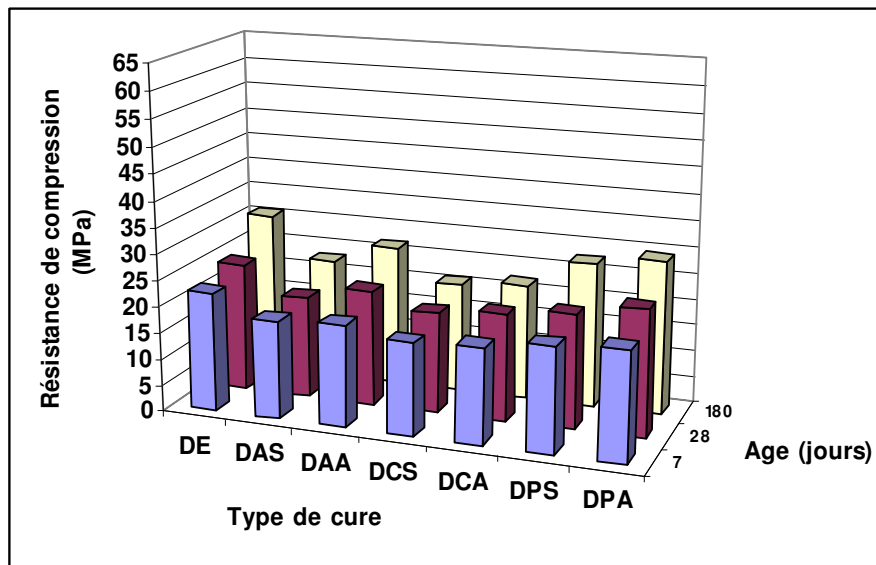


Figure 6.34 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CPJ 42.5) (E/C = 0.7)

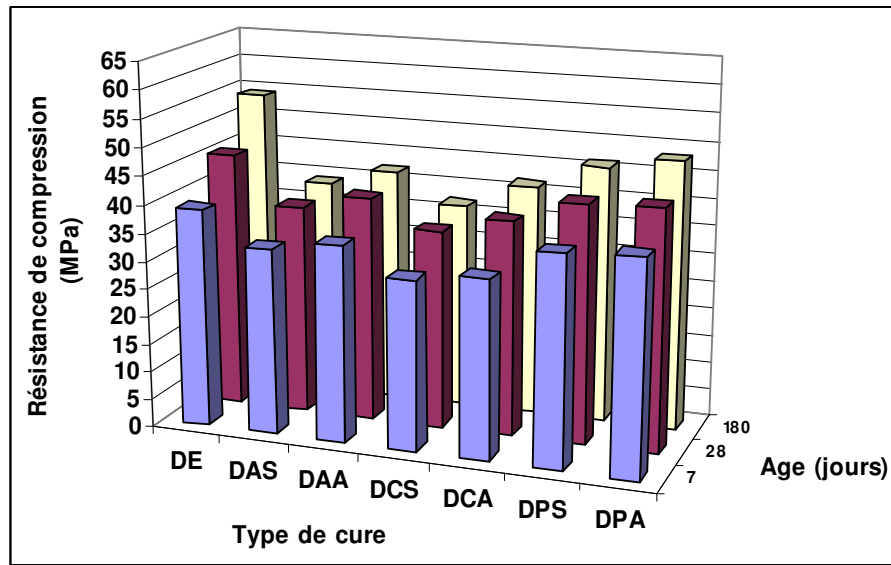


Figure 6.35 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CRS 42.5) (E/C = 0.4)

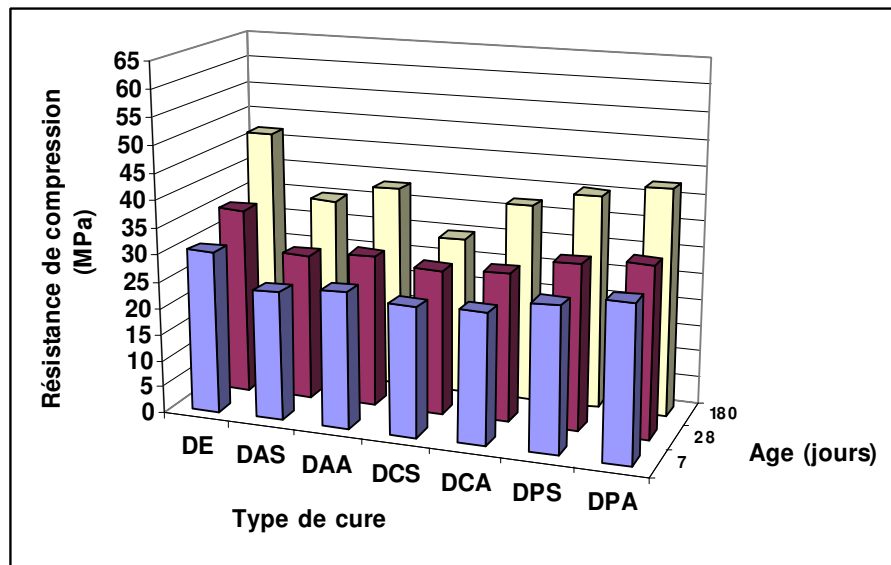


Figure 6.36 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CRS 42.5) (E/C = 0.5)

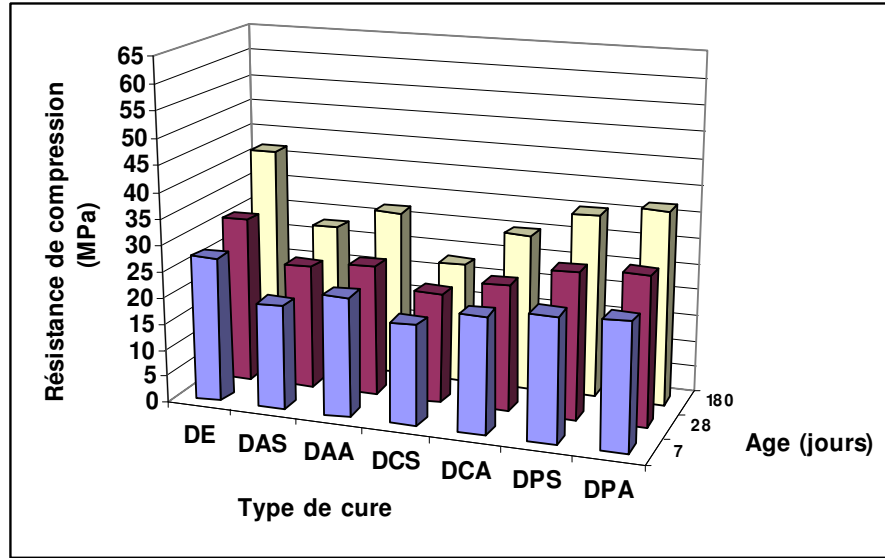


Figure 6.37 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CRS 42.5) (E/C = 0.6)

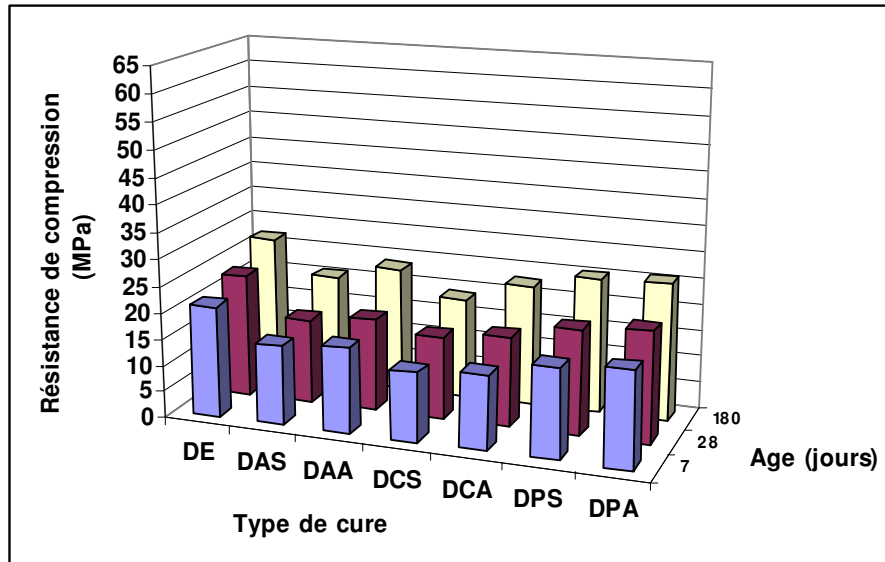


Figure 6.38 : Variation de la résistance à la compression en fonction du régime au durcissement avec le temps (CRS 42.5) (E/C = 0.7)

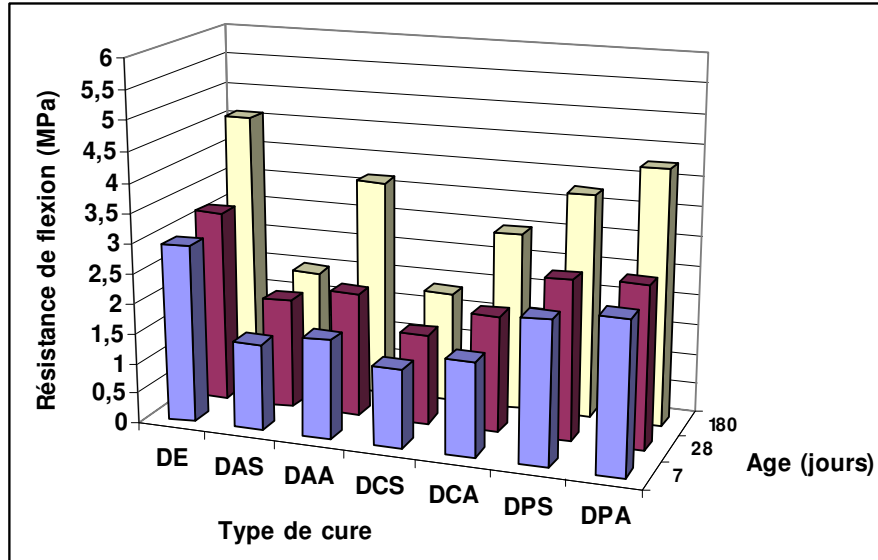


Figure 6.39: Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.4) (CPJ 42.5)

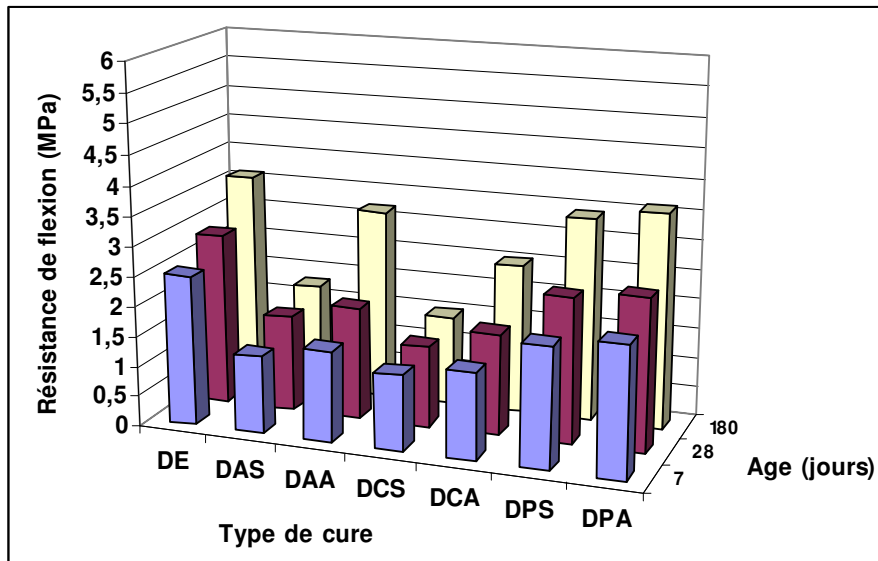


Figure 6.40 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.5) (CPJ 42.5)

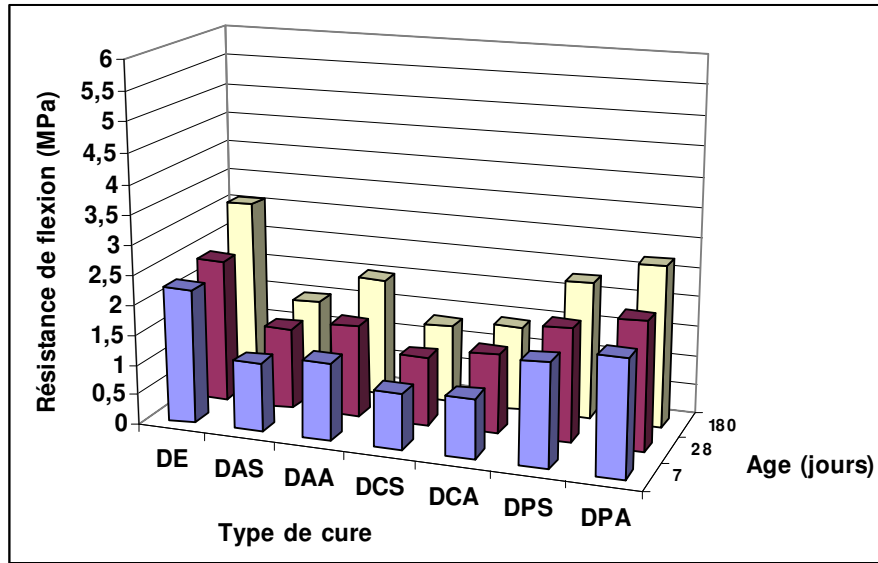


Figure 6.41 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.6) (CPJ 42.5)

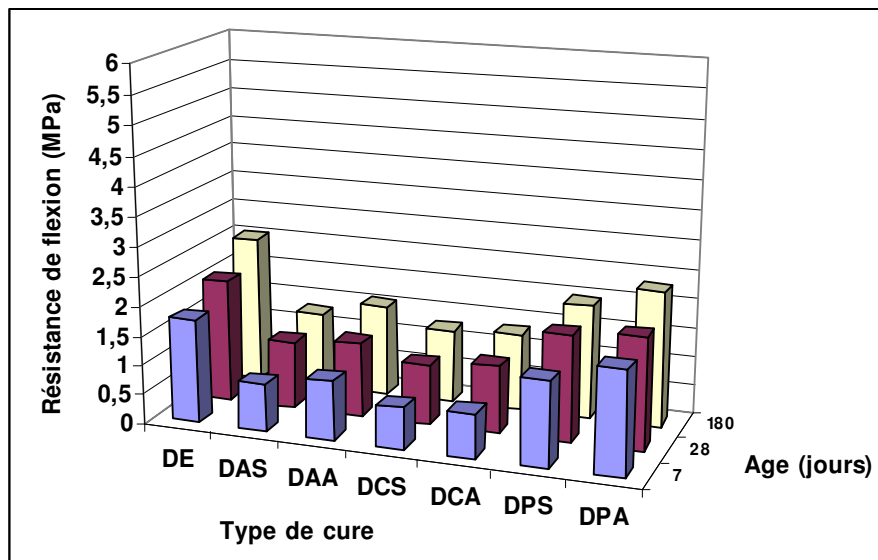


Figure 6.42 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.7) (CPJ 42.5)

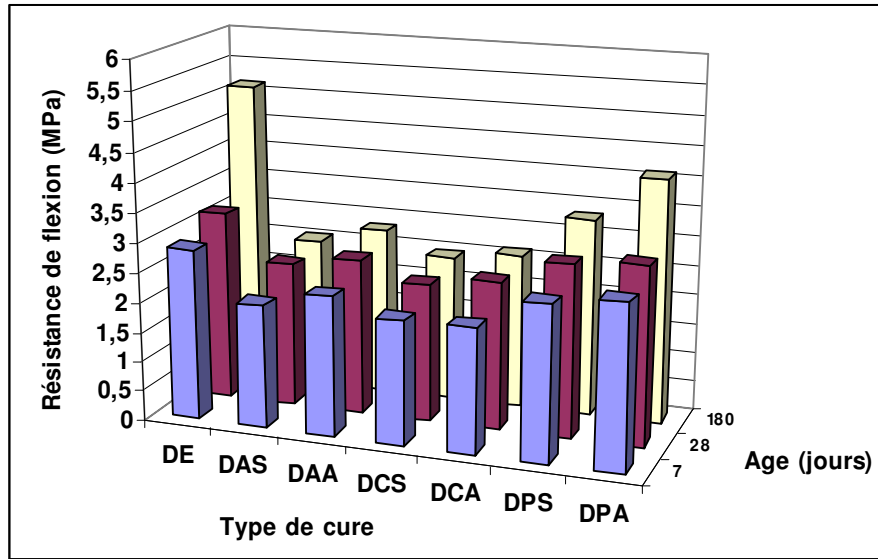


Figure 6.43 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.4) (CRS 42.5)

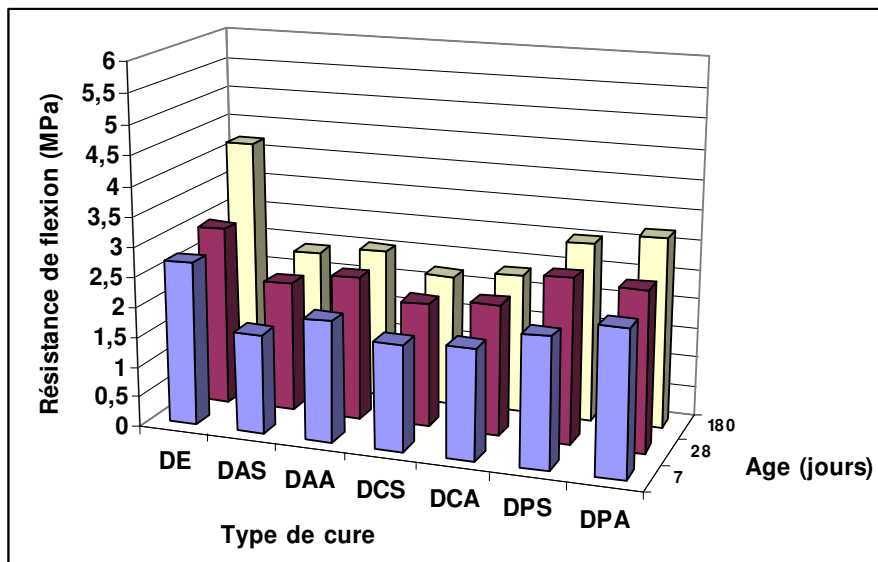


Figure 6.44 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.5) (CRS 42.5)

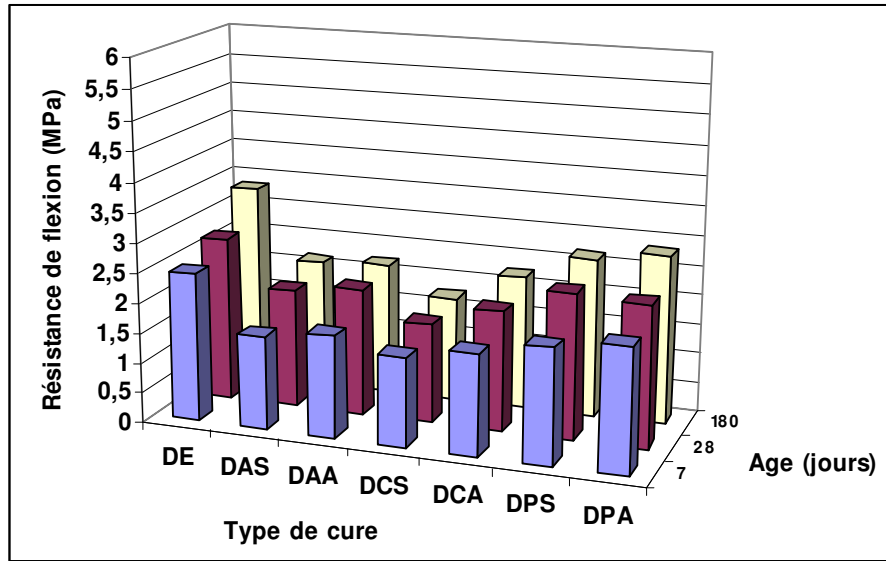


Figure 6.45 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.6) (CRS 42.5)

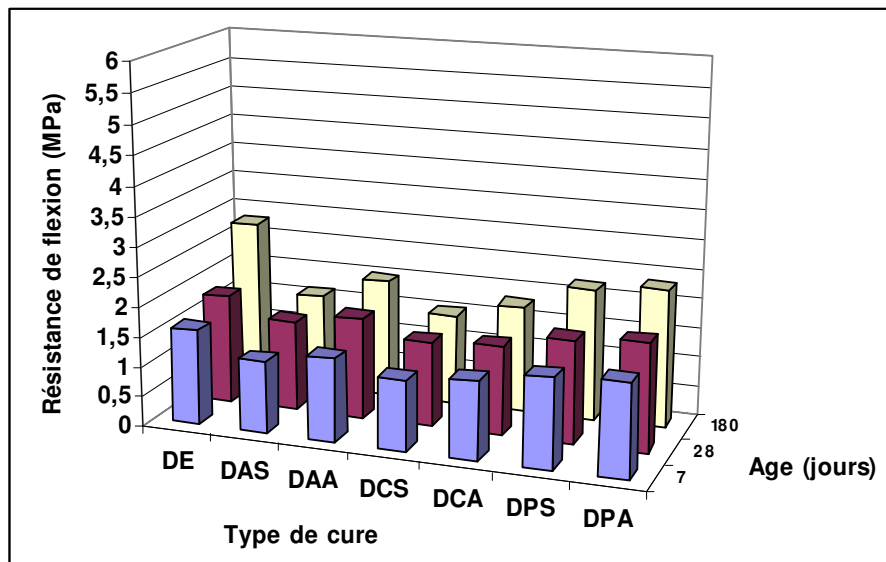


Figure 6.46 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du régime au durcissement avec le temps (E/C = 0.7) (CRS 42.5)

Suite commentaires 2:**CPJ – résistance de compression**

- D'après les figures 6.31, 6.32, 6.33 et 6.34 de la variation de la résistance des bétons à la compression en CPJ, on constate que :

L'augmentation de E/C subit une diminution de la résistance pour toutes les conservations de béton en même temps (cures), vu que E/C détermine la porosité de la pâte de ciment hydraté à n'importe quel stade de l'hydratation. Ainsi E/C et le degré de serrage (pour notre cas notre béton est complètement serré) affectent tous deux le volume de vide dans un béton, ce qui explique la raison pour laquelle fêret dans sa formule, a tenu compte du volume d'air contenue dans le béton.

- Et d'après les figures 6.31, 6.32, 6.33 et 6.34, pour chaque E/C en CPJ, pour différents âges 7, 28 et 180 jours, on remarque que :

Le film plastique humidifié (avec arrosage) présente la résistance de compression supérieure après le béton de référence à l'eau ($20^{\circ}\text{C} \pm 1$), suivi par film plastique (sans arrosage), l'arrosage continu, sans arrosage, papier avec arrosage et papier sans arrosage. Puisque l'humidité relative à un effet important sur la perte d'eau de la peau du béton bien que les autres conditions ambiantes tel que température de l'air, température du béton et la vitesse du vent.

CRS - résistance de compression

- Et d'après les figures 6.35, 6.36, 6.37 et 6.38 de la variation de la résistance des bétons à la compression en CRS, on remarque que :

L'augmentation de E/C fait diminuer la résistance pour les différents types de cure puisque que E/C détermine la porosité de la pâte de ciment durant l'hydratation.

- Et d'après 6.35, 6.36, 6.37 et 6.38, pour chaque E/C en CRS à différents âges, on remarque que le film plastique humidifié présente la grande la résistance suivi par film plastique (sans arrosage), l'arrosage continu, béton à l'air libre sans arrosage, papier avec arrosage (absorbant de l'eau et créant une perte d'eau) et papier sans arrosage. Puisque l'humidité relative dans le milieu de béton à un effet important sur l'estimation de la perte d'eau de la peau du béton, bien que les autres données climatiques ambiantes tel que température de l'air, température du béton et la vitesse du vent.

CPJ - résistance de flexion

- D'après les figures 6.39, 6.40, 6.41 et 6.42 de la variation de la résistance des bétons à la flexion en CPJ, il s'aperçoit que : l'augmentation du rapport eau/ciment fait décroître la résistance à la flexion, et cette augmentation reste avec le temps.

- On remarque selon les figures 6.39, 6.40, 6.41 et 6.42, pour le CPJ, que le film plastique humidifié présente une grande résistance après le béton de référence, suivi par le film plastique (sans arrosage) qui protège le béton contre le dessèchement, l'arrosage continu, durcissement sans arrosage, papier avec arrosage et papier sans arrosage.

CRS - résistance de flexion

- D'après les figures 6.43, 6.44, 6.45 et 6.46 de la variation de la résistance des bétons à la flexion en CRS, il s'aperçoit que : l'augmentation du rapport eau/ciment fait diminuer la résistance à la flexion, et cette augmentation reste avec le temps.

■ Et d'après les figures 6.43, 6.44, 6.45 et 6.46 On remarque pour le CRS, que le film plastique humidifié présente une grande résistance de flexion après le béton de référence, suivi par le film plastique (sans arrosage) qui protège le béton contre le dessèchement, l'arrosage continu, durcissement sans arrosage, papier avec arrosage et papier sans arrosage.

6.2 BETON ADJUVANTE :

6.2.1 Introduction

L'utilisation des adjuvants (superplastifiants) dans les bétons permet l'amélioration de la maniabilité et peu offrir une grande résistance en raison d'une réduction du rapport eau/ciment. A cet effet on a utilisés un superplastifiant MEDAFLOW 30

- **Calcul de l'extrait sec :**

$$S \% = 100 \frac{m_2}{m_1} ; \quad m_1 = 10 \text{ grs} ; \quad \text{après étuvage on à abouti à } m_2 = 04 \text{ grammes}$$

$$S = 40 \%$$
- **Masse du solide :**

$$m = c.d / 100$$

$$m = 410 \times 0.5 / 100 = 2.05 \text{ kg/m}^3$$
- **Volume du liquide :**

$$V_{\text{liquide (adjuvant)}} = m_{\text{solide}} \cdot 100 / S \cdot G_{\text{superplastifiant}}$$

$$V_{\text{liquide (adjuvant)}} = m_{\text{solide}} \cdot 100 / S \cdot G_{\text{superplastifiant}}$$

Avec : $G_{\text{superplastifiant}} = \text{densité de l'adjuvant}$

$$V_{\text{liquide (adjuvant)}} = 2.05 \times 100 / (4 \times 1.07) = 4.79 \text{ l/m}^3$$
- **Volume d'eau dans le superplastifiant :**

$$V_{\text{Eau}} = V_{\text{liquide}} \times G_{\text{superplastifiant}} (100-S)/100$$

$$V_{\text{Eau}} = 4.79 \times 1.07 (100-40)/100 = 3.08 \text{ l/m}^3$$

6.2.2 COMPOSITION DE BETON ADJUVANTE (E/C = 0.5)

1) CPJ 42.5

Tableau 6.12 : Composition du béton adjuvanté (CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Eau		Ciment		Pierres concassées		Sable		Air		Super plastifiant (0.5%)	
Masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)
201.9	201.9	410	130.2	1234.3	474.7	491.3	185.3	/	3.1	2.05	4.79

Avec : masse volumique théorique du béton frais (kg/m³) de : 2339.6

2) CRS 42.5

Tableau 6.13 : Composition du béton adjuvanté (CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Eau		Ciment		Pierres concassées		Sable		Air		Super plastifiant (0.5%)	
Masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)	masse (kg/m ³)	Vol. (l)
201.9	201.9	410	128.5	1234.3	474.7	491.3	185.3	/	4.81	2.05	4.79

Avec : masse volumique théorique du béton frais (kg/m³) de : 2339.6

6.2.3 Résultats physico -mécaniques du béton adjuvanté

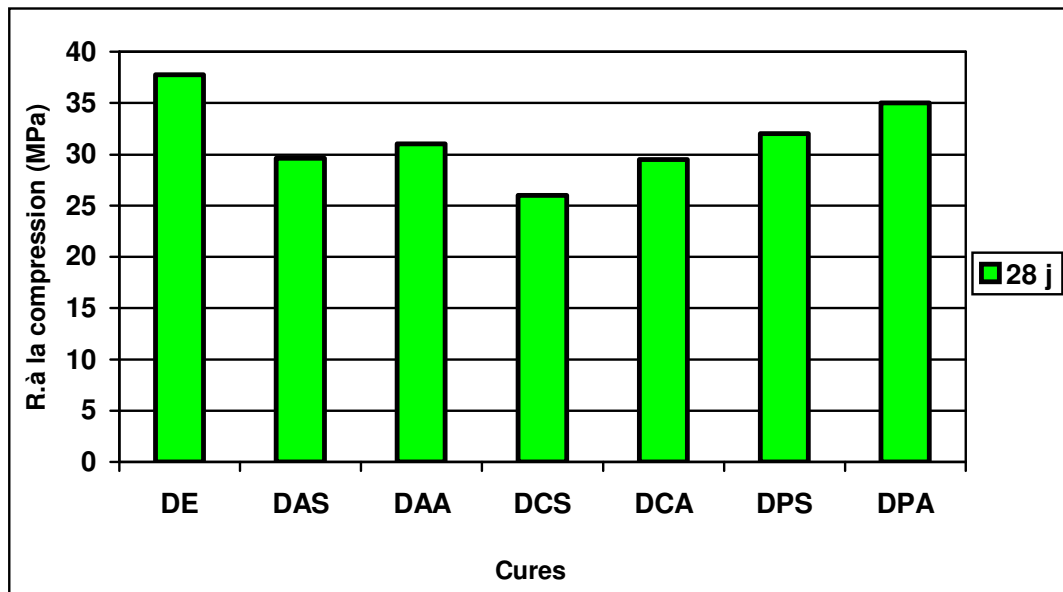


Figure 6.63 : Variation de la résistance à la compression en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 - (E/C = 0.5)

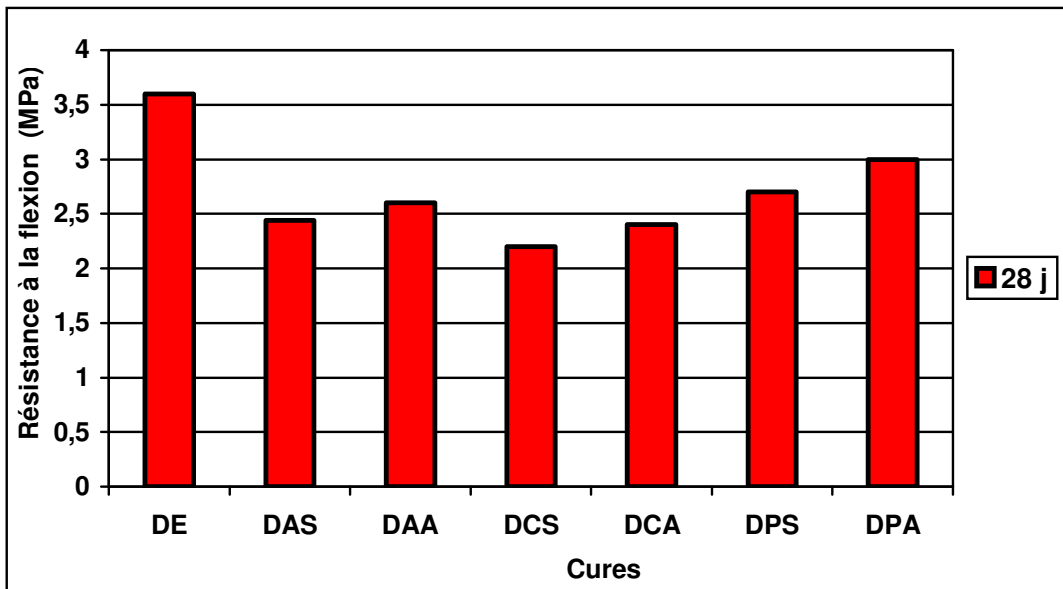


Figure 6.64 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 - (E/C = 0.5)

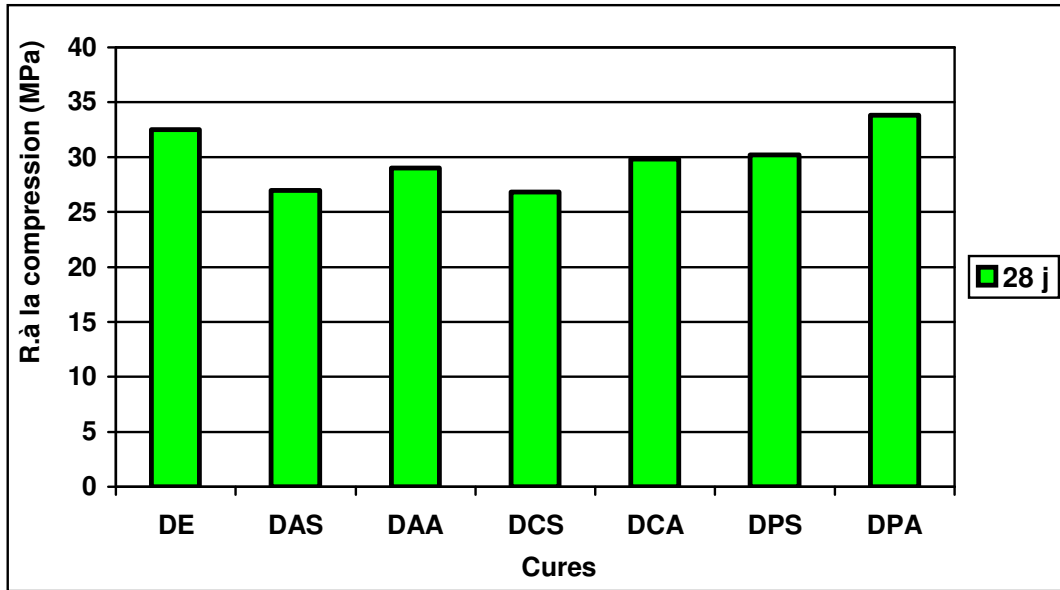


Figure 6.65 : Variation de la résistance à la compression en fonction de type de cure à 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.5)

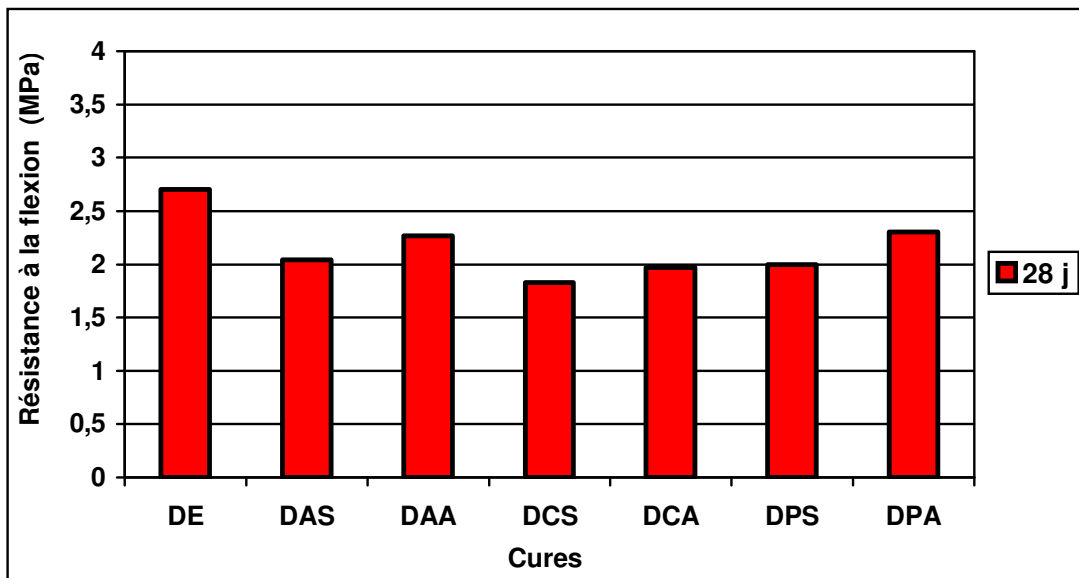


Figure 6.66 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de type de cure à 28 j - CRS 42.5 - (E/C = 0.5)

6.2.4 Interprétation des résultats du béton adjuvanté :

On a constaté que :

■ L'ouvrabilité par rapport au béton ordinaire pour les deux types de ciment CPJ et CRS (E/C = 0.5) de :

- 05.0 cm pour le béton ordinaire à 24.0 cm pour béton adjuvanté pour le CPJ.
- 11.5 cm pour le béton ordinaire à 26.5 cm pour béton adjuvanté pour le CRS.

Donc l'augmentation de l'affaissement du béton non adjuvanté au béton adjuvanté est dû à l'action dispersante des grains de ciment par le supplastifiant on la rendant dans des meilleures distribution et hydratation.

■ Une augmentation remarquable de la résistance à la compression pour toutes les conservations pour le ciment composé de 6% par rapport au béton ordinaire sans adjuvant.

- une faible variation pour le ciment RS de 1% par rapport au béton ordinaire sans adjuvant.

■ Une augmentation importante de la résistance à la flexion pour toutes les conservations pour le ciment composé de 35% par rapport au béton ordinaire sans adjuvant.

- une faible variation pour le ciment RS de 2% par rapport au béton ordinaire sans adjuvant.

■ Le film plastique régulièrement humidifié (avec arrosage) donne les meilleurs résultats pour les 02 types de ciments suivis par le film plastique sans arrosage et le durcissement à l'air libre avec arrosage continu et sans arrosage.

6.3 BETON DE CHANTIER

6.3.1 Introduction :

Cette étude comparative des bétons fabriqués dans le chantier et ceux des bétons du laboratoire Et plus précisément des bétons ordinaires de même E/C de 0.5 du laboratoire et ceux du chantier dans les mêmes conservations de durcissement.

6.3.1.1 Caractéristiques des matériaux utilisés :

- **Sable :**

Origine du sable : Sable de lioua

Caractéristiques physiques du sable :

Analyse granulométrique (NFP 18-500)

Les résultats de cette analyse sont représentés sur la figure (6.67)

Le module de finesse MF = 2.05 à 2.10

Equivalent de sable ES = 67 à 69 %

Masse volumique apparente : $M_{vapp}(S) = 1.65 \text{ g/cm}^3$

Masse volumique absolue : $M_{vabs}(S) = 2.70 \text{ g/cm}^3$

Pourcentage < 0.08 mm = 2 %.

Observation :

C'est un matériau propre qui peut être utilisé pour la composition de béton.

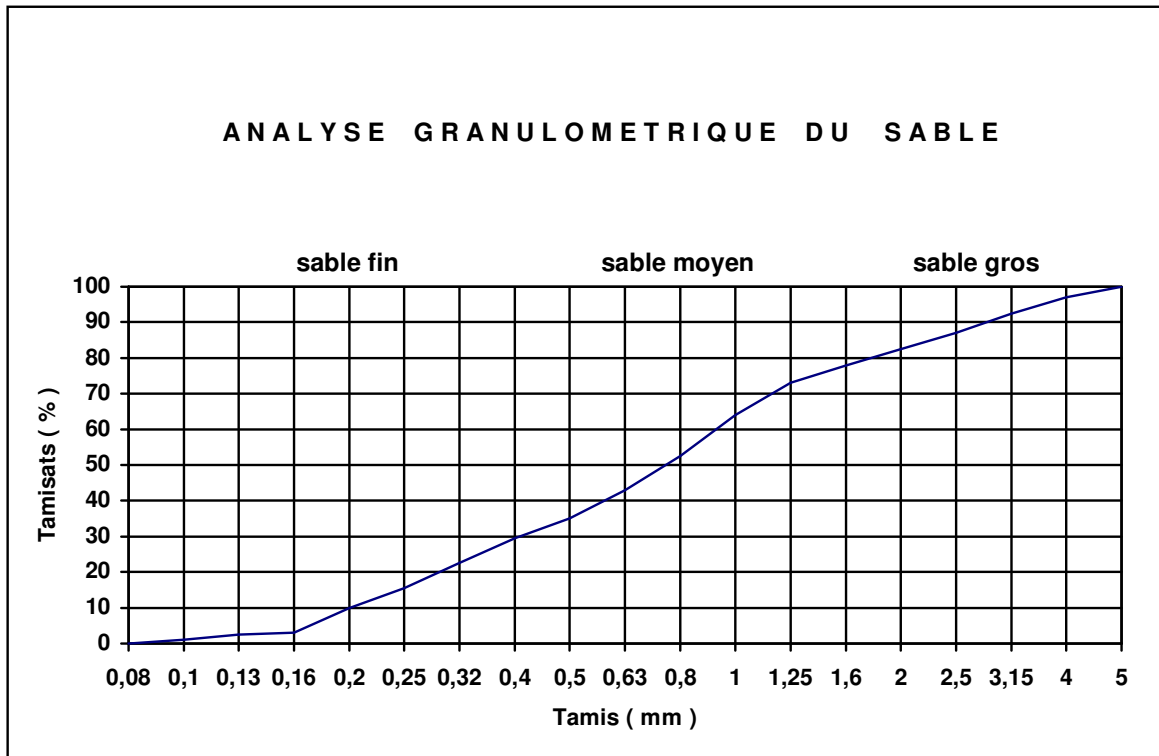


Figure 6.67 : Courbe granulométrique du sable utilisé

Gravier :

Origine du gravier: le prélèvement du gravier provient des carrières de AIN-TOUTA (BATNA)

Caractéristiques physiques du gravier :
Analyse granulométriques

L'analyse granulométrique du gravier est représentée sur la figure (6.68), soient les deux classes 8/15 et 15/25.

Masse volumique apparente : $M_{vapp} (G) = 1.45 \text{ g/cm}^3$

Masse volumique absolue : $M_{vabs} (G) = 2.66 \text{ g/cm}^3$

Essai Los Angeles : le coefficient de la dureté du gravier $L.A = 24.5 \%$

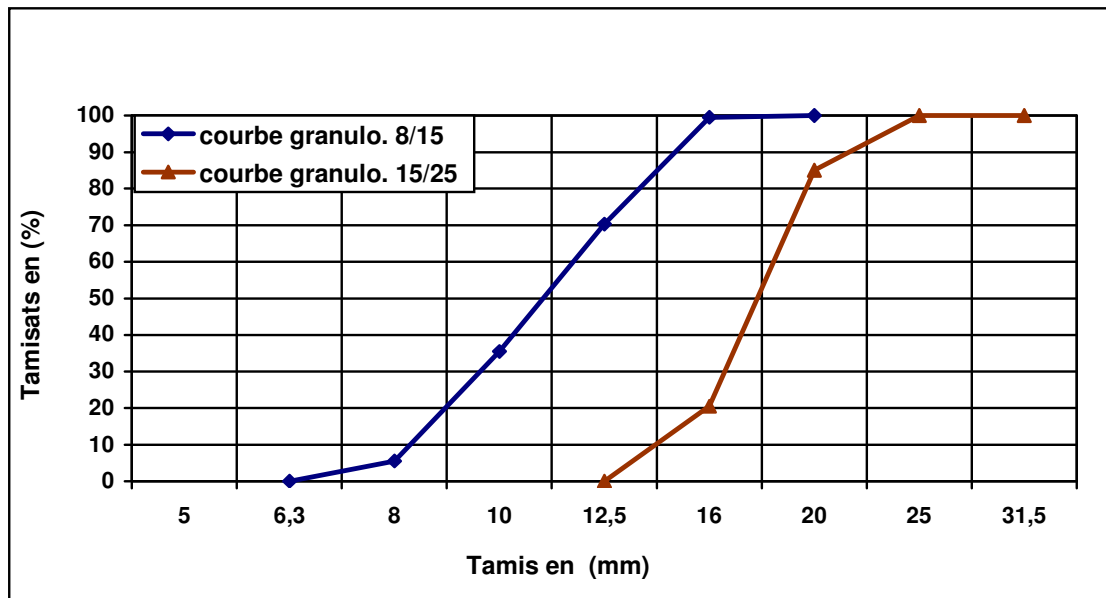


Figure 6.68 : Courbe granulométrique de la pierre concassée utilisée au chantier.

Ciment :

Les liants utilisés sont des ciments portlands fabriqués à la cimenterie de AIN-TOUTA ; ils sont commercialisés comme étant des CPJ 42.5 et CES 42.5

1) CPJ 42.5

Masse volumique : Masse volumique apparente : $M_{vapp}(C) = 1.00 \text{ g/cm}^3$
 Masse volumique absolue : $M_{vabs}(C) = 3.15 \text{ g/cm}^3$

Finesse de mouture : $F_m = 3371 \text{ cm}^2/\text{g}$

Le temps de prise : Début de prise : 2 H 03
 Fin de prise : 3 H 00

2) CRS 42.5

Masse volumique : Masse volumique apparente : $M_{vapp}(C) = 1.00 \text{ g/cm}^3$
 Masse volumique absolue : $M_{vabs}(C) = 3.19 \text{ g/cm}^3$

Finesse de mouture : $F_m = 2942 \text{ cm}^2/\text{g}$
 Le temps de prise : Début de prise : 2 H 06 min
 Fin de prise : 3 H 10 min

Eau de gâchage :

L'eau utilisée pour le gâchage doit être propre, elle ne doit pas contenir de matières en suspension ou de sels dissous, la proportion de sulfate de sulfate (SO_4) et de (Mg) ne doit pas excéder la limite autorisée. Le PH doit être compris entre 5 et 7.

6.3.1.2 Méthode pratique de composition des bétons (Dreux – gorisse) :

La résistance à la compression demandée est $R_b = 270 \text{ Bars}$

Il faut utiliser les vibrations pour améliorer la maniabilité.

La résistance de calcul est majorée de 15%

Soit : $f_{c28} = R_b + 15\% R_b = 310 \text{ bars}$

On utilise la formule : $f_{c28} = 0.6 R_c (C/E - 0.5)$

Donc : $C/E = 1.72$

Et puisque les CPJ 42.5 et CRS 42.5 (dosage C = 350 kg/m³)

Alors E = 203.5 litres.

Béton plastique avec : Affaissement = 8 cm (vibration courante normale)

D'après les courbes, le pourcentage des granulats est comme suit :

S% = 38 % (Sable)

G1 = 35 % (Gravier 8/15)

G2 = 27 % (Gravier 15/25)

1) CPJ 42.5 :

Calcul des volumes des constituants:

On adopte pour le coefficient de compacité avec Dmax = 20 ; $\gamma = 0.815$

Volume total absolu $1000 \times \gamma = 815$ litres

Volume absolu du ciment : $350 / 3.15 = 111.11$ litres

Volume absolu des granulats (S+G) : $815 - 111.11 = 703.89$ litres

Volume du sable : $703.89 \times 38 / 100 = 267.5$ litres

Volume du gravier G1 : $703.89 \times 35 / 100 = 246.4$ litres

Volume du gravier G2 : $703.89 \times 27 / 100 = 190.1$ litres

Calcul des masses des constituants :

Masses du ciment : 350 kg/m³

Masses d'eau : 203.5 kg/m³

Masses du sable : $267.5 \times 2.70 = 722$ kg/m³

Masses du gravier G1 : $246.4 \times 2.66 = 655$ kg/m³

Masses du gravier G2 : $190.1 \times 2.66 = 505$ kg/m³

2) CRS 42.5 :

Même calcul que celui du CPJ 42.5

6.3.2 Composition du béton de chantier

Pour ciment composé - 42.5 :

Tableau 6.14 : La composition d'un m³ de béton de chantier sans adjuvant (CPJ 42.5)

Matériau	Masse (kg/m ³)	Volume (litre)
Ciment	350	111
Eau	203.5	203.5
Sable	722	268
Gravier G1	655	246
Gravier G2	505	190

Pour ciment résistant aux sulfates - 42.5 :

Tableau 6.15 : La composition d'un m³ de béton de chantier sans adjuvant (Ciment RS 42.5)

Matériau	Masse (kg/m ³)	Volume (litre)
Ciment	350	110
Eau	203.5	203.5
Sable	724	268
Gravier G1	657	247
Gravier G2	506	190

6.3.3 Résultats physico -mécaniques du béton de chantier (CPJ et CRS)

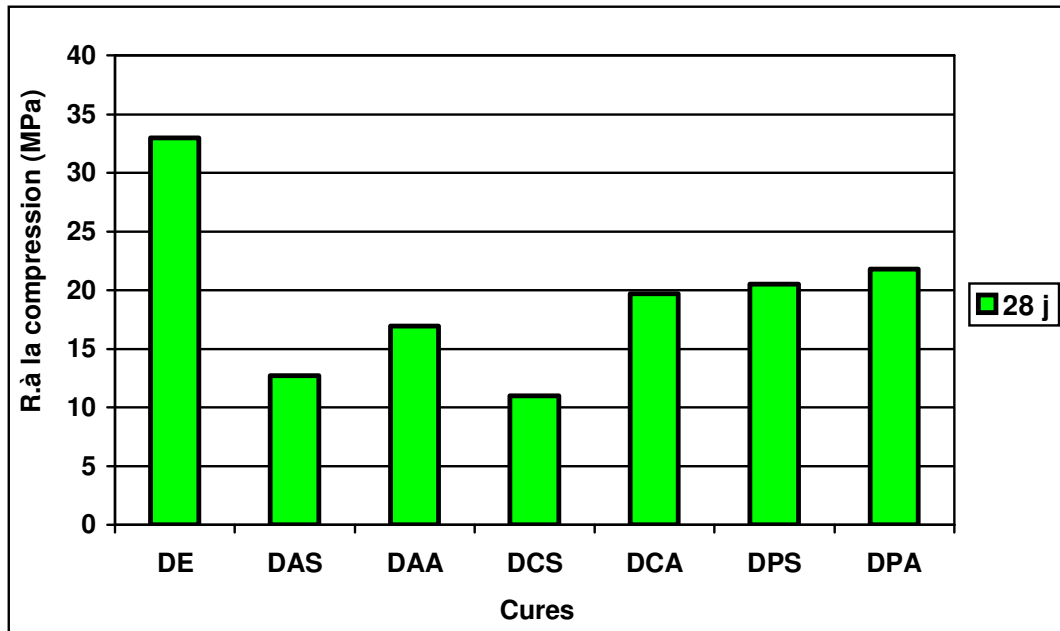


Figure 6.69 : Variation de la résistance à la compression de béton de chantier en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 (E/C = 0.58)

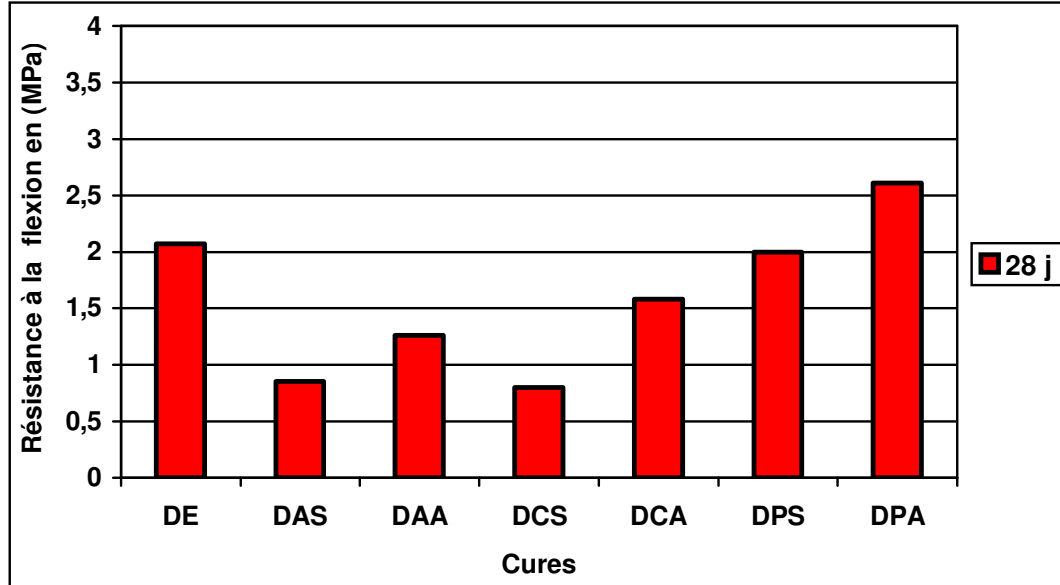


Figure 6.70 : Variation de la résistance à la flexion de béton de chantier en fonction de type de cure à 28 j - CPJ 42.5 (E/C = 0.58)

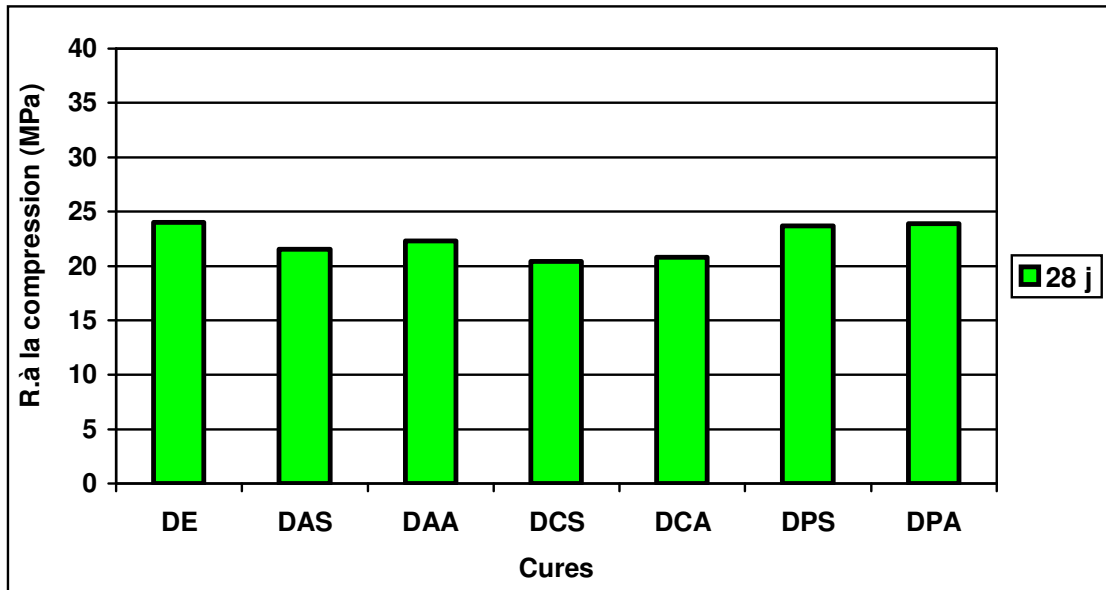


Figure 6.71 : Variation de la résistance à la compression de béton de chantier en fonction de type de cure à 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.58)

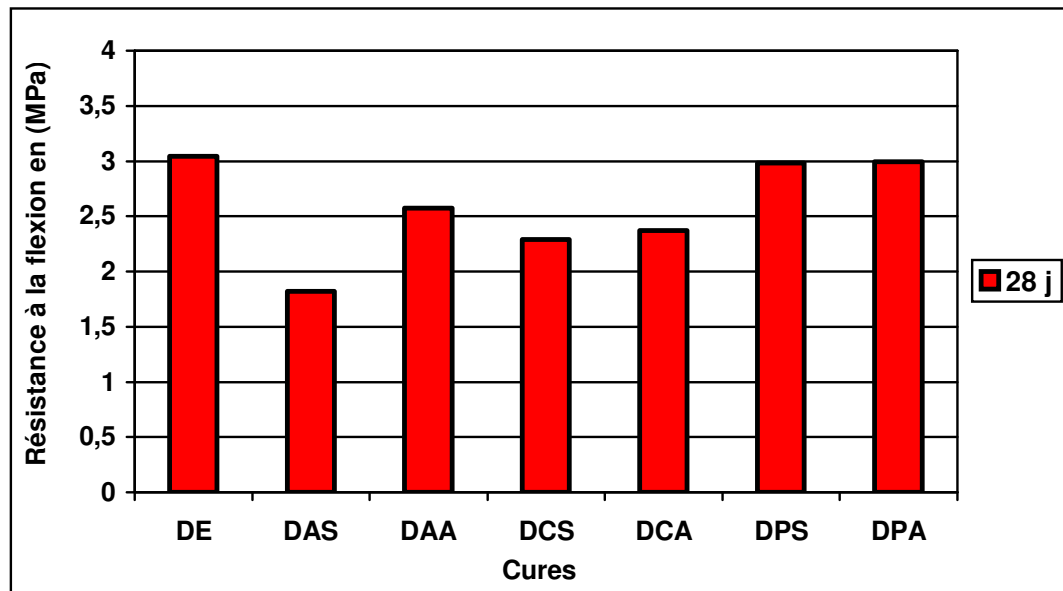


Figure 6.72 : Variation de la résistance à la flexion de béton de chantier en fonction de type de cure à 28 j - CRS 42.5 (E/C = 0.58)

6.3.4 Analyse de résultats

On constate que :

- Le film plastique régulièrement humidifié (avec arrosage) donne les meilleures résistances, ensuite le plastique sans arrosage.
- Les résistances obtenues sont moins importantes que celles des bétons ordinaires de laboratoire ($E/C = 0.6$) et adjuvanté ($E/C = 0.5$).

6.4 CONCLUSION DU CHAPITRE

D'après tout ce qui a été dit on peut constater ce qui suit:

- Les résistances obtenues des bétons ordinaires sont moins importantes par rapport à celles des bétons adjuvantés, ce qu'explique l'effet du superplastifiant utilisé pour les deux types de ciment.
- La cure la plus performante est celle du film plastique humidifié pour tous les types de bétons ordinaires, adjuvantés, et de chantier, ce qui est rentable pour les structures de bâtiment et de génie civil.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Ce mémoire traite du processus de la cure des bétons et mortiers pour les structures en béton armé et le traitement naturel par énergie solaire des bétons de préfabrication. 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, et Il en ressort une diversité des approches d'observation du comportement qui englobent la mécanique, la physique et la chimie du matériau, ce qui reflète la complexité du comportement des matériaux cimentaires notamment au jeune âge.

Dans une deuxième partie, nous nous sommes attelées à un travail d'expérimentation en laboratoire sur : l'effet du type et la durée de cure sur les propriétés des bétons.

Les résultats obtenus dans cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

- La durée de cure prolongée de 180 jours à un effet positif sur la résistance à la compression et à la flexion à 28 jours pour les bétons et mortiers.
- Le film plastique régulièrement mouillé et maintenue pendant 180 jours a donné des résultats satisfaisants sans pour autant avoisiner la valeur de référence.
- Le film plastique non mouillé a donné des résultats proches de ceux du film plastique humidifié (arrosé), puis l'arrosage continu des bétons, bétons sans arrosage et le papier avec arrosage et enfin du papier sans arrosage.
- La technique d'étuvage naturel par l'énergie solaire est une technique efficace pour les ciments CPJ et CRS pour obtenir une bonne résistance et une grande économie d'énergie électrique, 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 grand champs d'énergie solaire au monde (2300 KW/m^2); dans le domaine de la préfabrication, car on peut atteindre facilement la résistance de démoulage pour avoir une bonne rotation des moules.

Perspectives

Ce travail est toujours en cours. L'effet du type et la durée de cure sur la déformabilité de béton (recherche du module de déformation instantané longitudinal et transversal sera rapporté ultérieurement). De même l'effet du retard dans l'application de la cure sera étudié.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A -

- [01] **Association Française de Génie Civil**, *Bétons auto-plaçants – recommandations provisoires*, Documents scientifique et, p. 63, 2000.
- [02] **Paul ACKER. P.Abrams**, Effet thermiques dans les bétons en cours de fabrication et applications aux ouvrages d'art : de nouveaux outils, pour une optimisation simultanée du coût et de la qualité, annales de l'ITBTP, **442**, Série Béton 235, **1986**, pp. 61-77.
- [03] **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
- [04] **ACKER P., ULMF.J. (1996)**, Modélisation des ouvrages en béton soumis à des effets thermiques et/ou hydriques, Emploi des éléments finis en Génie civil- la maîtrise de la modélisation des ouvrages, livres 2, Chap.6, HERMES, Paris, **1996**.
- [05] **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.
- [06] **ACC**. Dosage et contrôle des mélanges de béton, Association Canadienne du Ciment, Canada, 2004. 355 p. EB101-07T.
- [07] **ACI**. Guide to Curing Concrete états-Unis. American Concrete Institute, 2001. 31 p. (ACI 308R-01)
- [08] **ACI**. Standard Specification for Curing Concrete, états- Unis. American Concrete Institute, 1998. 9 p. (ACI 308.1)
- [09] **ACI 207.2R-90**, Effect of restraint .volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete, ACI Manual of concrete practice. Part 1: Materials and General Properties of concrete, 18pp. (Detroit, Michigan, 1994).

- B -

- [10] **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).
- [11] **BAMFORTH P.B.**, Mass Concrete, Concrete Society Digest, 2, 1984, 8 pages.
- [12] **J. BARON and J. - P. OLLIVIER EDS**, La Durabilité des Bétons. 456 pp. (Presse Nationale des Ponts et Chaussées, 1992).
- [13] **Véronique Baroghel-Bouny**, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, analyses, interprétations, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp.468, 1994.
- [14] **M. Barrioulet, C. Legrand**, Mise en évidence expérimentale des interactions entre pâte interstitielle et granulats dans l'écoulement du béton frais vibré, Matériaux et Construction, Vol. 19, n° 112, pp.274-277, 1986.
- [15] **J. Bensted, P. Barnes**, Structure and Performance of Cements, Spon Press, p. 565, 2002.
- [16] **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.
- [17] **J.-P Bomble**d, Rhéologie des mortiers et des bétons frais; influence du facteur ciment, Proceeding of RILEM, Leeds Seminar, Vol.1, sujet 3, p.1-169, 1973.

- [18] **BREY 92 D.BREYSSE, 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.
- [19] **V.BAROGEL-BOUNY (1994)**, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons – méthode, Analyse, interprétation. Thèse de doctorat, ENPC, 21 juin, 470 pages.
- [20] **BALMER Cf.. (1949)**, Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Mohr's envelope as curve. Struct. Reg Lab., 1949, SP-23. p I-10.
- [21] **BALUCU M.H., AL-NOUR L.A.R., AZAD A.K. et al. (1989)**, Concrete degradation due to thermal incompatibility of its components. Journal o Materials in Civil Engineering, 1989, vol 1, n°3. p 105-118.
- [22] **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.
- [23] **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.
- [24] **BAZANT Z.P. ET KAPLAN M. (1996)**, Concrete al high temperature Material behavior and Mathematical Modeling. London : Longman Concrete Design and Construction Series, 1996. 412 p.
- [25] **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.
- [26] **M. BEN BASSAT, P. J. NIXON and J.HARDACSTLE**, The effect of differences in the composition of Portland cement on the properties of hardened concrete, Mag.Concr.Res., 42,NO. 15, pp. 59-66 (1990).
- [27] **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.S.E.T. 1979.18Op.
- [28] **BERTHAUD Y. (1988)**, Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p
- [29] **BLUNDELL R. (1969)**, Discussions on structure, solid mechanics and engineering design. Proceedings of a Conference on Civil Engineering Materials, Southampton (U.K) :1969. p 120-127.
- [30] **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.
- [31] **Byfors j., (1980)**, Plain concrete at early ages, Swedish cement and concrete research institute, CBI Research 3:80 Stockholm.

- C -

- [32] **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.
- [33] **D. Chopin**, Malaxage des bétons à hautes performances et des bétons auto- plaçant – Optimisation du temps de fabrication, Thèse de doctorat à l'Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, p. 207, 2002.
- [34] **M. Collepardi(1992)**, Scienza e tecnologia del calcestruzzo. Hoepli, 1992.
- [35] **P. Coussot, C. Ancy**, Rhéophysique des pâtes et des suspensions, EDP Sciences, p.264, 1999.
- [36] **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.
- [37] **Gilles CHANVILLARD (1999)**, Le matériau béton : connaissances générales, ENTPE ALEAS –Lyon, p 100-104.

- [38] **CHEN W.F. (1982)**, Plasticity in reinforced concrete. New York McGraw-Hill Bookstore, 1982. 465p.
- [39] **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.
- [40] **R.J CURRIE (1986)**, Carbonation depths in structural-quality concrete .Building Research Establishment Report.19 pp. (Watford, U.K., 1986).

- D -

- [41] **Diederichs U., Jumpanen U-M. And Penttala. V (1992)**, Behavior of high temperatures. Espoo 1989. Helsinki University of technology, Department of Structural Engineering, Report 1992.P.723
- [42] **George Dreux, Jean festa**, Nouveau guide du béton et de ses constituants, 8^eédition Eyrolles, p 201-202.
- [43] **George Dreux, Jean festa**, Nouveau guide du béton et de ses constituants, 8^eédition Eyrolles, p 204-205 et p 314-315.
- [44] **DIAS W.P.S., 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.

- F -

- [45] **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.
- [46] **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 Herrnes,1999. p 167-186.
- [47] **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 -

- [48] **GCI-714 DURABILITE ET REPARATIONS DU BETON Chapitre 2** université de Sherbrooke (Canada).
- [49] **GROSS H. (1973)**, On high temperature creep of concrete. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 2nd SMIRT vol 3, Berlin Edited by T.A.Jaeger, 1973. Pager H6/5.

- H -

- [50] **H.E DAVIS**, Autogenous volume changes of concrete, Pproc. A F T N. 40., pp.1103-10 (1940).
- [51] **Hansen (1970)**, Physical composition of hardened Portland cement paste, ACI Journal, May 1970, p. 404-407]
- [52] **P. C. Hewlett**, Lea's Chemistry of Cement and Concrete, Arnold, p. 1053, 1998.
- [53] **HARADA T., TAKEDA J., YAMANE S. et FURUMURA F. (1972)**, Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. In International Seminar on Concrete for Nuclear reactors. ACI Special Publication, 1972, paper SP34. P 377-406.

[54] **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.

[55] **HARMATHY T.Z. (1970)**, Thermal properties of concrete at elevated temperatures. ASTM Journal of Materials, 1970, vol 5. P 47-74.

[56] **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.

[57] **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.

- J -

[58] **JAMET P., MILLARD A. ET NAHAS G. (1984)**, Triaxial behavior of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures Ranging from 0 to 100 MPa, Proc. International conference on Concrete Under multiaxial conditions, Toulouse (France) 1984. p 1236-1239.

- K -

[59] **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.

[60] **KEDJOUR NASR-EDDINE (1993)**, Propriétés et pathologie du béton, (Réimpression 1993), OPU, p78-83.

[61] **KILIEGER, PAUL**, Some Aspects of Durability and Volume Change of Concrete for prestressing, Research

- L -

[62] **LABANI J.M., SULLIVAN P.J.M. (1974)**, The performance of lightweight aggregate concrete at elevated temperature. Imperial college (London) Concrete Structure and Technology, 1974. 100 p. Reports CSTR n° 73/2.

[63] **LANKARD D.R., BIRKIMER D L., FONDRIEST F. et SNYDER M.J. (1971)** Effects of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500°F. ACI special edition Publication, 1971, paper SP25-3. p 59-102.

[64] **C.D. LAWRENCE**, Transport of oxygen through concrete .in the Chemistry and chemically – related Properties of cement, Ed .F.P. Glasser, British Ceramic Proceedings .No .35 pp.277-93(1984).

[65] **F.M. LEA**, The Chemistry of cement and concrete (Arnold London, 1970).

[66] **LEFE 02 B.LEFEVRE**, Etude physico-chimique des mécanismes de dissipation d'énergie dans des systèmes solide poreux/liquides non mouillants. Thèse de doctorat INSA de Lyon, 18octobre 2002 244 pages.

[67] **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.

- M -

[68] **Mailvaganam N.P. (1991)**, Repair and protection of concret, Université de Sherbrooke GCI 714 - Durabilité et réparations du béton 51. Structure, CRC Press].

[69] **Maréchal, JC. (1972)**, Variations of the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature. In Concrete for Nuclear Reactors, ACI SP-34, 1972, Vol. 1, pp 495-503

- [70] **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.
- [71] **MEHTA P.K. (1986)**, Concrete, structure, properties and materials. Englewood Cliff (New Jersey) Prentice Hall, 1986. 600p.
- [72] **MORLEY P.D. et ROYLES R. (1983)**, Response of the bond in reinforced concrete to high temperatures. Magazine of Concrete Research, 1983, vol 35, n° 123. p 67-74.
- [73] **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 -

- [74] **NEKRASOV K.D., ZHUKOV V.V. et SHEVCHENKO V.1. (1963)**, Investigation of processes which influence concrete spalling under exposure to heat. Proceedings of an International Conference on Strength of Concrete, Dresden (Germany), 1963. p 125-134.
- [75] **Adam M. Neville**, Propriétés des bétons, Ed. Eyrolles, 1992, p. 805.
- [76] **A.M NEVILLE**. Propriétés des bétons. Paris Edition Eyrolles, 2000,806 pages.
- [77] **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.

- P -

- [78] **V.G. PARADAKIS, M. N. FARDIS and C. G. VAYENAS**, Effect of composition, environmental factors and cement – lime mortar coating on concrete carbonation, Materials and Structures, 25, No.149, pp.293-304 (1992).
- [79] **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. P 3-21.
- [80] **PHILLETTO R. (1958)**, Some physical properties of concrete at high temperatures. Journal of the American Concrete Institute, 1958, vol 29, n° 10. P 857-864.
- [81] **Pigeon (1981)**, Composition et hydratation du ciment Portland, séminaire progrès dans le domaine du béton, Québec, septembre 1981, p.36-72.
- [82] **PIHLAJAVAARA S.E. (1972)**, an analysis of the factors exerting effect on strength and other properties of concrete at elevated temperatures. ACI special Publication, 1972, paper SP34- 19. p 347-354.
- [83] **Pihlajavaara S.E.(1974)**, ” A review of some of the main result of a research on the ageing phenomena of concrete : effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete “,Cement and Concrete Research , 4, n° 5.
- [84] **T.C Powers and H.H steinour**, An interpretation of published researches on the alkali aggregate reaction ,j.amer.Inst.,51,pp.497-516(feb.1955)and pp.785-811(April 1955).
- [85] **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.
- [86] **PRICE W.H.**, Factors influencing concrete strength, J. Amer. Concr. Inst., 47, pp.417-32 (Feb.1951).

- R -

- [87] **RAMTANI S. (1990)**, Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, E.N.S. de Cachan, 1990. 185p.
- [88] **REINHARDT H.W. ET CORNEILLESSEN H.A.W. (1984)**, Post-peak cyclic behavior of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. *Cement and Concrete Research*, 1984, vol 14. p 1-6.
- [89] **RICHART F.E., BRANDTZAEG A., BROWN R.L (1928)**, A study of the failure of concrete under combined compressive stresses, *Univ. Ill. Eng. Exp. St. Bull* 1928. 6p.
- [90] **RILEY A.M. (1991)**, Assessing fire-damaged concrete. *Concrete International: Design and Construction*, 1991, vol 13, n°6. p 60-63.
- [91] **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.
- [92] **F. Rosquoët, A. Alexis, A. Khelidj, A. Phelipot**, Experimental study of cement grout: rheological behavior and sedimentation, *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, Issue 5, pp. 729-732, 2003.
- [93] **ROSSLER M. et ODLER I. (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.
- [94] **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.
- [95] **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.

- S -

- [96] **SCHNEIDER U. (1982)**, Behavior of concrete at high temperatures. Paris: RILEM, 1982. 72 p. Report to Committee n° 44-PHT.
- [97] **SCHNEIDER U. (1988)**, Concrete at high temperatures: A general review. *Fire safety Journal*, 1988, vol 13. p 55-68.
- [98] **Stabler, J., Baker, G., Heinfing, G. & Reynouard, J.M. (2001)**, Effect of high temperature on the fracture energy of concrete. H. Mihashi (ed.), *proc.FRANCOS III*.1998.

- T -

- [99] **H.F.W Taylor**, *Cement chemistry*, Thomas Telford, 2nd edition, p. 475, 1997.
- [100] **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.
- [101] **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.
- [102] **TOMOSAWA F.**, Special HPCS: Lightweight aggregate HPC, Self-compacting HPC, 4th International Symposium on Utilisation of High-strength/High-performance Concrete, Paris, pp.83-92, 1996.
- [103] **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.
- [104] **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.

- V -

[105] **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.

[106] **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.

[107] **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.

[108] **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

[109] **H.E Vivian**, Studies in cement- aggregate reaction: X. The effect on mortar expansion of amount of reactive component, Commonwealth Scientific and Industrial Research organization Bull. No. 256, pp.13-20(Melbourne, 1950).

- W -

[110] **H. -J. WIFRIG**, Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, RILEM Symposium on Durability of concrete under Normal Outdoor Exposure, Hanover, pp.182-96(March 1984)

- Z -

[111] **ZHUKOV V.V. (1980)**, Reasons of explosive sapling of concrete by fire. Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete - Moscow, 1980, vol 1. p 1-7.

[112] **BNQ**. Bétons de masse volumique normale et constituants, Québec. Bureau de normalisation du Québec, novembre 2002, 37 p. (NQ 2621- 900).

[113] **U.S.BUREAU OF RECLAMATION**, Concrete Manuel, 8th Edn (Denver, Colorado, 1975).

[114] **CSA**. Béton : constituants et exécution des travaux / Essais concernant le béton, Canada.

[115] **MEZGHICHE Bouzidi**, "Traitement naturel des bétons dans les climats chauds". Séminaire international sur la qualité du béton chaud, Ghardaïa, 22 – 24 Mars.p15.

Annexe 1

- Méthode de composition de béton**
- Méthodologie des essais sur béton et mortier.**

1) Méthode de composition des bétons ordinaires :

Le béton a été confectionné selon la méthode russe de B.Scramtaiev :

1.1 Méthode du professeur B. Scramtaiev :

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 m³ 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 pierres concassées ou du gravier et la porosité des pierres concassées ou du gravier.

1.1.1 Le calcul de la composition

1. la définition du rapport C/E :

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

Béton à : $C/E > 2,5$ $R_b = A1 \cdot R_c (C/E + 0,5)$.

A et A1 : coefficients définis dans le tableau suivant :

Tableau 1 : coefficients A et A1 en fonction de la qualité des granulats et liant

Agrégat et liants	A	A1
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/m³) 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/m³, si le gravier est remplacé par les pierres concassées de 10 l/m³ pour le sable fin de 10 l/m³.

b. la détermination de la dépense en ciment C : $C = C/E \cdot E$

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 (pierres concassées et sable par m³ de béton).

On doit remplir deux conditions :

1) La somme des volumes absolus de tous les composants du béton est égale à 1m³ (1000L) du mélange de béton damé :

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

C, E, S, P_C étant le contenu de ciment, d'eau, de sable et de pierres concassées (gravier), en kg/m³ ; $\rho_c, \rho_e, \rho_s, \rho_{pc}$ respectivement les masses spécifiques de ces matériaux, en kg/m³.

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

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

En résolvant ces deux équations, on trouve :

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

$V_{cav pc (gr)}$ étant la porosité des pierres concassées ou du gravier à l'état meuble (valeur relative).

$\gamma_{vol pc (gr)}$: la masse volumique des pierres concassées ou du gravier en kg/l.

$\rho_{pc (gr)}$: la masse spécifique des pierres concassées ou du gravier en kg/l.

α : le coefficient d'écartement des grains des pierres concassées.

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.

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

2) Méthodes des essais des béton et mortiers

2.1 Béton

Pour analyser les caractéristiques physico- mécaniques du béton nous avons appliqués les différents essais, qui sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2 : Les différents essais sur le béton.

Type d'essai	Norme	Formule	appareillage	Type de moule
Masse volumique absolue (sable, gravier)	GOST 6427-75	$\Phi = M / (V_2 - V_1)$	Eprouvette graduée	_____
Masse volumique apparente (sable)	GOST	$\Phi = M / V$	Récipient de volume 1L	_____
Masse volumique apparente (pierre concassée)	GOST	$\Phi = M / V$	Récipient de 5L	_____
Coefficient Los Angeles	NF-P 18-573	$L_A = (m/M) 100$	Appareil Los Angeles	_____
Equivalent de sable	NF-P 18-598	$(h_2 / h_1) 100$	Eprouvettes graduées	_____
Analyse granulométrie	GOST 8736-77	Voir essai	Tamiseuse électrique et série de tamis	_____
Résistance à la compression	GOST 10180-78	$R_c = (F / S) \cdot \alpha$	Presse hydraulique	$(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$
Résistance à la flexion	GOST 10180-78	$R_{fl} = (F.L/b^3) \cdot \delta$	Machine de flexion	$(10 \times 10 \times 40) \text{ cm}^3$
Absorption d'eau	GOST 127303-78	$W_m = \frac{(M_{sat} - M_{sec}) * 100}{M_{sec}}$	_____	$(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$

2.1.1 Equipement mécanique

□ **MALAXAGE :**

On utilise :

- Un malaxeur a cuve et axe verticale (photo 9)

□ **OUVRABILITE:**

On a utilisé :

- Le cône d'Abrams (Slump –test) pour mesurer l'affaissement (photo 16)

□ **VIBRATION:**

Pour chasser l'air occlus dans les pores et éviter en même temps la ségrégation on applique une vibration bien déterminée.

- Table vibrante : destinée pour moules cubiques et prismatiques (photo 08)

2.1.2 Matériel spécifique utilisé

Pour la préparation des éprouvettes plusieurs types de moules ont été utilisés :

- Moules prismatiques :
 - (10×10×40) cm³; utilisés pour les essais de flexion, d'absorption d'eau (photo 11)
- Moules cubiques :
 - (10×10×10) cm³; utilisés pour les essais de compression (photo 10)

2.1.3 Equipement de conservation des éprouvettes

□ **BAIN THERMOSTATIQUE:**

Pour la conservation des éprouvettes en milieu humide (20° ± 1) °C à l'air ambiant dans un bac galvanisé rempli d'eau pour favoriser au maximum l'hydratation de ciment (photo 07)

□ **ENCEINTE (CABINET) DE CONSERVATION :**

Muni d'un thermomètre : pour inscrire les températures à l'intérieur du bac ainsi qu'un autre thermomètre posé à l'air libre pour mesurer les températures dans le temps chaque heure quotidiennement de 07h à 20h pour les 04 saisons : hiver, automne et été (photo 01) .

muni d'une résistance électrique à thermorégulateur : pour fixer la température choisie d'étuvage (chauffage) de béton.

2.1.4 Essais mécaniques

- **Essai de compression :**

La résistance réelle à la compression est :

$$R_{C \text{ réelle}} = \frac{\sum [F_i / S] \alpha}{N} \quad ; \text{ en (MPa)}$$

Avec : F_i : charges de rupture en (daN).

S : section d'application ($S = a^2$ si l'éprouvette est cubique) en (cm²).

N : nombre d'essais.

α : coefficient correcteur ($\alpha = 0.95$ pour les cubiques) (voir photo 13).

- Essai de flexion :

Consiste à rompre en flexion une éprouvette prismatique de coté (a) et de longueur (4a) à l'aide d'une machine de flexion (voir photo 14)

La résistance réelle de la flexion est :

$$R_{fl} = \delta \cdot \sum (F_i \cdot L) / (a^3 \cdot N)$$

Avec : F_i : charges de rupture en (daN).
 a : coté de la section transversale en (cm) ;
 L : distance entrer appuis, ($L = 3a = 30$ cm) ;
 δ : coefficient appliqué dans le cas de béton ;
 ($\delta = 0.6$ pour les prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm^3 ;
 N : nombre d'éprouvettes.

Donc : $R_{fl} = 1.8 (\sum F_i / (a^2 \cdot N))$

2.2) Mortier

Tableau 3 : Les différents essais sur le mortier.

Type d'essai	Norme	Formule	appareillage	Type de moule
Résistance à la flexion	GOST 310.4-76	R_t, R_{fl} directement données par l'appareil	Machine de flexion	$(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$
Résistance à la compression	GOST 310.4-76	$R_c = F/S$	Presse hydraulique	$(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$
Retrait/gonflement	NF-P 15-433	$\Delta L/L_o, \Delta M/M_o$	Dilatomètre à comparateur	$(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$
Résistance à la flexion	GOST 310.4-76	$R_{fl} = 1.8 F/a^2$	Machine de flexion	$(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$
Résistance à la compression	NF-P 15-433	$R_c = F/S$	Presse hydraulique	$(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$
Absorption d'eau	GOST 127303-78	$W_m = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \cdot 100$	/	$(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$ $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$

2.2.1 EQUIPEMENT MECANIQUES

□ MALAXAGE :

On a utilisé :

- Un malaxeur à mortier à palette (photo 26)

□ ETALEMENT A LA TABLE DE SECOUSSE : (contrôle de l'ouvrabilité)

Essai exécutait sur une table à laquelle on imprimait des secousses verticales à l'aide d'une came commandé par une manivelle d'un tronc de cône de mortier, et on le soumettait à une série de 30 secousses en 30 secondes, on mesurait ensuite le diamètre D ($106 \text{ mm} \leq D \leq 115 \text{ mm}$) (Photo 27)

□ VIBRATION :

Pour chasser l'air occlus dans les pores et éviter en même temps la ségrégation on applique une vibration bien déterminée.

- Table à chocs : destinée pour serrage des couches de mortiers dans les moules prismatiques de mortier (Photo 27).

2.2.2 MATERIELS SPECIFIQUE UTILISE :

Pour la préparation des éprouvettes plusieurs types de moules ont été utilisés

- moules cubiques :
 - $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$; utilisés pour les essais de compression. (Photo 29)
- moules prismatiques :
 - $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$; utilisés pour les essais de traction par flexion. (Photo 30)
 - $(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$; utilisés pour les essais de classes de résistances des ciments CPJ et CRS et (retrait – gonflement), on se sert des plots aux extrémités de l'axe longitudinale (Photo 31).

2.2.3 EQUIPEMENT DE CONSERVATION DES EPROUVETTES :

■ BAIN THERMOSTATIQUE :

Pour la conservation des éprouvettes en milieu humide ($20^\circ \pm 1$) °C à l'air ambiant. (Photo 1)

■ ENCEINTE (CABINET) DE CONSERVATION :

- muni d'un thermomètre : pour inscrire les températures à l'intérieur du bac ainsi qu'un autre thermomètre posé à l'air libre pour mesurer les températures de l'extérieur dans le temps chaque heure quotidiennement de 07h à 20h pour la période : 24/05 au 22/06/2005 (photo 01)
- muni d'une résistance électrique à thermorégulateur : pour fixer la température choisie d'étuvage (chauffage) de béton (photo 01).

2.2.4 Essais mécaniques :

La méthodologie expérimentale suivie consiste à évaluer le retrait, le gonflement, variation de la masse, résistance à la compression, à la flexion, l'absorption d'eau.

■ Essai de retrait et gonflement :

La prise et le durcissement des pâtes, mortiers et bétons sont des phénomènes complexe, ils s'accompagnent de variations dimensionnelles de retrait et gonflement.

Les causes de ces variations sont nombreuses, citons :

- Les caractéristiques du liant.
- Les caractéristiques de sable.
- Nature et quantité d'eau.
- Type et durée de cures.

Les éprouvettes utilisées sont prismatiques $(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$ en mortier normal selon la composition indiquée au 5.1.9.

Le matériel utilisé est un dilatomètre à comparateur : qui permet de mesurer les variations de l'éprouvette munis de plots qui sera ainsi placée verticalement entre les deux appuis de l'appareil.

Les variations seront ensuite mesurées après 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 14, 21 et 28 jours.

- Variation de longueur : $\Delta L / L$ en (mm/m). (Voir photo 33) Dilatomètre à comparateur.
- Variation de masse : $\Delta M / M$ en (g/kg).

■ Essai d'absorption d'eau :

La capacité d'absorption d'un mortier (ou béton) donne une idée sur la présence et l'importance des vides (pores).

Les éprouvettes de mortier à 28 jours pour les 03 cures :

(enceinte de conservation à vapeur – film plastique – air libre) sont pesées après leur passage à l'étuve (à 105°C), d'où elle ne sont pas retirées qu'après stabilisation de leur poids ensuite elles sont entièrement trempées dans l'eau pendant 04 heures, puis retirées et pesées .

La capacité d'absorption est exprimée en pourcentage de la masse (capacité d'absorption massique A%) ou du volume (capacité d'absorption volumique V%) d'un matériau sec d'après ces formules :

$$A \% = \frac{M_{\text{hum}} - M_{\text{sec}}}{M_{\text{sec}}} \times 100 \quad ; \quad V \% = A \% (\rho_m / \rho_e)$$

M_{hum} : la masse du matériau saturé d'eau en (kg).

M_{sec} : la masse du matériau sec (kg).

ρ_m : la masse volumique du béton .

ρ_e : la masse volumique d'eau .

Les éprouvettes de mortier utilisées sont cubiques (7×7×7) cm³ et prismatiques (7×7×28) cm³.

- La résistance réelle à la compression est :

$$R_C = \frac{\sum [F_i / S] K}{N} \quad ; \quad \text{en (MPa)}$$

Avec :

- F_i : charges de rupture en (daN)
- S : section d'application ($S = a^2$ si l'éprouvette est cubique en (cm²))
- N : nombre d'essais (éprouvettes)
- K : coefficient correcteur ($K = 1.0$ pour les cubiques (07×07×07) cm³
(Voir photo 12))

- La résistance réelle à la flexion :

$$R_{fl} = \delta \cdot \sum F_i \cdot L / (a^3 \cdot N) \quad \text{en (MPa)}$$

Avec F_i : charges de rupture en (daN).

- a : coté de la section transversale en (cm).
- L : distance entre les 02 appuis ($L = 3 a = 21$ cm), en (cm³)
- δ : coefficient ($\delta = 0.6$ dans le pour les prismes (07×07×28) cm³)
- N : nombre d'essais (éprouvettes) (photo 33)

Annexe 2

**(Résultats expérimentaux des essais
sur béton ordinaire (non adjuvanté))**

2) Tableau 4 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES
DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.4)

Cure A = 4.7 cm	P _{dém} P _{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} = f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} = f (I) _{en} (MPa)	R _{CC} = f(V,I) en (MPa)	R _c en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.490(□) 2.512(■) 9.590(*) 9.850(♠)	3948	20.0	26.7	22.3	21.0	34.7	2.95
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.510 2.466 9.820 9.670	3900	19.0	30.9	30.0	18.5	30.8	1.44
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.456 2.455 9.870 9.750	4150	25.0	28.2	25.0	20.0	31.3	1.65
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.472 2.432 9.840 9.640	3980	21.0	26.6	22.1	17.0	30.2	1.31
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.495 2.493 9.775 9.670	4305	31.0	30.5	29.1	23.2	30.7	1.57
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.520 2.520 9.850 9.650	4325	32.0	30.8	29.6	24.0	34.0	2.37
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.475 2.490 9.796 9.850	4260	30.0	27.2	23.1	20.0	34.5	2.52

Exemple:

(□) : Poids d'une éprouvette cubique (10x10x10) cm³ au démoulage.

(■) : Poids de la même éprouvette (10x10x10) cm³ après conservation dans l'eau à 07 jours.

(*) : Poids d'une éprouvette prismatique (10x10x40) cm³ au démoulage.

(♠) : Poids de la même éprouvette (10x10x40) cm³ après conservation dans l'eau à 07 jours.

Tableau 5 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure A = 5.0 cm	$P_{dém}$ P_{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (Mpa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (MPa)	$R_{CC} = f(V, I)$ en (MPa)	R_c en (Ma)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.450 2.468 9.580 9.700	4360	33.0	24.0	18.0	22.1	29.0	2.50
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.455 2.370 9.650 9.330	38.5	17.0	26.5	22.0	15.0	24.9	1.30
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.550 2.480 9.850 9.780	4195	26.0	25.0	19.6	17.5	26.7	1.52
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.460 2.380 9.780 100.05	3900	17.2	23.3	17.0	13.5	23.8	1.26
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.456 2.470 9.800 9.630	4193	25.9	25.0	19.6	17.5	24.7	1.44
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.455 2.440 9.755 9.695	4050	21.5	29.9	28.0	19.5	27.0	2.01
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.435 2.455 9.730 9.780	4295	30.0	27.25	23.3	20.0	28.0	2.16

Tableau 6 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.6)

Cure A = 13.5 cm	$P_{dém}$ P_{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (Mpa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)_{en}$ (Mpa)	$R_{CC} = f(V, I)$ en (Mpa)	R_c en (MPa)	$R_{flexion}$ en (Mpa)
Durcissement En eau (DE)	2.492 2.512 9.700 9.845	4105	24.5	22.0	15.1	11.5	25.9	2.25
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.535 2.466 9.505 9.285	3795	15.8	21.8	14.9	12.0	21.5	1.15
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.460 2.450 9.525 9.490	4023	21.4	22.0	15.1	14.0	21.9	1.30
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.500 2.432 9.520 9.400	3835	16.9	20.4	13.0	11.2	19.5	0.93
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.510 2.493 9.820 9.760	3942	18.9	21.8	14.9	12.5	21.4	1.00
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.472 2.455 9.780 9.760	3925	19.2	24.2	18.3	13.5	23.8	1.72
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.462 2.480 9.630 9.670	4128	24.9	23.1	16.7	15.0	24.3	1.93

Tableau 7 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.7)

Cure A = 22 cm	$P_{07j}^{dém}$	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (Mpa)	$R_{CC} = f(V, I)$ en (MPa)	R_c en (Mpa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.520 2.630 9.605 9.720	3850	16.0	19.0	11.3	10.5	22.5	1.77
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.470 2.390 9.540 9.380	3740	15.0	17.0	9.0	09.0	18.6	0.66
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.485 2.450 9.520 9.475	3850	16.0	18.0	10.1	10.0	19.3	0.80
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.505 2.460 9.260 9.150	3770	15.1	17.5	9.6	09.5	17.5	0.54
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.480 2.440 9.495 9.430	3690	13.0	18.5	10.7	09.5	18.1	0.50
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.510 2.480 9.695 9.650	3800	15.9	18.5	10.7	09.75	19.8	1.44
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.507 2.554 9.675 9.720	3960	19.0	19.0	11.3	11.0	20.7	1.76

Tableau 8 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CRS 42.5 – E/C = 0.4)

Cure A = 2.5 cm	$P_{dém}$ P_{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (MPa)	$R_{CC} = f(V, I)$ En (MPa)	R_c en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.390 2.480 9.680 9.700	4785	31.0	32.3	28.5	22.0	39.0	2.88
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.470 2.400 9.680 9.640	4160	25.0	28.0	24.5	20.5	33.3	2.07
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	02.460 02.420 10.190 10.100	4490	42.0	31.0	30.1	26.0	35.0	2.34
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.465 2.400 9.870 9.800	4480	41.0	26.5	22.0	21.0	30.3	2.07
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.475 2.420 9.565 9.530	4000	20.0	27.5	23.7	17.5	31.8	2.09
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.485 2.430 9.780 9.750	4070	23.0	25.6	20.5	16.0	37.4	2.70
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.425 2.440 9.595 9.620	3250	32.0	30.5	31.1	21.5	38.0	2.75

Tableau 9 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure A = 11.5 cm	$P_{dém}$ P_{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (Mpa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (Mpa)	$R_{CC} = f(V, I)$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.390 2.480 9.660 9.900	4050	21.5	25.5	15.8	14.0	30.4	2.73
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.480 2.350 9.920 9.680	4132	24.3	23.0	16.5	16.0	24.1	1.66
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.490 2.410 9.750 9.620	4149	25.0	24.0	18.0	16.5	25.5	2.01
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.460 2.380 9.680 9.550	4132	24.3	21.0	13.8	13.9	24.2	1.77
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.455 2.425 9.900 9.820	4166	24.4	20.5	13.1	14.0	24.5	1.84
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.465 2.440 9.470 9.420	3952	18.9	21.0	13.8	15.0	27.2	2.16
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.438 2.450 9.690 9.735	4279	29.9	22.5	15.8	16.0	29.0	2.43

Tableau 10 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CRS 42.5 – E/C = 0.7)

Cure A = 22 cm	P _{dém} P _{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} = f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} = f(I) en (MPa)	R _C = f(V,I) En (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.400 2.410 9.650 9.675	3590	13.0	20.8	13.6	09.5	20.9	1.60
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.350 2.340 9.550 9.320	3915	19.0	23.5	17.3	14.0	15.0	1.11
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.378 2.378 9.560 9.580	3875	18.0	26.1	21.3	14.5	16.1	1.22
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.390 2.375 9.470 9.450	3870	17.9	22.6	16.0	12.5	13.0	1.37
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.330 2.320 9.670 9.650	3840	17.7	26.0	21.2	14.4	14.0	1.46
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.370 2.360 9.380 9.350	3885	18.8	20.3	12.9	11.0	17.0	1.50
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.370 2.390 9.450 9.485	3760	16.0	18.0	10.2	09.5	18.0	1.57

Tableau 11 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (07 J – CRS 42.5 – E/C = 0.6)

Cure A = 21 cm	P _{dém} P _{07j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f (I) en (MPa)	R _C =f(V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.465 2.485 9.750 9.830	4290	30.0	22.7	16.1	16.0	27.5	2.48
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.440 2.300 9.510 9.270	4150	25.0	27.0	22.8	18.5	19.8	1.29
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.420 2.400 9.630 9.550	4145	24.9	25.8	20.8	18.0	22.8	1.89
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.430 2.355 9.570 9.370	4285	29.9	26.5	22.0	19.0	19.0	1.49
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.450 2.430 9.765 9.700	4240	28.0	23.4	17.2	17.0	22.0	1.69
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.460 2.440 9.860 9.780	4235	27.8	28.9	26.1	21.5	23.5	1.92
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.455 2.465 9.610 9.660	4250	28.2	24.0	18.0	17.5	24.0	2.23

Tableau 12 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.4)

Cure	$P_{dém}$ P_{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (MPa)	$R_C = f(V, I)$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.470 2.500 9.560 9.680	4010	21.0	28.1	24.7	23.5	41.9	3.21
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.460 2.390 9.510 9.400	4265	30.0	24.1	18.2	16.0	32.4	1.53
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.475 2.450 9.690 9.650	4485	40.0	23.5	17.3	18.1	34.4	2.07
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.460 2.410 9.705 9.600	4190	26.0	29.4	27.1	21.0	31.8	1.44
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.475 2.465 9.810 9.750	4470	39.0	25.1	19.7	20.0	33.5	1.94
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.455 2.450 9.810 9.770	4195	26.1	26.2	21.5	18.5	38.0	2.66
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.475 2.495 9.830 9.800	4495	42.0	26.2	21.5	21.0	39.5	2.70

Tableau 13 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	$P_{dém}$ P_{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{CC}=f(V,I)$ en (MPa)	R_c en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.445 2.580 9.720 9.850	4145	24.4	24.1	18.2	23.0	35.2	2.88
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.415 2.310 9.590 9.435	3978	19.1	23.0	16.5	14.0	27.5	1.60
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.435 2.345 9.625 9.580	4162	24.6	24.9	19.4	17.0	27.9	1.87
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.495 2.395 9.475 9.355	3858	16.2	26.9	22.6	16.8	25.5	1.35
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.560 2.485 9.630 9.535	4205	27.0	23.5	17.3	17.0	28.8	1.70
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.600 2.525 9.640 9.555	4113	25.9	24.3	18.5	15.5	29.5	2.43
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.505 2.540 9.530 9.575	4350	32.6	25.3	20.0	19.5	33.5	2.55

Tableau 14 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.6)

Cure	P _{dém} P _{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f(I) en (MPa)	R _C =f(V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.320 2.470 9.535 9.675	4280	30.0	23.0	12.5	20.0	31.7	2.41
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.410 2.320 9.450 9.320	3690	14.0	21.8	14.9	11.0	22.1	1.17
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.475 2.430 9.705 9.625	3835	16.0	26.2	21.5	15.0	26.0	1.44
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.440 2.360 9.305 9.200	3525	13.5	24.3	18.5	10.5	22.0	1.14
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.520 2.430 9.620 9.585	3940	18.0	21.9	15.0	13.0	24.5	1.33
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.495 2.455 9.545 9.550	4030	21.0	22.3	15.6	14.0	27.9	1.90
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.420 2.443 9.470 9.505	4205	27.0	24.3	18.5	17.0	29.9	2.15

Tableau 15 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.7)

Cure	$P_{dém}$ P_{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.315 2.485 9.690 9.850	4150	28.0	22.1	16.4	16.0	24.5	2.09
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.450 2.340 9.350 9.225	3540	13.6	20.3	12.9	09.0	19.3	1.15
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.508 2.455 9.610 9.550	3780	15.5	27.9	24.4	16.0	22.0	1.26
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.440 2.335 9.380 9.150	3480	13.0	21.3	14.2	08.5	19.1	1.07
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.585 2.425 9.590 9.500	3850	17.5	23.7	17.6	13.0	20.3	1.15
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.468 2.415 9.720 9.625	3950	19.0	22.0	15.2	14.0	21.7	1.80
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.415 2.440 9.455 9.500	4190	26.0	22.1	15.3	15.0	22.8	1.85

Tableau 16 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CRS 42.5 – E/C = 0.4)

Cure	P _{dém} P _{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f(I) en (MPa)	R _C =f(V,I) En (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.400 2.520 9.790 9.950	4420	37.0	30.5	26.9	24.0	46.0	3.19
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.495 2.360 9.685 9.450	3845	16.0	24.5	18.8	13.5	37.5	2.43
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.545 2.500 9.810 9.700	4450	37.5	23.5	17.3	19.0	40.2	2.62
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.510 2.400 9.515 9.430	3935	18.0	18.7	11.0	10.5	35.5	2.32
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.610 2.500 9.805 9.700	4410	36.8	23.8	17.7	14.0	38.4	2.48
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.470 2.370 9.790 9.700	4185	25.0	27.0	22.8	19.0	42.5	2.90
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.415 2.450 9.510 9.650	4330	32.5	28.5	25.4	22.5	43.0	3.00

Tableau 17 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	$P_{dém}$ P_{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.545 2.420 9.640 9.785	3825	26.0	28.8	24.3	20.5	35.0	3.00
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.490 2.360 9.680 9.560	3655	13.0	29.4	27.1	14.0	27.5	2.18
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.485 2.390 9.720 9.635	4115	24.0	26.0	21.2	17.5	28.5	2.39
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.375 2.290 9.600 9.520	3790	15.0	29.9	28.0	16.0	27.2	2.08
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.445 2.380 9.550 9.480	4045	21.0	30.3	28.7	20.0	28.0	2.19
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.465 2.390 9.360 9.305	4095	22.5	24.0	18.0	15.5	31.0	2.75
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.355 2.400 9.550 9.590	4150	24.5	27.2	23.2	19.0	32.0	2.68

Tableau 18 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CRS 42.5 – E/C = 0.6)

Cure	P _{dém} P _{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f(I) en (MPa)	R _C =f(V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.365 2.490 9.450 9.585	4220	27.0	36.3	33.7	25.5	31.5	2.75
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.495 2.375 9.755 9.620	3600	12.5	27.0	22.8	12.5	23.6	1.99
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.515 2.455 9.650 9.560	3880	17.0	26.7	22.3	15.0	25.0	2.13
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.480 2.395 9.650 9.545	3861	16.9	26.5	21.9	15.0	21.0	1.67
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.570 2.490 9.560 9.595	4065	22.4	22.5	15.8	18.5	24.0	2.01
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.650 2.545 9.550 9.480	3984	20.0	23.0	16.5	14.0	27.8	2.43
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.425 2.470 9.670 9.795	4100	23.0	32.4	32.9	23.0	28.5	2.37

Tableau 19 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (28 J – CRS 42.5 – E/C = 0.7)

Cure	$P_{dém}$ P_{28j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.565 2.705 9.520 9.695	4085	32.5	23.1	15.4	16.0	23.2	1.84
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.650 2.795 9.000 8.885	3560	12.5	17.2	09.3	07.5	16.7	1.52
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.570 2.425 9.580 9.485	3770	14.0	20.2	12.8	10.0	17.5	1.70
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.455 2.335 9.680 9.590	3800	15.0	19.0	11.3	10.0	15.5	1.42
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.675 2.585 9.620 9.575	3950	19.0	17.7	09.8	10.0	17.0	1.49
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.585 2.495 9.650 9.565	3900	17.3	20.0	12.5	13.5	19.8	1.73
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.540 2.575 9.600 9.645	4000	30.0	21.5	14.5	14.5	21.0	1.62

Tableau 20 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.4)

Cure	P _{dém} P _{180j}	Vitesse du son v(m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f(I) en (MPa)	R _C =f(V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.685 2.448 9.485 9.675	4683	55	36	42.5	36	59.9	4.59
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.475 2.300 9.545 9.415	3817	17	36.3	41.2	21	40.3	1.98
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.405 2.355 9.765 9.645	4190	26	38.7	40.8	29	54.7	3.65
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.475 2.418 9.790 9.640	3633	13.5	26.5	21.9	12.5	36.6	1.85
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	02.525 02.483 10.200 10.085	4325	33	36.8	42.3	31	39.0	2.98
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.345 2.275 9.690 9.570	4097	24	37.1	43	27	55.1	3.74
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.390 2.460 9.695 9.740	4460	40	35	38.1	33	57.1	4.25

Tableau 21 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	P _{dém} P _{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f(v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f(I) en (MPa)	R _C =f(V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.380 2.503 9.755 9.935	4577	45.5	32	32	29	49.7	3.6
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.470 2.360 7.925 9.580	3647	14	36	30.5	18	32.0	1.8
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.495 2.423 9.710 9.620	4254	29	34	36.1	27	41.7	3.2
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.495 2.378 9.775 9.610	3723	15	22.1	15.3	11	30.0	1.5
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.580 2.473 9.940 9.825	4413	36	30	28.1	24	32.3	2.50
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.425 2.365 9.540 9.480	3938	18	28	24.5	17	43.3	3.4
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.415 2.467 9.765 9.810	4400	35	31.3	30.6	25	45.2	3.6

Tableau 22 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.6)

Cure	P _{dém} P _{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} = f (v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} = f (I) en (MPa)	R _C = f (V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.435 2.475 9.710 9.880	4040	21.8	30.0	28.1	20.0	35.9	3.10
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.415 2.295 9.750 9.350	3510	12.0	18.1	10.2	08.0	26.7	1.42
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.415 2.395 9.900 9.650	4315	31.0	27.7	24.0	21.5	30.3	2.00
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.475 2.370 9.870 9.430	3485	10.0	27.4	23.5	11.0	25.0	1.32
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.430 2.360 9.750 9.440	3700	12.5	27.3	23.3	13.5	29.0	1.50
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.410 2.323 9.660 9.385	3927	18.0	26.0	21.1	15.5	33.7	2.30
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.470 2.480 9.650 9.640	4250	28.0	24.6	18.9	17.0	34.0	2.70

Tableau 23 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CPJ 42.5 – E/C = 0.7)

Cure	P _{dém} P _{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} = f (v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} = f (I) en (MPa)	R _C = f (V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.310 2.495 9.689 9.800	4210	30.1	31	33.8	34	30.8	2.52
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.470 2.405 9.660 9.598	3450	09.5	23	16.5	09.5	23.0	1.30
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.395 2.360 9.725 9.695	4205	26.5	31.4	30.8	23.0	26.9	1.55
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.425 2.380 9.192 9.110	3310	09.0	22.2	15.4	08.0	21.0	1.25
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.420 2.395 9.615 9.580	4080	22.2	24.6	18.9	15.0	22.0	1.32
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.372 2.353 9.150 9.100	3734	14.5	26.3	21.6	13.5	27.5	1.95
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.405 2.448 9.735 9.792	4255	29.1	25.5	29.4	29.0	29.3	2.30

Tableau 24 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CRS 42.5 – E/C = 0.4)

Cure	$P_{dém}$ P_{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	02.320 02.420 10.025 10.185	4525	55	45.2	58.7	44.0	54.3	5.13
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.425 2.390 9.790 9.630	3660	14.2	31.7	31.4	16.0	39.0	2.53
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.410 2.390 9.780 9.620	4430	38	37.0	42.8	32.0	42.1	2.82
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.495 2.440 9.650 9.540	3700	14.3	32.0	32.0	16.0	37.0	2.46
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.502 2.485 9.705 9.580	4250	28.0	32.5	33.0	25.0	41.5	2.61
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.390 2.373 9.750 9.630	4047	22.0	32.1	32.2	22.0	46.0	3.33
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.458 2.475 9.850 9.890	4760	51.0	42.1	55.4	42.0	48.0	4.10

Tableau 25 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	$P_{dém}$ P_{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.450 2.485 9.800 9.940	4440	39	38	34.5	25	47.0	4.20
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.460 2.345 9.730 9.665	3730	14.5	30	28.1	16	34.9	2.40
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.455 2.428 9.840 9.712	4237	27.5	32	32	25	38.2	2.53
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.450 2.330 9.800 9.320	3610	13	36	40.5	18	29.8	2.21
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.415 2.360 9.915 9.695	4235	27	33.6	35.3	25	37.2	2.35
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.435 2.355 9.690 9.390	4220	26.5	25	19.5	18	40.2	3.00
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.470 2.475 9.670 9.700	4220	26.5	32.5	32.4	24	42.5	3.20

Tableau 26 : RECAPITULATIF DES CARACTERISYIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CRS 42.5 – E/C = 0.6)

Cure	P _{dém} P _{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. R _{CV} =f (v) en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. R _{CI} =f (I) en (MPa)	R _C =f (V,I) en (MPa)	R _C en (MPa)	R _{flexion} en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.335 2.465 9.690 9.840	3450	39.50	32.0	32.0	33.0	42.0	3.33
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.460 2.320 9.510 9.275	3405	09.25	24.2	18.3	09.5	28.0	1.81
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.455 2.385 9.520 9.350	3680	14.50	36.0	40.5	18.0	32.0	2.22
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.490 2.350 9.710 9.540	3390	09.20	25.9	21.0	09.5	23.0	1.76
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.510 2.400 9.900 9.830	4320	32.00	34.6	37.4	22.5	30.0	2.25
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.420 2.317 9.180 9.110	3614	13.5	31.0	30.0	14.5	35.0	2.66
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.325 2.370 9.705 9.740	4365	33.5	29.0	26.3	23.0	37.0	2.84

Tableau 27 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DU BETON NON ADJUVANTE (180 J – CRS 42.5 – E/C = 0.7)

Cure	$P_{dém}$ P_{180j}	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (MPa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (MPa)	$R_{C=f(V,I)}$ en (MPa)	R_C en (MPa)	$R_{flexion}$ en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	2.300 2.430 9.785 9.935	3850	17.0	32.8	26.2	19.0	27.1	2.79
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	2.415 2.308 9.480 9.230	3635	13.6	31	30.0	15.0	20.8	1.63
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	2.465 2.384 9.655 9.535	3870	17.5	35.3	38.9	21.0	23.6	2.00
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	2.505 2.324 9.490 9.295	3330	09.1	29.4	27.0	11.0	19.0	1.53
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	2.365 2.329 9.430 9.315	4170	25.5	35.5	39.4	26.0	22.8	1.80
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	2.330 2.293 9.200 9.173	3935	17.9	23.2	16.8	13.5	25.5	2.22
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	2.279 2.320 9.895 9.750	4100	25.0	26.0	21.1	17.0	26.0	2.34

Annexe 3

(Résultats expérimentaux des essais sur béton adjuvanté)

3) Béton adjuvanté :Tableau 28 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvanté (10x10x10) cm³
(28j – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Affaissement Au cône (cm)	Poids : (kgs) 1/ au démou. 2/ à 28j	Ultrason T (µs); v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la compression (MPa)Moy.
Durcissement En eau (DE)	22.0	2.440 2.465	t = 24.3 v = 4120	29.5	37.8
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	22.0	2.465 2.375	t = 24.1 v = 4150	25.0	29.6
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	22.0	2.475 2.400	t= 23.6 v= 4240	24.0	31.3
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	22.0	2.505 2.410	t=26.8 v=3730	28.0	26.0
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	22.0	2.445 2.430	t=23.8 v= 4210	31.0	29.5
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	22.0	2.460 2.445	t= 23.8 v=4210	25.0	32.0
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	22.0	2.470 2.495	t= 23.3 v= 4300	27.5	35.0

Tableau 29 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvanté (10x10x40) cm³
(28j – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Affaissement au cône (cm)	Poids : kgs 1/ au démou. 2/ à 28 j	Ultrason t (µs) ; v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la flexion (MPa) Moy.
Durcissement En eau (DE)	22.0	9.410 9.550	t= 097.2 v= 4120	29.0	3.60
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	22.0	9.850 9.520	t= 096.3 v= 4150	25.4	2.44
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	22.0	9.530 9.250	t= 094.3 v= 4240	26.8	2.60
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	22.0	9.640 9.310	t= 107.3 v= 3730	27.9	2.20
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	22.0	9.730 9.530	t= 095.1 v= 4210	20.3	2.40
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	22.0	9.580 9.520	t= 095.1 v= 4210	23.2	2.70
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	22.0	9.490 9.570	t= 093.1 v= 4300	23.4	3.00

Tableau 30 : Récapitulatif des caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvanté
(28j – CPJ 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV} = f(v)$ en (Mpa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI} = f(I)$ en (Mpa)	$R_{CC} = f(V, I)$ en (Mpa)	R_c en (Mpa)	R. à la flexion (MPa)
Durcissement En eau (DE)	4120	24.0	29.3	26.8	20.0	37.8	3.6
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	4150	25.0	25.2	19.9	17.5	29.6	2.5
Durcissement En air sans arrosage (DAA)	4240	28.0	30.9	29.9	23.5	31.3	2.6
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	3730	15.0	28.0	24.5	14.5	26.0	2.2
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	4210	27.5	30.7	29.4	22.5	29.5	2.4
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	4210	27.5	24.1	18.2	18.0	32.0	2.7
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	4300	31.0	25.5	20.3	19.0	35.0	3.0

Tableau 31 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvante (10x10x10) cm³
(28j – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Affaissement au cône (cm)	Poids : (kgs) 1/ au démou. 2/ à 28j	Ultrason T (µs) ; v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la compression (MPa) Moy.
Durcissement En eau (DE)	22.5	2.520 2.625	t= 23.1 v= 4324	32.0	32.5
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	22.5	2.560 2.475	t= 25.2 v= 3960	27.9	27.0
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	22.5	2.590 2.570	t= 23.0 v= 4347	24.8	29.0
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	22.5	2.505 2.455	t=23.9 v=3175	26.1	20.8
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	22.5	2.445 2.435	t=23.1 v= 4333	27.5	22.8
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	22.5	2.460 2.455	t= 22.9 v=4371	27.4	30.2
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	22.5	2.480 2.500	t= 22.5 v= 4444	28.1	33.8

Tableau 32 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvanté (10x10x40) cm³
(28j – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Affaissement au cône (cm)	Poids : kgs 1/ au démou. 2/ à 28 j	Ultrason t (µs) ; v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la flexion (MPa) Moy.
Durcissement En eau (DE)	22.5	9.720 9.840	t= 091.1 v= 4390	31.2	2.70
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	22.5	9.510 9.280	t= 102.1 v= 3920	28.5	2.04
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	22.5	9.610 -9.530	t= 093.2 v= 4290	35.6	2.27
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	22.5	9.450 9.250	t= 097.2 v= 4120	25.0	1.83
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	22.5	9.730 9.650	t= 093.2 v= 4290	27.3	1.97
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	22.5	9.360 9.260	t= 093.2 v= 4290	27.3	2.00
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	22.5	9.760 9.840	t= 089.8 v= 4300	29.7	2.30

Tableau 33 : Récapitulatif des Caractéristiques physico – mécaniques du béton adjuvanté
(28j – CRS 42.5 – E/C = 0.5)

Cure	Vitesse du son v (m/s)	Résistance en compr. $R_{CV}=f(v)$ en (Mpa)	Indice sclérom. (I)	Résistance en compr. $R_{CI}=f(I)$ en (Mpa)	$R_{CC}=f(V,I)$ En (Mpa)	R_c en (Mpa)	R. à la flexion en (MPa)
Durcissement En eau (DE)	4357	34.0	28.1	26.7	25.0	35.5	2.70
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	3940	19.0	28.2	24.9	18.0	27.0	2.04
Durcissement En air sans arrosage (DAA)	4319	32.0	35.2	38.8	29.5	29.0	2.27
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	4048	13.5	25.6	20.5	18.0	26.8	1.83
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	4312	31.9	27.4	23.5	20.5	29.8	1.97
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	4331	32.7	27.4	23.5	21.0	30.2	2.00
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	4372	33.0	27.9	24.4	22.0	33.8	2.30

Annexe 4

(Résultats expérimentaux des essais sur béton de chantier)

4) Béton de chantier :Tableau 34 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton de chantier non adjuvanté (10x10x40) cm³ (28j – CPJ 42.5 – E/C = 0.58)

Cure	Poids : (kgs) 1/ au démou. 2/ à 28j	Ultrason T (µs); v(m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la flexion (MPa) Moy.	Résistance à la compression (MPa) Moy.
Durcissement En eau (DE)	09.450 09.580	t= 102.0 v= 3921	26.1	2.07	33.0
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	09.350 09.050	t= 129.2 v= 3100	18.1	0.85	12.7
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	09.510 09.375	t= 105.0 v= 3810	21.2	1.26	16.9
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	09.070 08.950	t=130.1 v=3080	20.0	0.80	11.0
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	09.330 09.230	t=102.3 v= 3910	22.5	1.58	19.7
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	09.390 09.310	t= 104.3 v=3840	24.0	2.00	20.5
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	09.405 09.480	t= 095.2 v= 4200	25.0	2.61	21.8

Tableau 35 : Caractéristiques physico – mécaniques du béton de chantier non adjuvanté (10x10x40) cm³ (28j – CRS 42.5 – E/C = 0.58)

Cure	Poids : (kgs) 1/ au démou. 2/ à 28j	Ultrason T (µs); v (m/s) Moy.	Scléromètre Moy.	Résistance à la flexion (MPa) Moy.	Résistance à la compression (MPa) Moy.
Durcissement En eau (DE)	09.355 09.520	t= 102.6 v= 3900	28	3.04	24.0
Durcissement En air sans arrosage (DAS)	09.380 09.120	t= 098.1 v= 4077	24	1.82	21.5
Durcissement En air avec arrosage (DAA)	09.540 09.354	t= 105.0 v= 3809	26	2.57	22.3
Durcissement Carton sans arrosage (DCS)	09.095 08.896	t=120.5 v=3319	22	2.29	20.4
Durcissement Carton avec arrosage (DCA)	09.320 09.205	t=130.0 v=3076	21	2.37	20.8
Durcissement Plastique sans arrosage (DPS)	09.400 09.326	t= 105.0 v=3773	27	2.98	22.7
Durcissement Plastique avec arrosage (DPA)	09.505 09.620	t= 103.0 v= 3883	28	2.99	23.9

Annexe 5

- Photos d'éprouvettes de béton et mortier
 - Photos de matériel utilisé
 - Fiche technique du superplastifiant
- Taux de travail effectué au laboratoire de génie civil



55-C0191/B avec paniers supérieurs
55-C0191/C

Photo (7) : bassin thermostatique de conservation des éprouvettes



Photo (8) : table vibrante



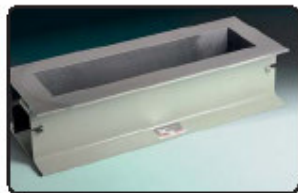
55-C197/A

Photo (9): malaxeur à béton



55-C105/2

Photo (10) : moules cubiques (10x10x10) cm³



55-C0116

Photo (11) : moule prismatique (10x10x40) cm³



50-C0030

Photo (12) : dispositif de compression pour mortiers



Photo (13) : presse d'essais de compression pour béton



Photo (14) : machine de flexion pour béton et mortier



Photo (15) : appareils d'essais non destructifs (Auscultation sonore et scléromètre)



Photo (16): cône d'Abrams pour affaissement



Figure (17) : échantillons de béton prismatiques et cubiques durcis sous différentes cures à différents âges



Figure (18) : échantillons de béton prismatiques et cubiques durcis sous différentes cures à 07 jours



Figure (19) : Bétons durcis à différentes cures (180 jours)



Figure (20) : Bétons durcis au carton avec et sans arrosage
Cubiques et prismatiques



Figure (21) : échantillons de béton cubiques durcis à l'air libre avec arrosage.



Figure (22) : échantillons de béton cubiques et prismatiques durcis à l'air libre.



Figure (23) : échantillons de béton prismatiques durcis en plastique avec arrosage



Figure (24) : échantillons de béton adjuvanté prismatiques et cubiques durcis sous différentes cures à 28 jours



Figure (25) : échantillons de béton prismatiques et cubiques durcis à l'air libre avec et sans arrosage



Figure (26) : malaxeur à mortier à palette

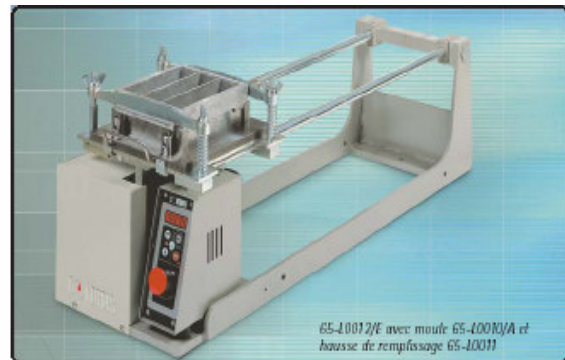


Figure (27) : table à secousse (chocs) pour moules prismatiques de mortier



54-00164 avec
54-00164/1

Figure (28) : appareil d'étalement manuel de mortier



Figure (29) : moule (7x7x7) cm³ pour mortier



48-00453

Figure (30) : moule à 3 alvéoles pour éprouvettes (7x7x28) cm³



62-00009F

Figure (31) : moule à 3 alvéoles pour éprouvettes (4x4x16)cm³

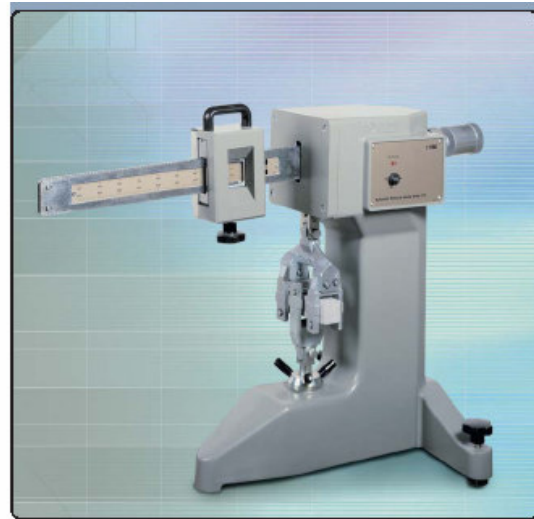


62-00035/A avec tige d'étalement



62-00035 Détail du comparateur analogique

Figure (32) : délatomètre à comparateur pour retrait-gonflement du mortier



65-00015/A avec 65-00015/1

Figure (33) : machine d'essais de Flexion pour mortier



Figure (34) : échantillon de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7x7x28) cm³

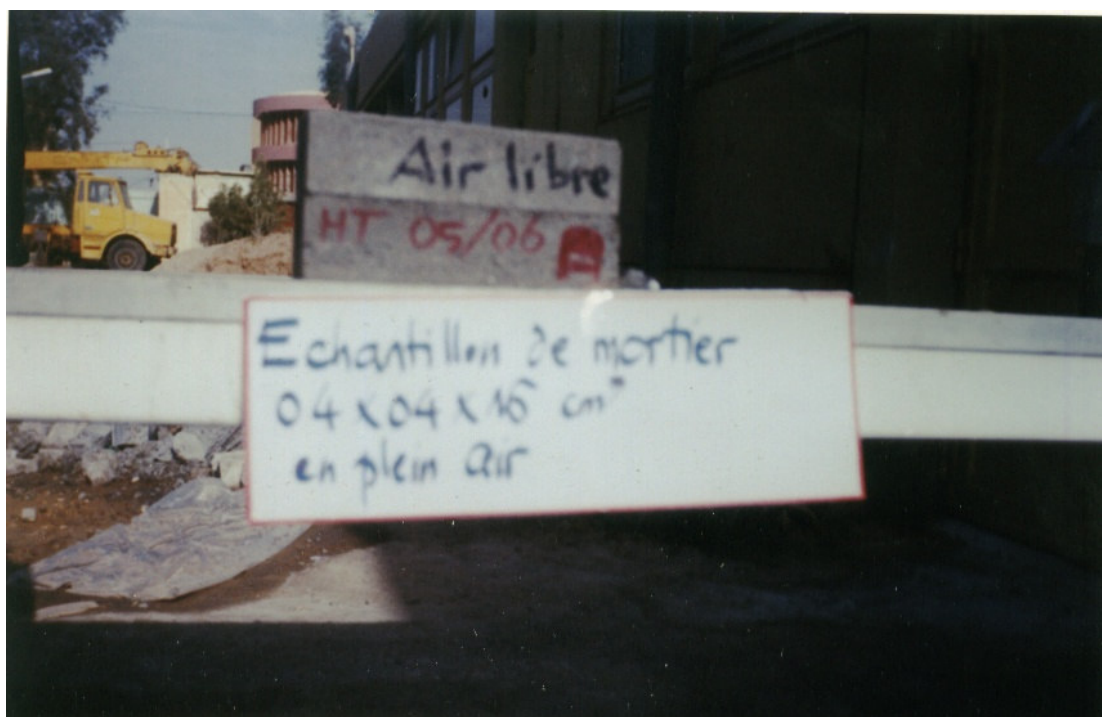


Figure (35) : échantillon de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (4x4x16) cm³

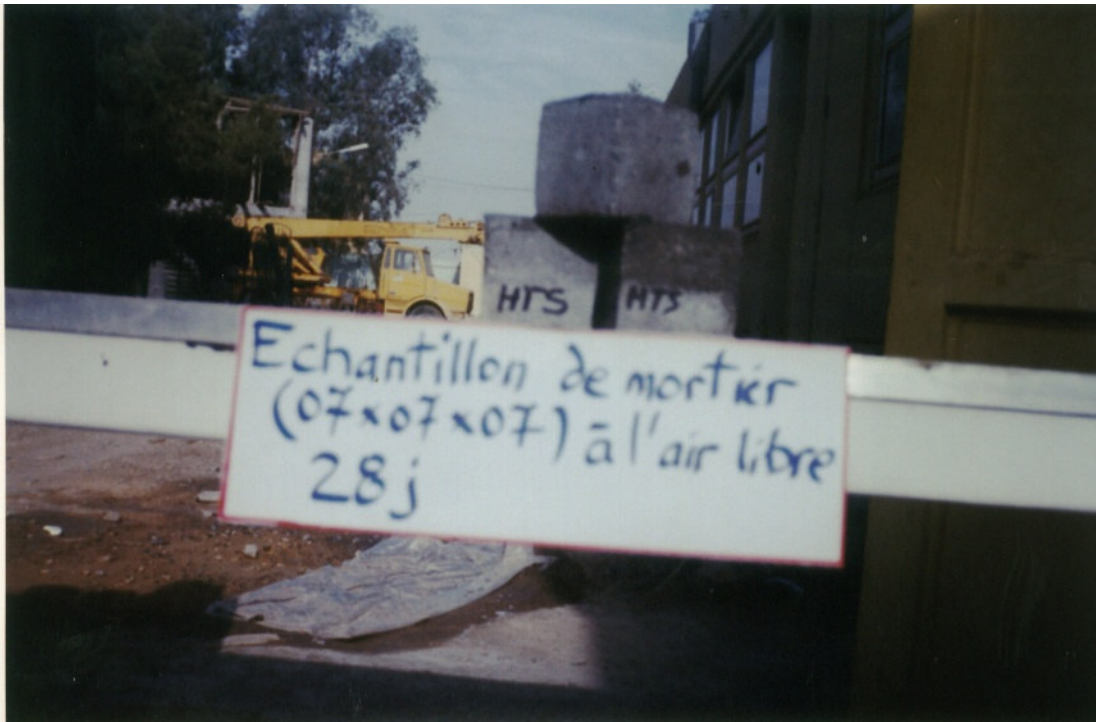


Figure (36) : échantillon de mortier à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7x7x7) cm³

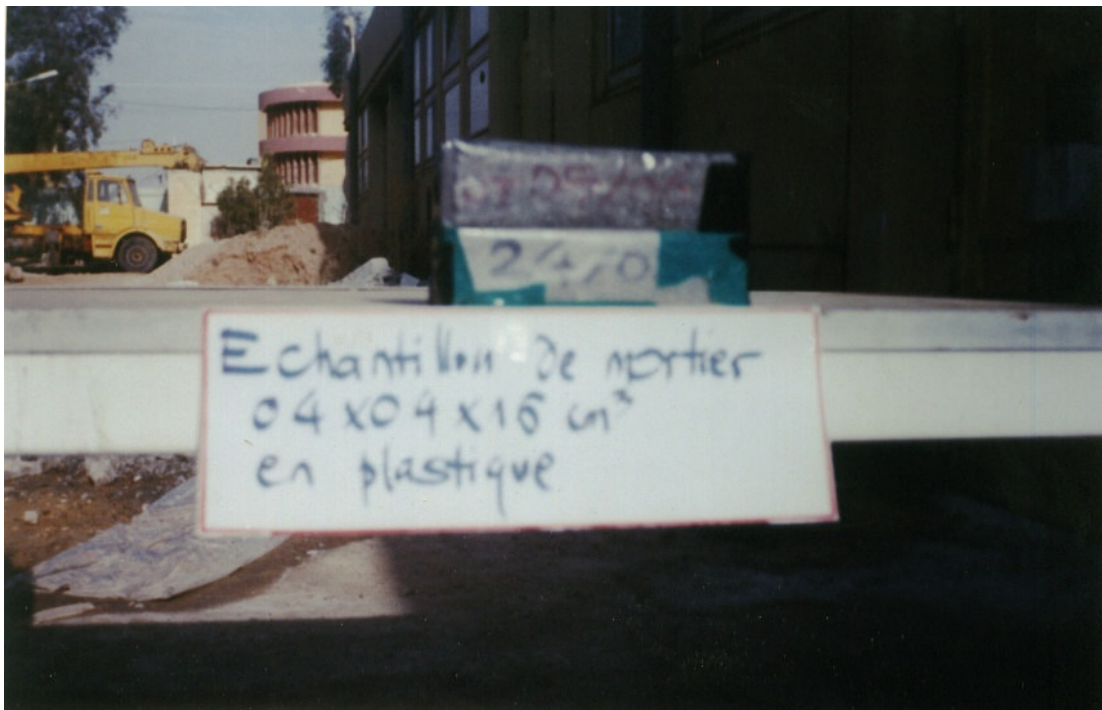


Figure (37) : échantillon de mortier couvert de plastique à l'air libre sans arrosage à 28 jours (4x4x16) cm³



Figure (38) : échantillon de mortier en plastique à l'air libre sans arrosage à 28 jours (7x7x28) cm³

6) FICHE TECHNIQUE DU SUPERPLASTIFIANT (MEDAFLOW 30)

Superplastifiant - haut réducteur d'eau

DESCRIPTION :

Le **MEDAFLOW 30** est un superplastifiant haut réducteur d'eau de la troisième génération. Il est conçu à base de polycarboxylates qui améliorent considérablement les propriétés des bétons. Le **MEDAFLOW 30** permet d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité.

En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer la teneur en eau du béton d'une façon remarquable.

Le **MEDAFLOW 30** ne présente pas d'effet retardateur.

CARACTERISTIQUES :

Forme.....Liquide
Couleur..... Jaunâtre
PH..... 6 – 6,5
Densité 1,07 ± 0,01
Teneur en chlore < 1g/L

PROPRIETES ET EFFETS :

Grâce à ses propriétés le **MEDAFLOW 30** permet :

Sur béton frais :

- l'obtention d'un E/C très faible
- l'amélioration considérable de la fluidité
- une très bonne maniabilité
- un long maintien de l'ouvrabilité
- d'éviter la ségrégation
- de faciliter la mise en œuvre du béton

Sur béton durci :

- d'augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme
- de diminuer la porosité
- d'augmenter la durabilité
- de diminuer le retrait et le risque de fissuration

DOMAINES D'APPLICATION :

Bétons à hautes performances - bétons auto- plaçant - bétons auto - compactants

Bétons préfabriqués - bétons pompés - bétons précontraints - bétons architecturaux

DOSAGE ;

Plage de dosage recommandée :

0,5 à 2,0 % du poids de ciment

Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

MODE D'EMPLOI :

Le **MEDAFLOW 30** est introduit dans l'eau de gâchage.

Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 50 à 70% de l'eau de gâchage ait déjà été introduit.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE :

Le **MEDAFLOW 30** est conditionné en bidons de 10 l, fûts de 56 et de 225 litres.

Délai de conservation : 12 mois dans son emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur ($5^{\circ}\text{C} < t < 35^{\circ}\text{C}$).

7) Taux de travail effectué au laboratoire de Génie civil durant l'année :

Eprouvettes et cures Conservations	épreuves pour béton (10x10x10) cm ³ <u>compression</u>			épreuves pour béton (10x10x40) cm ³ <u>flexion</u>			épreuves pour mortier (7x7x7) cm ³ <u>compression</u>	épreuves pour mortier (7x7x28) cm ³ <u>flexion</u>	épreuves pour mortier (4x4x16) cm ³ - <u>retrait</u> - <u>gonflement</u> - <u>absorption</u> d'eau
	Non adj.	Non adj. chauffé.	Adj.	Non adj.	Non adj. chauffé	Adj.			
DE	48		8	48		8	6	6	6
DAS	48	4	8	48	4	8	6	6	6
DAA	48		8	48		8			
DCS	48		8	48		8			
DCA	48		8	48		8			
DPS	48	4	8	48	4	8	6	6	6
DPA	48		8	48		8			
Béton chauffé dans l'enceinte		4			4		6	6	6
DE de béton ordinaire	3			3) 07j 3) 14j 3) 28j 3) 60j					
Total partiel	339	12	56	348	12	56	24	24	24
Béton étuvé		16			8				
Total	919 épreuves								