

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MENTOURI CONSTANTINE
FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

N° d'ordre :

N° de série :

THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

En Génie Civil

Option : Structures / Matériaux

*Par : CHABANE Abdelhafid
(Magister en Génie Civil)*

Intitulée :

**COMPORTEMENT DIFFÈRE DES VARIÉTÉS
DE BETONS
« MISE EN PLACE D'UN BÂTI DE FLUAGE »**

*Directeur de thèse : Professeur HOUARI Hacène
Université Mentouri Constantine*

Devant la commission d'examen composée de :

| | | | |
|-------------------|---------------------------|-------------------|--|
| Président | Dr. CHIKH N. | Professeur | Université Mentouri Constantine |
| Examineurs | Dr. CHABIL H. | Professeur | Université Mentouri Constantine |
| | Dr. BELACHIA M. | Professeur | Université 20 Août 55 – Skikda |
| | Dr. BENMALEK M. L. | Professeur | Université 8 Mai 45 – Guelma |

Soutenue le Samedi 27 janvier 2008

A la mémoire de mon père

A toute ma famille

A tous mes amis

REMERCIEMENTS

Un grand merci

*... à mon directeur de thèse, **Professeur HOUARI Hacène**, tout d'abord pour ses précieux conseils tout au long de ces années de recherche.*

Qu'il trouve ici toute l'expression de ma profonde reconnaissance pour sa riche collaboration, pour m'avoir permis de m'épanouir pleinement dans ce travail de recherche, d'avoir contribué à l'aboutissement de toutes ces nombreuses heures de discussion, de réflexion commune, de m'avoir soutenu, encouragé, rassuré dans mes moments de doute et surtout d'avoir été aussi présent et disponible pour moi, de jours comme de nuits.

*... au **Dr. AGGOUN Salima**, pour m'avoir accueilli au Laboratoire de Mécanique et Matériaux de Construction de Génie Civil de l'Université de Cergy-Pontoise à Paris, pour effectuer mes deux stages. Je lui fais part de ma reconnaissance pour ses conseils, pour la riche documentation qu'elle m'a permis de récolter afin de mettre à jour mes connaissances sur mon thème de recherche et, surtout, pour le temps qu'elle m'a accordé.*

Mes remerciements se dirigent également aux président et membres du jury :

- ***Dr. CHIKH N.**, Professeur à l'université Mentouri Constantine, qui nous a fait l'honneur de présider le jury de soutenance et qui, par son savoir incommensurable, ne fera qu'enrichir cette recherche.*
- ***Dr. CHABIL H.**, Professeur à l'université Mentouri Constantine, qui a bien voulu nous faire l'honneur de faire partie du jury et de juger ce travail.*
- ***Dr. BELACHIA M.**, Professeur à l'université du 20 Août 55 de Skikda, qui nous a honoré de participer au jury et d'examiner ce travail. Qu'il trouve, ici, l'expression de notre profond respect.*
- ***Dr. L. BENMALEK M.**, Professeur à l'université du 8 Mai 45 de Guelma, pour sa participation au jury et pour l'intérêt qu'il a porté à cette étude et ses conseils précieux quant à son déroulement.*

Je n'oublierai jamais de remercier :

*... les membres du laboratoire LMDC de l'université Mentouri Constantine, au personnel technique, d'entretien et administratif ainsi qu'aux doctorants **BENKECHKECHE G.** et **BOUKNI B.**, pour l'aide qu'ils ont pu m'apporter au cours de ma thèse et pour l'ambiance qu'elles ont su créer.*

*Un merci plus particulier au **Dr. BENSEBTI Salaheddine**, le pivot de notre équipe Matériaux depuis 1997, sa bonne humeur et son entrain quotidien. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance pour toute son aide précieuse durant tout le temps qu'a consommé ce travail de recherche. Merci de tout mon cœur.*

Je remercie également ma femme, pour m'avoir soutenu jusqu'au bout durant toutes ces années et pour sa grande patience. Je lui dis que c'est grâce à toi que j'ai pu en arriver là, tout simplement parce qu'elle croyait et elle m'a fait croire en moi.

A la fin, je remercie toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.

RESUMES

COMPORTEMENT DIFFERE DES VARIETES DE BETONS « MISE EN PLACE D'UN BATI DE FLUAGE »

Résumé :

Il existe à l'heure actuelle, un manque de données expérimentales, pour traduire par modèle, le comportement différé du béton. Pour obtenir ces données, il convient d'effectuer un grand nombre d'essais.

Depuis sa découverte en 1911, le fluage du béton a été principalement étudié sous sollicitation de compression. Les essais en traction ou flexion sont rares.

Le travail que nous présentons commence par la mise en place d'un dispositif d'essai de fluage en flexion quatre points. En tout, 15 bâtis ont été réalisés offrant une fiabilité, répétabilité et reproductibilité des essais.

Grâce à ce dispositif, nous avons effectué une grande étude expérimentale sur le fluage de plusieurs variétés de bétons. En tout, dix compositions différentes ont été étudiées en se basant sur l'analyse des flèches mesurées sur poutrelles, afin de montrer l'influence de différents paramètres tels que : le type de granulats, le volume de la pâte, la teneur en fines et les fibres métalliques,.

Une caractérisation préliminaire du comportement mécanique sous chargement monotone de ces variétés de bétons a été réalisée pour la détermination :

- *de la charge et la flèche de rupture,*
- *de la charge et la flèche de première fissuration,*
- *et du module d'élasticité.*

Le comportement en fonction du temps est étudié expérimentalement sous différentes charges de flexion. Les essais ont été systématiquement effectués à l'âge de 7 jours à 20 ± 2 °C avec $HR = 55 \pm 5$ %. La durée de chargement est supérieure à 80 jours pour la plupart des essais.

Notons que dans cette étude, il n'y a pas de séparation entre le fluage propre et le fluage de dessiccation.

Des résultats importants se dégagent :

- *Les mélanges à base de granulats roulés fluent plus que ceux à base de granulats concassés.*
- *Le fluage des bétons autoplaçants est supérieur à celui des bétons ordinaires de mêmes résistances.*
- *Le renforcement par fibres métalliques d'une composition de béton autoplaçant avec une proportion volumique de 0,5 % du volume total augmente le fluage.*
- *Les charges et flèches de première fissuration constituent les meilleures références pour les essais de fluage.*

Mots clés :

Fluage, paramètres, fissuration, module d'élasticité, bétons autoplaçants, fibres métalliques.

DIFFERED BEHAVIOUR OF CONCRETES VARIETIES « INSTALLATION OF CREEP'S FRAME »

Abstract :

There exists at the present time, a lack of experimental data, to translate by model, the differed behaviour of concrete. To get these data, we must do a big number of tests.

Since its discovery in 1911, the creep of concrete was mainly studied under compressive load. The tensile or bending tests is rare.

Work that we present begins with the installation of a testing apparatus of creep in four points bending. In all, 15 frames were carried out offering a reliability, repeatability and reproducibility of the tests.

With this apparatus, we carried out a great experimental study on the creep of several varieties of concretes. In all, ten different compositions were studied while being based on the analysis of the measured deflections for beams, in order to show the influence of various parameters such as: the type of granulates, the volume of the paste, content of fines and metal fibres.

A preliminary characterization of the mechanical behaviour under monotonous loading of these varieties of concretes was realized for the determination of :

- *failure load and deflection,*
- *first cracking load and deflection,*
- *and Elastic modulus.*

The behaviour according to time is studied experimentally under different bending loads. The tests were systematically carried out at the age of 7 days under 20 ± 2 °C with $RH = 55 \pm 5\%$. The duration of loading is higher than 80 days for most tests.

We note that in this study, there is no separation between the basic creep and the drying creep.

Important results emerge:

- *Mixtures containing rolled granulates creeping more than those containing crushed granulates,*
- *The creep of the self compacting concretes is higher than that of ordinary concretes with the same resistances,*
- *The reinforcement by metal fibres of self compacting concrete with a 0,5% of total volume increases creep,*
- *The loads and deflections of the first cracking constitute the best references for the creep tests.*

Key words:

Creep, parameters, cracking, elastic modulus, self-compacting concrete, metal fibres.

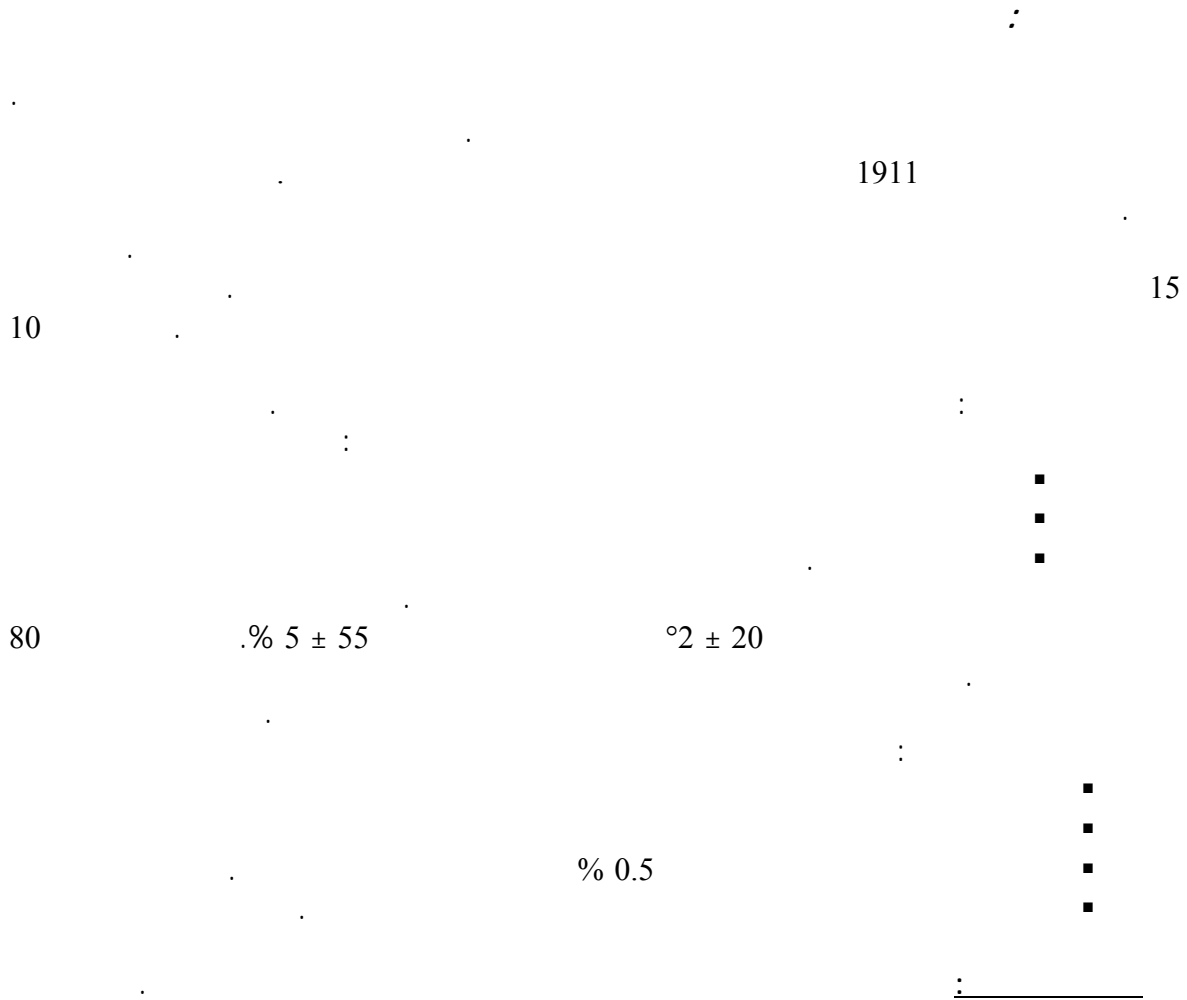


TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| CHAPITRE 1. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE DES BETONS..... | 6 |
| 1.1. Introduction..... | 7 |
| 1.2. Présentation du matériau béton..... | 7 |
| 1.2.1. Découverte et évolution du béton..... | 7 |
| 1.2.2. Constituants du béton..... | 8 |
| 1.2.2.1. <i>Le ciment</i> | 8 |
| 1.2.2.2. <i>Les granulats</i> | 8 |
| 1.2.2.3. <i>Les fillers</i> | 9 |
| 1.2.2.4. <i>Les ultra fines</i> | 9 |
| 1.2.2.5. <i>L'eau</i> | 9 |
| 1.2.2.6. <i>Les adjuvants</i> | 9 |
| 1.2.3. Evolution de la pâte de ciment dans le béton..... | 9 |
| 1.2.4. Origines de la résistance et de la microfissuration du béton..... | 10 |
| 1.2.5. Réponse du béton à des actions mécaniques de courte durée d'application..... | 13 |
| 1.2.5.1. <i>A l'échelle macroscopique</i> | 13 |
| 1.2.5.2. <i>A l'échelle microstructurale</i> | 14 |
| 1.2.6. Comportement différé du béton..... | 15 |
| 1.2.6.1. <i>Le retrait</i> | 15 |
| 1.2.6.2. <i>Le fluage</i> | 18 |
| 1.2.6.3. <i>Relaxation du béton</i> | 18 |
| 1.2.7. Différents types de déformations du béton..... | 19 |
| 1.2.7.1. <i>Déformations totales instantanées</i> | 19 |
| 1.2.7.2. <i>Déformations totales différées</i> | 20 |
| 1.2.7.3. <i>Cumul des déformations</i> | 21 |
| 1.2.7.4. <i>Retour de fluage (recouvrance)</i> | 22 |
| 1.3. Le fluage du béton..... | 24 |
| 1.3.1. Généralités..... | 24 |
| 1.3.1.1. <i>Définition</i> | 24 |
| 1.3.1.2. <i>Découverte du phénomène</i> | 25 |
| 1.3.1.3. <i>Pourquoi l'étudie-t-on ?</i> | 27 |
| 1.3.2. Etude des paramètres ayant une influence sur le fluage..... | 28 |
| 1.3.2.1. <i>Paramètres ayant un rapport avec les caractéristiques mécaniques du béton</i> | 29 |
| 1.3.2.2. <i>Paramètres résultants de la conservation du béton</i> | 35 |
| 1.3.2.3. <i>Paramètres de définition du produit fini (Dimension du spécimen)</i> | 38 |
| 1.3.2.4. <i>Paramètres en relation avec le mode d'application de la charge</i> | 38 |
| 1.3.3. Les sources et mécanismes micro structurels du fluage..... | 46 |
| 1.3.3.1. <i>Introduction</i> | 46 |
| 1.3.3.2. <i>Le fluage propre</i> | 46 |
| 1.3.3.3. <i>Le fluage de dessiccation</i> | 49 |

| | |
|--|-----------|
| 1.3.4. Calcul des déformations du fluage..... | 51 |
| 1.3.4.1. Introduction..... | 51 |
| 1.3.4.2. Coefficient de fluage $\phi(t, \tau)$ | 51 |
| 1.3.4.3. Fluage spécifique $c(t, \tau)$ | 52 |
| 1.3.4.4. La fonction fluage..... | 53 |
| 1.3.4.5. Hypothèse de linéarité..... | 54 |
| 1.3.4.6. Explication de quelques formes analytiques du fluage en fonction du temps..... | 55 |
| 1.3.5. Modèles pour la prédiction du fluage et du retrait..... | 57 |
| 1.3.5.1. Modèle de fluage du CEB-FIP..... | 58 |
| 1.3.5.2. Le modèle de fluage EUROCODE 2..... | 59 |
| 1.3.5.3. Le modèle de fluage BPEL 91..... | 59 |
| 1.3.5.4. Le modèle de fluage ACI 209..... | 61 |
| 1.3.5.5. Modèle de BAŽANT-PANULA..... | 61 |
| 1.4. Conclusion..... | 62 |
| | |
| CHAPITRE 2. PRESENTATION DU DISPOSITIF D’ESSAI | |
| « BATI DE FLUAGE EN FLEXION PURE »..... | 64 |
| | |
| 2.1. Introduction..... | 65 |
| 2.2. Démarche adoptée..... | 66 |
| 2.3. Conception du dispositif..... | 67 |
| 2.4. Processus et méthodologie (conduite des essais)..... | 72 |
| 2.5. Étude de la fiabilité, de la répétabilité et de la reproductibilité des mesures..... | 73 |
| 2.5.1. Introduction..... | 73 |
| 2.5.2. Etude de la fiabilité des mesures de la flèche..... | 74 |
| 2.5.3. Vérification de la répétabilité des essais..... | 75 |
| 2.5.4. Etude de la reproductibilité des essais..... | 77 |
| 2.6. Quelques travaux expérimentaux réalisés avec ce nouveau banc d’essai..... | 78 |
| 2.7. Conclusion..... | 81 |
| | |
| CHAPITRE 3. CARACTERISATION DES MATERIAUX DE BASE..... | 82 |
| | |
| 3.1. Introduction..... | 83 |
| 3.2. Choix des mélanges..... | 85 |
| 3.3. Contenu du programme expérimental..... | 86 |
| 3.4. Choix et propriétés des constituants..... | 88 |
| 3.4.1. Le Ciment..... | 88 |

| | |
|--|------------|
| 3.4.2. Les Fillers..... | 89 |
| 3.4.3. Les granulats..... | 90 |
| 3.4.4. Les fibres métalliques..... | 93 |
| 3.4.5. L'adjuvant (Superplastifiant) | 93 |
| 3.4.6. L'eau de gâchage..... | 94 |
| 3.5. Formulation des mélanges..... | 95 |
| 3.5.1. Première et deuxième série (mortiers et bétons)..... | 95 |
| 3.5.1.1. Généralités sur les formulations..... | 95 |
| 3.5.1.2. Détermination des différentes compositions..... | 97 |
| 3.5.2. Troisième série..... | 100 |
| 3.5.2.1. Présentation du BAP..... | 100 |
| 3.5.2.2. Pratique actuelle de la formulation des BAP..... | 101 |
| 3.5.2.3. Composition des bétons utilisés..... | 102 |
| 3.6. Fabrication des mélanges..... | 104 |
| 3.6.1. Malaxage..... | 104 |
| 3.6.2. Contrôle des mélanges frais..... | 104 |
| 3.6.2.1. Affaissement (mortiers et bétons ordinaires) | 104 |
| 3.6.2.2. Etalement (pour les BAP) | 104 |
| 3.6.2.3. Résistance à la ségrégation (pour les BAP) | 105 |
| 3.6.2.4. Essai d'entonnoir pour mesurer le temps d'écoulement du BAP..... | 106 |
| 3.6.2.5. Essai de stabilité au tamis (pour les BAP) | 106 |
| 3.6.2.6. Air occlus..... | 106 |
| 3.6.2.7. Densité..... | 107 |
| 3.6.2.8. Résultats..... | 107 |
| 3.6.3. Fabrication des corps d'épreuves..... | 109 |
| 3.6.3.1. Eprouvettes cylindriques 16 × 32 cm..... | 109 |
| 3.6.3.2. Eprouvettes prismatiques 7 × 7 × 28 cm..... | 109 |
| 3.6.3.3. Poutrelles 10 × 10 × 120 cm..... | 109 |
| 3.6.4. Conservation..... | 110 |
| 3.6.5. Préparation des éprouvettes (surfaçage) | 110 |
| 3.7. Contrôle des mélanges à l'état durci..... | 110 |
| 3.7.1. Résistance à la compression..... | 110 |
| 3.7.2. Résistance à la traction par flexion..... | 111 |
| 3.7.3. Résultats..... | 112 |
| 3.7.3.1. Résistances à la compression sur cylindres 16 × 32 cm..... | 112 |
| 3.7.3.2. Résistances à la traction/flexion sur prismes 7 × 7 × 28 cm..... | 114 |
| 3.8. Conclusion..... | 115 |
| | |
| CHAPITRE 4. COMPORTEMENT MONOTONE CROISSANT EN FLEXION QUATRE POINTS..... | 116 |
| | |
| 4.1. Introduction..... | 117 |
| | |
| 4.2. Hypothèses relatives au comportement du matériau béton..... | 117 |

| | |
|--|------------|
| 4.3. Caractéristiques des matériaux testés..... | 119 |
| 4.4. Méthodologie d'essais..... | 121 |
| 4.4.1. Essai de flexion quatre points..... | 121 |
| 4.4.1.1. <i>Notions générales sur la flexion quatre points</i> | 121 |
| 4.4.1.2. <i>Expériences en flexion pure</i> | 126 |
| 4.4.2. Paramètres mesurés..... | 127 |
| 4.4.2.1. <i>Charge et flèche de première fissuration</i> | 127 |
| 4.4.2.2. <i>Charge et flèche de rupture</i> | 131 |
| 4.4.2.3. <i>Mesure du module élasticité</i> | 131 |
| 4.5. Résultats des essais statiques en flexion quatre points..... | 131 |
| 4.5.1. Charges et flèches de première fissuration : « Seuil d'élasticité »..... | 131 |
| 4.5.1.1. <i>Les mortiers</i> | 132 |
| 4.5.1.2. <i>Les bétons</i> | 132 |
| 4.5.1.3. <i>Les bétons spéciaux</i> | 132 |
| 4.5.2. Charges de rupture (normes américaines ASTM C78)..... | 132 |
| 4.5.2.1. <i>Les mortiers</i> | 133 |
| 4.5.2.2. <i>Les bétons</i> | 133 |
| 4.5.2.3. <i>Les bétons spéciaux</i> | 134 |
| 4.5.3. Flèches de rupture à 7 jours..... | 135 |
| 4.5.3.1. <i>Les mortiers</i> | 135 |
| 4.5.3.2. <i>Les bétons</i> | 136 |
| 4.5.3.3. <i>Les bétons spéciaux</i> | 136 |
| 4.5.4. Module d'élasticité..... | 136 |
| 4.5.4.1. <i>Les mortiers</i> | 137 |
| 4.5.4.2. <i>Les bétons</i> | 137 |
| 4.5.4.3. <i>Les bétons spéciaux</i> | 138 |
| 4.6. Discussions des résultats de caractérisation des poutrelles des différents mélanges..... | 139 |
| 4.6.1. Influence du type de granulats..... | 139 |
| 4.6.2. Influence des ajouts..... | 140 |
| 4.7. Conclusion..... | 142 |
| | |
| CHAPITRE 5. ETUDE DU COMPORTEMENT DIFFERE DES VARIETES DE BETONS EN FLEXION..... | 143 |
| | |
| 5.1. Introduction..... | 144 |
| | |
| 5.2. Etat des connaissances..... | 145 |
| | |
| 5.3. Caractéristiques des essais de fluage..... | 150 |
| 5.3.1. Chargement appliqué et réponse prévue..... | 150 |
| 5.3.2. Paramètres de l'étude..... | 152 |
| 5.3.2.1. <i>Les variables</i> | 152 |

| | |
|---|------------|
| 5.3.2.2. <i>Les Constantes</i> | 152 |
| 5.3.3. Caractéristiques des matériaux testés..... | 152 |
| 5.3.4. Valeurs des charges à maintenir sur les poutrelles..... | 154 |
| 5.4. Résultats des essais | 155 |
| 5.4.1. Variation du taux de chargement..... | 155 |
| 5.4.1.1. <i>Les mortiers</i> | 156 |
| 5.4.1.2. <i>Les bétons</i> | 162 |
| 5.4.1.3. <i>Les bétons spéciaux</i> | 167 |
| 5.4.2. Variation du type de granulats..... | 176 |
| 5.4.2.1. <i>Flèches instantanées</i> | 176 |
| 5.4.2.2. <i>Flèches totales</i> | 177 |
| 5.4.2.3. <i>Flèches de fluage</i> | 180 |
| 5.4.3. Influence du rapport F/L..... | 183 |
| 5.4.3.1. <i>Flèches instantanées</i> | 183 |
| 5.4.3.2. <i>Flèches totales</i> | 184 |
| 5.4.3.3. <i>Flèches de fluage</i> | 186 |
| 5.4.4. Comparaison entre béton autoplaçant et béton ordinaire à égales résistances..... | 187 |
| 5.4.4.1. <i>Flèches instantanées</i> | 188 |
| 5.4.4.2. <i>Flèches totales</i> | 189 |
| 5.4.4.3. <i>Flèches de fluage</i> | 191 |
| 5.4.5. Influence de l'introduction des fibres métalliques dans le BAP..... | 192 |
| 5.4.5.1. <i>Flèches instantanées</i> | 193 |
| 5.4.5.2. <i>Flèches totales</i> | 193 |
| 5.4.5.3. <i>Flèches de fluage</i> | 196 |
| 5.4.6. Comparaison entre flèches sous charges maintenues et flèches statiques..... | 197 |
| 5.4.6.1. <i>Flèches instantanées</i> | 197 |
| 5.4.6.2. <i>Flèches totales à 90 jours</i> | 200 |
| 5.4.6.3. <i>Flèches de fluage à 90 jours</i> | 202 |
| 5.4.7. Estimation du coefficient de fluage à 90 jours des variétés de bétons..... | 204 |
| 5.4.8. Etude du niveau de recouvrance (retour de fluage)..... | 205 |
| 5.4.8.1. <i>Recouvrance instantanée à 90 jours</i> | 205 |
| 5.4.8.2. <i>Recouvrance différée</i> | 207 |
| 5.5. Conclusion | 209 |
| | |
| CONCLUSION GENERALE | 212 |
| | |
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES | 217 |

**LISTE DES
LISTE DES
TABLEAUX**

LISTE DES TABLEAUX

| CHAPITRE 1 | |
|---|------------|
| Tableau 1.1. Classement des déformations du béton | 19 |
| Tableau 1.2. Influence des ajouts du béton sur le fluage et le retrait | 34 |
| Tableau 1.3. Influence des conditions de conservation sur le fluage | 36 |
| Tableau 1.4. Exemples d'expressions du coefficient de fluage selon différents auteurs | 52 |
| CHAPITRE 2 | |
| Tableau 2.1. Composition et caractéristiques du mortier utilisé | 73 |
| Tableau 2.2. Utilité des différentes gâchées effectuées | 73 |
| Tableau 2.3. Résultats de l'étude de la répétabilité des essais. | 76 |
| CHAPITRE 3 | |
| Tableau 3.1. Différentes compositions utilisées | 85 |
| Tableau 3.2. Identification et caractérisation des granulats utilisés | 86 |
| Tableau 3.3. Caractérisation des mélanges à l'état frais | 86 |
| Tableau 3.4. Caractérisation classique des mélanges à l'état durci | 86 |
| Tableau 3.5. Essais statiques : Caractérisation des poutrelles (10 × 10 × 120 cm) sous sollicitation de flexion quatre points | 87 |
| Tableau 3.6. Essais sous charge maintenue pour tous les mélanges | 87 |
| Tableau 3.7. Composition chimique du clinker | 88 |
| Tableau 3.8. Composition minéralogique du clinker | 89 |
| Tableau 3.9. Propriétés physiques du ciment | 89 |
| Tableau 3.10. Résistances mécaniques du ciment (bars) | 89 |
| Tableau 3.11. Composition chimique du fillers calcaire | 89 |
| Tableau 3.12. Caractéristiques physiques des fillers | 89 |
| Tableau 3.13. Caractéristiques géométriques des granulats utilisés | 90 |
| Tableau 3.14. Caractéristiques physiques des granulats utilisés | 92 |
| Tableau 3.15. Caractéristiques mécaniques des granulats utilisés | 92 |
| Tableau 3.16. Caractéristiques chimiques des granulats utilisés | 92 |
| Tableau 3.17. Caractéristiques des fibres métalliques. | 93 |
| Tableau 3.18. Concentration en matières et sel dissout dans l'eau | 95 |
| Tableau 3.19. La composition d'un mètre cube des mortiers | 99 |
| Tableau 3.20. La composition d'un mètre cube des bétons | 100 |
| Tableau 3.21. La composition d'un mètre cube des bétons spéciaux | 104 |
| Tableau 3.22. Résultats des mesures effectuées sur la première série de mélanges (mortiers) | 107 |
| Tableau 3.23. Résultats des mesures effectuées sur la deuxième série de mélanges (bétons) | 107 |
| Tableau 3.24. Résultats des mesures effectuées sur la troisième série de mélanges | 108 |
| Tableau 3.25. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la première série de mélanges | 113 |
| Tableau 3.26. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la deuxième série de mélanges | 113 |
| Tableau 3.27. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la | 113 |

| | |
|--|------------|
| troisième série de mélanges | |
| Tableau 3.28. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la première série de mélanges | 114 |
| Tableau 3.29. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la deuxième série de mélanges | 114 |
| Tableau 3.30. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la troisième série de mélanges | 114 |
| CHAPITRE 4 | |
| Tableau 4.1. Caractéristiques des différents mélanges | 120 |
| Tableau 4.2. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en mortiers) | 132 |
| Tableau 4.3. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en bétons) | 132 |
| Tableau 4.4. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en bétons spéciaux) | 132 |
| Tableau 4.5. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en mortiers | 133 |
| Tableau 4.6. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en bétons | 134 |
| Tableau 4.7. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en bétons spéciaux | 134 |
| Tableau 4.8. Flèches de rupture à 7 jours des éprouvettes en mortiers | 136 |
| Tableau 4.9. Flèches de rupture à 7 jours des éprouvettes en bétons | 136 |
| Tableau 4.10. Flèches de rupture des éprouvettes en bétons spéciaux | 136 |
| Tableau 4.11. Module d'élasticité pour les éprouvettes en mortiers | 137 |
| Tableau 4.12. Module d'élasticité pour les poutrelles en bétons | 138 |
| Tableau 4.13. Module d'élasticité pour les poutrelles en bétons spéciaux | 138 |
| Tableau 4.14. Propriétés importantes de tous les mélanges | 141 |
| CHAPITRE 5 | |
| Tableau 5.1. Propriétés importantes de tous les mélanges | 153 |
| Tableau 5.2. Valeurs et taux des charges à maintenir sur les poutrelles | 154 |
| Tableau 5.3. Rapports des flèches instantanées et des flèches statiques pour les deux taux de chargement | 199 |

LISTE DES FIGURES
ET DES PLANS

LISTE DES FIGURES ET DES PLANS

| CHAPITRE 1 | |
|---|-----------|
| Figure 1.1. Etat des grains de ciment à différents degrés d'hydratation (les distances relatives sont respectées) [Acker, 1988] | 10 |
| Figures 1.2. Structures microscopiques des particules de ciment hydratées : (a) Aiguilles d'ettringite à l'interface pâte de ciment — granulat — (b) Hydroxyde de calcium hexagonale (Portlandite) [Bertholet, 2003] | 11 |
| Figure 1.3. Modèle de FELDMAN et SEREDA, complété par SIERRA [Neville, 2000] | 12 |
| Figure 1.4. Modèle simplifié de FELDMAN pour les mouvements d'eau [Huet, 1982] | 12 |
| Figure 1.5. Comportement du béton à l'échelle macroscopique sous l'effet d'une compression uniaxiale | 13 |
| Figure 1.6. Comportement du béton à l'échelle macroscopique sous l'effet d'une traction uniaxiale | 14 |
| Figure 1.7. (a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé : Illustration de la cinétique de retrait (shrinkage) et, du gonflement par variation hydrique [Neville & al, 1983] – (b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait [Bertholet, 2003] | 15 |
| Figure 1.8. Localisation de fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette de béton de moyenne résistance après 60 jours de séchage [Bertholet, 2003] | 17 |
| Figure 1.9. Schématisation de l'expérience de relaxation [Pons, 2003] | 18 |
| Figure 1.10. Evolution de la déformation latérale pendant le test de relaxation [Bérès, 1969] | 19 |
| Figure 1.11. Comparaison entre les déformations différées réversible et irréversible [Smerda, 1988] | 21 |
| Figure 1.12. Schématisation du cumul des déformations dans le béton [Smerda, 1988] | 21 |
| Figure 1.13. Schématisation du retour de fluage [Bažant, 1998] | 22 |
| Figure 1.14. Comparaison entre fluage et retour de fluage [Dreux & Gorisse, 1979] | 23 |
| Figure 1.15. Déformations différées : (a) recouvrance partielle – (b) recouvrance totale [Yue & Taerwe, 1993] | 24 |
| Figure 1.16. Essai de compression sur une éprouvette cylindrique en béton | 24 |
| Figure 1.17. Schématisation de l'expérience de fluage [Pons, 2003] | 25 |
| Figure 1.18. Evolution dans le temps du nombre d'articles sur le fluage [Coquillat, 1988] | 26 |
| Figure 1.19. Illustration de la fissuration par déformation structurellement empêchée | 27 |
| Figure 1.20. Influence du dosage en ciment sur la déformation du béton | 29 |
| Figure 1.21. Influence du rapport (E/C) sur le fluage spécifique du béton | 30 |
| Figure 1.22. Dépendance du fluage spécifique $C(t, t')$ en traction du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 ; série 4 : E/C=0.40) [Ward & Cook, 1969] | 30 |
| Figure 1.23. Fluages de bétons confectionnés avec différents types de ciment Eprouvettes de béton chargées à 90 jours au tiers de leurs résistances. Rapport eau/ciment et granulats/ciment constants (respectivement 0,55 et 5,40) [NEVILLE, 2000] | 31 |
| Figure 1.24. Evolution du fluage dans le temps pour plusieurs types de granulats | 33 |
| Figure 1.25. Relation entre le fluage c et le dosage en granulats g | 33 |

| | |
|---|----|
| Figure 1.26. Relation entre le fluage et le module d'élasticité des granulats [Neville, 1981] | 34 |
| Figure 1.27. Influence de l'humidité relative sur le fluage du béton | 35 |
| Figure 1.28. Evolution du fluage suivant différents modes de conservation avant et en cours du chargement | 35 |
| Figure 1.29. Etude de l'augmentation de la complaisance $J(t, t')$ par élévation de température par Bazant & Panula en 1978 [Bertholet, 2003] | 37 |
| Figure 1.30. Influence de la dimension des éprouvettes sur le fluage du béton | 38 |
| Figure 1.31. (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton – (b) Déformation d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à rapport équivalent de contrainte [Smadi & al, 1987] | 38 |
| Figure 1.32. Relation entre le rapport σ/f_c et la déformation de fluage | 39 |
| Figure 1.33. Influence de l'âge du béton à la mise en charge sur le fluage | 39 |
| Figure 1.34. Variation de la déformation différée totale avec l'augmentation de l'âge de trois bétons différents à la mise en charge | 40 |
| Figure 1.35. Influence de l'augmentation de l'âge du béton sur le fluage avec différents modes de conservation | 40 |
| Figure 1.36. (a) Evolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction, (b) Evolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction [Lukas & al, 1996] | 41 |
| Figure 1.37. (a) Test mécanique de fluage – (b) Déformation de fluage primaire à secondaire [Ngab & al, 1981] | 42 |
| Figure 1.38. (a) Evolution de déformation de fluage complète [Neville & al. 1983] – (b) Variation de coefficient de fluage $\phi(t', t)$ en fonction de niveau de contrainte [Bérés, 1969] | 43 |
| Figure 1.39. Fluage spécifique $C(t, t')$ en traction et compression [Neville & al, 1983] | 44 |
| Figure 1.40. Déformation de traction et compression à différents âges [Neville & al, 1983] | 44 |
| Figure 1.41. Déformation transversale en compression simple [L'Hermite, 1978] | 45 |
| Figure 1.42. Mécanisme de fluage propre proposés par Ulm et al, 1999: (a) à court terme, (b) à long terme [Benboudjema, 2002] | 48 |
| Figure 1.43. Fonction $g_1(t - \tau)$ | 53 |
| Figure 1.44. Fonction $f_1(\tau)$ | 54 |
| Figure 1.45. Détermination du fluage final d'après ROSS pour des éprouvettes mises en charge à 7 jours et conservées à 50% H.R [Kedjour, 1993] | 56 |
| Figure 1.46. Détermination du fluage final d'après ROSS des éprouvettes mises en charges à 7 jours [Kedjour, 1993] | 56 |
| Figure 1.47. Détermination des facteurs de la fonction du fluage d'après Lorman | 57 |
| CHAPITRE 2 | |
| Figure 2.1. Schéma de principe | 66 |
| Figure 2.2. Dispositif d'essai (Bâti de fluage) [Chabane et Houari, 2007] | 67 |
| Plan I. Système de mise en charge | 68 |
| Plan II. Détails du système de mise en charge | 69 |
| Plan III. Détails de la barre de répartition de la charge | 70 |
| Plan IV. Systèmes d'appuis et de mesure | 71 |
| Figure 2.3. Instruments de mesure des déformations | 74 |

| | |
|---|-----|
| Figure 2.4. Étude de l'influence de la méthode de mesure de la flèche [Chabane et Houari, 2007] | 75 |
| Figure 2.5. Relation charges-flèches instantanées lors de l'étude de la répétabilité des essais | 76 |
| Figure 2.6. Courbes représentant les moyennes des mesures de flèches effectuées lors de l'étude de la reproductibilité des mesures | 77 |
| Figure 2.7. Influence du taux de chargement sur le fluage d'une éprouvette en mortier à base d'un sable de carrière [Chabane et Houari, 2008] | 78 |
| Figure 2.8. Influence du taux de chargement sur le fluage d'une éprouvette en béton à base de granulats roulés [Chabane et Houari, 2008] | 78 |
| Figure 2.9. Fluage propre des BSF (Bétons sans fibres métalliques) [Bentalha, 2007] | 79 |
| Figure 2.10. Influence du type de granulats sur le fluage des bétons pour un taux de chargement de 55 % de leurs charges de rupture et une charge constante de 0,5 KN [Chabane et Houari, 2008] | 79 |
| Figure 2.11. Évolution du chargement par palier ascendant [Chabane et Houari, 2007] | 80 |
| Figure 2.12. Etude du retour de fluage sur poutrelles en mortier [Chabane et Houari, 2007] | 80 |
| CHAPITRE 3 | |
| Figure 3.1. Organigramme des expériences réalisées. Principales étapes de l'étude expérimentale | 84 |
| Figure 3.2. Courbes granulométriques des granulats concassés | 91 |
| Figure 3.3. Courbes granulométriques des granulats roulés | 91 |
| Figure 3.4. Fibres métalliques industrielles pour bétons | 93 |
| Figure 3.5. Détermination de la composition granulaire du Béton BC | 98 |
| Figure 3.6. Détermination de la composition granulaire du Béton BR | 98 |
| Figure 3.7. Détermination de la composition granulaire du Béton BCR | 99 |
| Figure 3.8. Composition d'un béton ordinaire (BO) et d'un BAP. Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP. | 101 |
| Figure 3.9. Détermination de la composition granulaire du Béton BOR | 102 |
| Figure 3.10. Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité | 103 |
| Figure 3.11. Détermination de l'étalement (Slump Flow) | 105 |
| Figure 3.12. Représentation schématique de l'essai d'étalement | 105 |
| Figure 3.13. Essai de boîte en L (L-Box) | 105 |
| Figure 3.14. Essai d'entonnoir | 106 |
| Figure 3.15. Essai de stabilité au tamis | 106 |
| Figure 3.16. Dispositif d'essai de flexion quatre points | 109 |
| Figure 3.17. Machine utilisée dans les essais de compression sur éprouvettes cylindriques 16×32 cm | 111 |
| Figure 3.18. Croquis décrivant l'appareil destiné à l'essai de traction par flexion | 111 |
| Figure 3.19. Diagramme réel de contraintes dans un essai de traction par flexion sur prisme 7 × 7 × 28 cm | 112 |
| CHAPITRE 4 | |
| Figure 4.1. Chargement des poutrelles | 123 |
| Figure 4.2. Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant | 123 |
| Figure 4.3. Tronçon de poutrelle fléchi montrant la rotation des sections droites | 123 |

| | |
|---|-----|
| Figure 4.4. Diagramme des déformations | 124 |
| Figure 4.5. Diagramme des contraintes | 124 |
| Figure 4.6. Section droite de la poutrelle | 124 |
| Figure 4.7. Diagramme du moment fléchissant (méthode de VERITCHAGUINE) | 125 |
| Figure 4.8. Montage pour essai en flexion pure. | 126 |
| Figure 4.9. Poutrelles utilisées pour l'étude du comportement des mélanges en flexion | 127 |
| Figure 4.10. Mesures de la charge et de la flèche de première fissuration. | 129 |
| Figure 4.11. Représentation schématique du principe de mesure de la charge et de la flèche de première fissuration | 130 |
| Figure 4.12. Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en mortiers à 7 jours | 133 |
| Figure 4.13 Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en bétons à 7 jours | 134 |
| Figure 4.14. Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en bétons spéciaux à 7 jours | 135 |
| Figure 4.15. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en mortiers | 137 |
| Figure 4.16. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en bétons | 138 |
| Figure 4.17. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en bétons spéciaux | 139 |
| CHAPITRE 5 | |
| Figure 5.1. Type de chargement de fluage | 150 |
| Figure 5.2. Chargement à 25 % de la charge de rupture à 7 jours et déchargement à 90 jours | 151 |
| Figure 5.3. Chargement à 45 % de la charge de rupture à 7 jours et déchargement à 90 jours | 151 |
| Figure 5.4. Réponse en flèche à mi-portée | 151 |
| Figure 5.5. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MC | 156 |
| Figure 5.6. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MR | 157 |
| Figure 5.7. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MCR | 157 |
| Figure 5.8. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MC | 158 |
| Figure 5.9. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MR | 159 |
| Figure 5.10. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MCR | 159 |
| Figure 5.11. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MC | 160 |
| Figure 5.12. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MR | 161 |
| Figure 5.13. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MCR | 161 |
| Figure 5.14. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BC | 162 |
| Figure 5.15. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BR | 162 |
| Figure 5.16. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BCR | 163 |
| Figure 5.17. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BC | 164 |
| Figure 5.18. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BR | 164 |
| Figure 5.19. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BCR | 165 |

| | |
|--|-----|
| Figure 5.20. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BC | 166 |
| Figure 5.21. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BR | 166 |
| Figure 5.22. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BCR | 167 |
| Figure 5.23. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAP | 167 |
| Figure 5.24. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAP+ | 168 |
| Figure 5.25. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAP+ | 168 |
| Figure 5.26. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BOR | 169 |
| Figure 5.27. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAP | 169 |
| Figure 5.28. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAP+ | 170 |
| Figure 5.29. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAPRFM | 171 |
| Figure 5.30. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BOR | 172 |
| Figure 5.31. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAP | 173 |
| Figure 5.32. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAP+ | 174 |
| Figure 5.33. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAPRFM | 174 |
| Figure 5.34. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BOR | 175 |
| Figure 5.35. Influence du type des granulats sur les flèches instantanées | 177 |
| Figure 5.36. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 0% | 178 |
| Figure 5.37. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 25% | 179 |
| Figure 5.38. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 45% | 180 |
| Figure 5.39. Influence du type des granulats sur les flèches de fluage pour un taux de chargement de 25% | 181 |
| Figure 5.40. Influence du type des granulats sur les flèches de fluage pour un taux de chargement de 45% | 181 |
| Figure 5.41. Influence du rapport F/L sur les flèches instantanées des bétons autoplaçants | 183 |
| Figure 5.42. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 0 % | 184 |
| Figure 5.43. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 25 % | 185 |
| Figure 5.44. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 45 % | 185 |
| Figure 5.45. Influence du rapport F/L sur le fluage des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 25 % | 186 |
| Figure 5.46. Influence du rapport F/L sur le fluage des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 45 % | 187 |
| Figure 5.47. Comparaison entre les flèches instantanées du BAP et du BOR | 188 |
| Figure 5.48. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 0 % | 189 |
| Figure 5.49. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 25% | 190 |
| Figure 5.50. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 45% | 190 |

| | |
|--|-----|
| Figure 5.51. Comparaison entre le fluage du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 25% | 191 |
| Figure 5.52. Comparaison entre le fluage du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 45% | 191 |
| Figure 5.53. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches instantanées du BAP | 193 |
| Figure 5.54. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 0% | 194 |
| Figure 5.55. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 25% | 195 |
| Figure 5.56. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 45% | 195 |
| Figure 5.57. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur le fluage du BAP pour un taux de chargement de 25% | 196 |
| Figure 5.58. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur le fluage du BAP pour un taux de chargement de 45% | 196 |
| Figure 5.59. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des mortiers | 198 |
| Figure 5.60. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des bétons | 198 |
| Figure 5.61. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des bétons spéciaux | 199 |
| Figure 5.62. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des mortiers | 200 |
| Figure 5.63. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des bétons | 201 |
| Figure 5.64. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des bétons spéciaux | 201 |
| Figure 5.65. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des mortiers | 202 |
| Figure 5.66. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des bétons | 203 |
| Figure 5.67. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des bétons spéciaux | 203 |
| Figure 5.68. Coefficients de fluage à 90 jours de tous les mélanges pour un taux de chargement de 25% | 204 |
| Figure 5.69. Coefficients de fluage à 90 jours de tous les mélanges pour un taux de chargement de 45% | 205 |
| Figure 5.70. Etude du niveau de recouvrance de tous les mélanges pour un taux de chargement de 25% | 206 |
| Figure 5.71. Etude du niveau de recouvrance de tous les mélanges pour un taux de chargement de 45% | 206 |
| Figure 5.72. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAP à l'âge de 240 jours | 207 |
| Figure 5.73. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAP+ à l'âge de 240 jours | 207 |
| Figure 5.74. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAPRFM à l'âge de 240 jours | 208 |
| Figure 5.75. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BOR à l'âge de 240 jours | 208 |

SYMBOLES ET ABREVIATIONS

CHAPITRE 1

Dans ce chapitre, consacré à la revue bibliographique, les notations sont propres aux auteurs cités. Les plus utilisées dans les autres chapitres ont été conservées.

CHAPITRE 2

| <i>Symb.</i> | <i>Désignation</i> | <i>Unité</i> |
|------------------|---|--------------|
| δ | Flèche à mi-portée | μm |
| ρ | Rayon de courbure de la poutrelle | m |
| ϵ_{inf} | Déformation inférieure dans la partie centrale | |
| ϵ_{sup} | Déformation supérieure dans la partie centrale | |
| a | Distance entre l'appui et le point d'application de la charge | cm |
| b | Distance entre les deux points d'application des charges | cm |
| BSF | Bétons sans fibres métalliques | |
| c | Distance entre l'appui et l'extrémité libre de la poutrelle | cm |
| C | Dosage en ciment | kg/m^3 |
| E | Dosage en eau | kg/m^3 |
| F | Charge appliquée | KN |
| G1,G2,G3 | Gâchées d'essais | |
| h | Hauteur de la poutrelle | cm |
| l | Distance entre appuis | cm |
| M | Moment fléchissant maximal | $KN.m$ |
| MC | Mortier à base de granulats concassés | |
| P | Moitié de la charge appliquée : F/2 | KN |

CHAPITRE 3

| <i>Symb.</i> | <i>Désignation</i> | <i>Unités</i> |
|---------------|--|---------------|
| A | Affaissement au cône | cm |
| BAP | Béton autoplaçant dosé à $400 kg/m^3$, rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BAP+ | Béton autoplaçant dosé à $500 kg/m^3$, rapport Fillers/Liant = 0.17 | |
| BAPRFM | Béton autoplaçant dosé à $400 Kg/m^3$ et renforcé de fibres métalliques (0.5% du volume total), rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BC | Béton à base de granulats Concassés. | |
| BCR | Béton à base de gravier Concassés et sable de mer. | |
| BOR | Béton ordinaire de référence de même résistance que le BAP | |
| BR | Béton à base de granulats Roulés (gravier roulé et sable de mer). | |
| C | Dosage en ciment | kg/m^3 |
| D | Dimension maximale des granulats | mm |
| d | Diamètre de la galette du BAP | cm |
| d_0 | Base du cône d'Abrams | cm |
| E | Dosage en eau | kg/m^3 |
| E_7 | Module d'élasticité des poutrelles à 7 jours | MPa |
| F | Dosage en fillers | kg/m^3 |
| f_{c28} | Résistance caractéristique à la compression à 28 jours | MPa |
| FD | Coefficient de Fragmentation dynamique | |
| F_{f7} | Charge de première fissuration des poutrelles à 7 jours | KN |
| f_{f7} | Flèche de première fissuration des poutrelles à 7 jours | μm |

| | | |
|----------|--|-------------|
| f_m | Résistance moyenne à la compression | MPa |
| F_{R7} | Charge de rupture des poutrelles à 7 jours | KN |
| f_{R7} | Flèche de rupture des poutrelles à 7 jours | μm |
| G | Dosage du gravier | kg/m^3 |
| $G1$ | Gravillon 3/8 | |
| $G2$ | Gravier 8/15 | |
| $G3$ | Gravier 15/25 | |
| HR | Humidité relative | % |
| LA | Coefficient de Los Angeles | |
| MC | Mortier à base de sable de carrière. | |
| MCR | Mortier à base de sable de carrière et sable de mer. | |
| MD | Coefficient de Micro-Deval | |
| M_f | Module de finesse | |
| MR | Mortier à base de sable de mer. | |
| RC | Résistance à la compression | MPa |
| R_t | Résistance à la traction par flexion | MPa |
| S | Dosage en sable | kg/m^3 |
| SP | Dosage en superplastifiant | kg/m^3 |
| T | Température | $^{\circ}C$ |

CHAPITRE 4

| <i>Symb.</i> | <i>Désignation</i> | <i>Unités</i> |
|---------------|--|---------------|
| Δ | Variation de la longueur au niveau d'une fibre de la poutrelle | μm |
| σ | Contrainte normale de flexion dans les fibres extrêmes | MPa |
| ρ | Rayon de courbure de la poutrelle | m |
| a | Distance entre l'appui et le point d'application de la charge | cm |
| b | Distance entre les deux points d'application des charges | cm |
| BAP | Béton autoplaçant dosé à 400 kg/m^3 , rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BAP+ | Béton autoplaçant dosé à 500 kg/m^3 , rapport Fillers/Liant = 0.17 | |
| BAPRFM | Béton autoplaçant dosé à 400 kg/m^3 et renforcé de fibres métalliques (0.5% du volume total), rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BC | Béton à base de granulats Concassés. | |
| BCR | Béton à base de gravier Concassés et sable de mer. | |
| BOR | Béton ordinaire de référence de même résistance que le BAP | |
| BR | Béton à base de granulats Roulés (gravier roulé et sable de mer). | |
| c | Distance entre l'appui et l'extrémité libre de la poutrelle | cm |
| E | Dosage en eau | kg/m^3 |
| E_7 | Module d'élasticité des poutrelles à 7 jours | MPa |
| F | Dosage en fillers | kg/m^3 |
| F_{f7} | Charge de première fissuration des poutrelles à 7 jours | KN |
| f_{f7} | Flèche de première fissuration des poutrelles à 7 jours | μm |
| F_{R7} | Charge de rupture des poutrelles à 7 jours | KN |
| f_{R7} | Flèche de rupture des poutrelles à 7 jours | μm |
| G | Dosage du gravier | kg/m^3 |
| I_z | Moment d'inertie de la section transversale de la poutrelle | cm^4 |
| M | Moment fléchissant maximal | KN.m |
| MC | Mortier à base de sable de carrière. | |
| MCR | Mortier à base de sable de carrière et sable de mer. | |

| | | |
|----------------------------|---|---------------------------------|
| MR | Mortier à base de sable de mer. | |
| RC | Résistance à la compression | MPa |
| Rt | Résistance à la traction par flexion | MPa |
| S | Dosage en sable | kg/m³ |
| CHAPITRE 5 | | |
| Symb. | Désignation | Unités |
| ϕ | Coefficient de fluage à 90 jours | |
| BAP | Béton autoplaçant dosé à 400 kg/m ³ , rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BAP+ | Béton autoplaçant dosé à 500 kg/m ³ , rapport Fillers/Liant = 0.17 | |
| BAPRFM | Béton autoplaçant dosé à 400 Kg/m ³ et renforcé de fibres métalliques (0.5% du volume total), rapport Fillers/Liant = 0.33 | |
| BC | Béton à base de granulats Concassés. | |
| BCR | Béton à base de gravier Concassés et sable de mer. | |
| BOR | Béton ordinaire de référence de même résistance que le BAP | |
| BR | Béton à base de granulats Roulés (gravier roulé et sable de mer). | |
| C | Dosage en ciment | kg/m³ |
| E | Dosage en eau | kg/m³ |
| f | flèche de fluage | μm |
| F | Dosage en fillers | kg/m³ |
| F₂₅ | Intensité de la charge à 25 % de F_{R7} | KN |
| f₂₅₍₉₀₎ | Flèche de fluage mesurée à 90 jours pour un taux de chargement de 25 % | μm |
| F₄₅ | Intensité de la charge à 45 % de F_{R7} | KN |
| f₄₅₍₉₀₎ | Flèche de fluage mesurée à 90 jours pour un taux de chargement de 45 % | μm |
| f₉₀ | flèche de fluage à 90 jours | μm |
| F₇ | Charge de première fissuration des poutrelles à 7 jours | KN |
| f₇ | Flèche de première fissuration des poutrelles à 7 jours | μm |
| f_i | flèche instantanée | μm |
| f_{i25} | flèche instantanée mesurée sous l'effet d'un taux de chargement de 25 % | μm |
| f_{i45} | flèche instantanée mesurée sous l'effet d'un taux de chargement de 45 % | μm |
| F_{R7} | Charge de rupture des poutrelles à 7 jours | KN |
| f_{R7} | Flèche de rupture des poutrelles à 7 jours | μm |
| f_t | flèche totale | μm |
| f_{t25(90)} | Flèche totale mesurée à 90 jours pour un taux de chargement de 25 % | μm |
| f_{t45(90)} | Flèche totale mesurée à 90 jours pour un taux de chargement de 45 % | μm |
| f_{t90} | flèche totale à 90 jours | μm |
| L | Dosage en liant (C+F) | kg/m³ |
| MC | Mortier à base de sable de carrière. | |
| MCR | Mortier à base de sable de carrière et sable de mer. | |
| MR | Mortier à base de sable de mer. | |
| r_i | Recouvrance instantanée | μm |
| r_{i25} | Recouvrance instantanée à 90 jours pour un taux de chargement de 25 % | μm |
| r_{i45} | Recouvrance instantanée à 90 jours pour un taux de chargement de 45 % | μm |
| V_g | Volume des granulats | l |
| V_p | Volume de pâte | l |

**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

Depuis sa découverte, le béton a toujours été un matériau de construction révolutionnaire. Il est actuellement l'un des matériaux de construction les plus utilisés à travers le monde. La simplicité de sa fabrication et de sa mise en place, son faible prix de revient et les performances mécaniques et de durabilité qu'il assure ont légitimé son utilisation pour réaliser des ouvrages les plus divers, notamment des bâtiments, des immeubles d'habitation, des ponts, des routes, des barrages, des centrales thermiques et nucléaires ... etc.

Plusieurs recherches se poursuivent dans le monde, d'une part, pour améliorer ses propriétés à l'état frais et à l'état durci, et d'autre part, pour étudier et prédire ses comportements à court et à long terme.

Ainsi, les études menées sur ses constituants granulaires ont conduit à améliorer ses propriétés existantes. La recherche d'un gain de résistance, en augmentant la compacité, a donné naissance aux bétons à hautes performances (BHP) et à très hautes performances (BTHP). La diminution de la taille du plus gros granulat a abouti à la découverte des bétons de poudre réactive (BPR). Un apport de ductilité et une couture des fissures sont accomplis par la création des bétons de fibres métalliques (BFM). Maintenant, un gain de productivité est visé et c'est les bétons autoplaçants (BAP) qui l'ont assuré. Ces derniers ont initié le concept de bétons mis en place sans vibration. Ils constituent une nouvelle famille mais aussi une nouvelle étape technologique dans le domaine du Génie Civil. Cependant, leur développement peut être freiné par leurs formulations parfois complexes, ou à cause d'un comportement différé encore mal connu.

Donc, le béton se diversifie jour après jour, et pour lui permettre de développer de nouvelles applications, on doit disposer d'une meilleure compréhension de son comportement sous chargement mécanique, tout en tenant compte des différents paramètres de sa composition.

On sait que : la réponse du matériau béton à une sollicitation mécanique n'est pas totalement instantanée, mais comporte toujours une partie différée. Ce caractère différé du comportement du béton, joue un rôle important sur le fonctionnement et la durabilité des ouvrages et constructions, notamment lorsque celles-ci sont hétérogènes.

La prédiction des déformations différées du béton est d'une importance prépondérante dans l'étude de la durabilité et de l'aptitude au fonctionnement à long terme des structures en béton (ponts, enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires ...). En effet, elles peuvent être à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et même, rarement, de la ruine de l'ouvrage.

La déformation différée sous charge est « le fluage » ; découvert en 1911 par *Eugène Freyssinet*, il reste quand même un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé [*Tamtsia et Beaudoin, 2000*], compte tenu de sa dépendance d'un nombre considérable de facteurs. Il occupe toujours les chercheurs et les théoriciens, et il fait de nos jours, l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications. Certains auteurs l'attribuent au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillettes du CSH sous l'effet des contraintes appliquées. D'autres estiment qu'il est dû au mouvement de ces

feuilletés ou lamelles. Une interprétation plus réaliste met en jeu aussi bien, le mouvement des molécules d'eau que, le glissement des particules solides (lamelles ou feuilletés). Ces actions sont simultanées, car le CSH et l'eau forment une structure solidaire.

Ces différentes explications ne sont pas encore confirmées, et il convient toujours d'effectuer plus d'essais pour mieux connaître les sources et les mécanismes de ce phénomène, pour aboutir enfin au développement de modèles, assez performants, assurant ainsi sa prédiction.

Les variétés de bétons qui existent actuellement et leurs différentes propriétés, atteintes grâce à l'ajout d'une panoplie de composants, n'ont fait qu'accentuer les contradictions des résultats de l'étude de leurs fluages, sous l'effet des paramètres de composition. L'étude de l'influence de ces derniers ne doit pas être séparée, mais couplée, car un facteur peut influencer sur un autre.

De la littérature, on peut retirer les paramètres ayant une grande influence sur ce phénomène qui sont :

- le type, la forme, la dimension et la quantité des granulats,
- le volume de la pâte,
- la quantité et le type d'ajouts,
- le rapport E/C,
- l'intensité de la charge maintenue.
- les conditions de conservation et d'essai (hygrométrie et température).

Remarquons au passage que les essais qui ont permis l'étude de cette influence étaient principalement des essais de laboratoires sous sollicitation de compression. Les mesures de déformations différées sous traction et flexion sont rares.

De ces faits, nous nous sommes fixés un objectif principal pour notre travail de recherche qui est : la mise en place d'un dispositif d'essai permettant l'étude du fluage des variétés de bétons sous sollicitation de flexion quatre points. Ce dispositif, doit assurer une fiabilité des mesures de flèche à mi-portée, une répétabilité et une bonne reproductibilité des essais. Il doit aussi permettre d'étudier tout paramètre ayant une influence sur le phénomène en question.

Par la suite, et grâce à ce dispositif, nous avons entamer une grande étude expérimentale sur le fluage de poutrelles de dimensions 10×10×120 cm, confectionnées avec dix mélanges à matrice cimentaire. Les paramètres variables choisis pour cette étude sont principalement : le taux de chargement, le type de granulats et le volume de la pâte liante.

Pour l'étude de l'influence du type de granulats, on a choisi trois mortiers et trois bétons correspondants ayant tous la même maniabilité.

Pour l'étude de l'influence du volume de la pâte et des ajouts tels que : fillers calcaires et fibres métalliques, nous avons trouvé que les bétons autoplaçants sont les plus intéressants, ce qui ne fera que développer leur utilisation dans notre pays. Pour cela, deux bétons autoplaçants, un béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques et un béton ordinaire ont été confectionnés.

Le comportement, sous charge maintenue en fonction du temps de ces dix mélanges, a été étudié expérimentalement sous différents taux de chargement de flexion : 0 % - 25 % et 45 % de la charge de ruine. L'âge des poutrelles lors du chargement est de 7 jours, et celui du déchargement est supérieur ou égale à 90 jours.

L'influence de tous ces paramètres a été étudiée sur les différentes mesures suivantes : flèches instantanées, flèches totales et flèches de fluage. L'étude du niveau de recouvrance a été aussi mise en évidence.

Notons aussi que dans cette étude, il n'y a pas de séparation entre le fluage propre et le fluage de dessiccation. Nous nous limitons au cas d'un environnement constant, en particulier, la température et l'hygrométrie sont fixées et correspondent aux conditions courantes de l'atmosphère du laboratoire.

Pour le besoin de notre étude, et même de manière générale, il est indispensable de caractériser, de la façon la plus exacte possible, tous les matériaux testés. Dans ce but, différentes tâches ont été accomplies :

- Identification et caractérisation des différents constituants rentrant dans la constitution de nos mélanges.
- Caractérisation classique « traditionnelle » de nos dix mélanges à l'état frais et à l'état durci sur éprouvettes normalisées.
- Etude expérimentale du comportement statique sous sollicitations monotones de flexion « quatre points » des même types de poutrelles soumises au fluage 10 × 10 × 120 cm.

Les techniques d'investigation doivent être choisies naturellement en fonction des paramètres à mesurer, car si la plupart des méthodes donnent accès à l'ensemble des paramètres, chacune le fait toutefois, avec plus ou moins de précision, suivant le paramètre considéré.

Les indices recherchés sous les essais statiques sont :

- La charge et la flèche de rupture, sur machine universelle.
- La flèche de première fissuration : méthodes d'ultrasons.
- Le module instantané : charge – décharge.

Cette thèse est structurée en trois parties :

- La première partie est à dominante bibliographique. Elle est présentée dans le chapitre 1 qui donne un état des connaissances sur le fluage, ses paramètres influents, ses différentes sources et quelques modèles pour sa prédiction.
- La deuxième partie de cette thèse, présentée dans le chapitre 2, montre les détails de la mise en place du dispositif d'essai « bâti de fluage » en flexion quatre points au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de l'Université Mentouri Constantine. Les études, de la fiabilité des mesures, de la répétabilité et la reproductibilité des essais, sont également présentées.

- La troisième partie de cette thèse est consacrée à l'étude expérimentale. Elle est structurée comme suit :
 - Le chapitre 3 propose le programme expérimental retenu, en précisant les caractéristiques des matériaux utilisés et la méthodologie d'essais. Il comprend aussi : la caractérisation de tous les constituants, et en particulier, des différents granulats rentrant dans la confection des dix mélanges formulés et les résultats d'essais de caractérisation classique « traditionnelle » (compression sur éprouvettes cylindriques 16×32 cm et traction par flexion sur prismes $7 \times 7 \times 28$ cm) à deux échéances d'âges (7 et 28 jours).
 - Le chapitre 4 présente, principalement, le comportement de poutrelles $10 \times 10 \times 120$ cm, confectionnées avec les dix mélanges, sous sollicitations statiques (monotones) de flexion « quatre points ». Les résultats d'essais, effectués à 7 jours, sont exposés dans ce chapitre, et ils nous ont fourni des informations sur : les charges et flèches de première fissuration, les charges et flèches de rupture et de rupture et les modules d'élasticité tangents.
 - Le chapitre 5 présente l'étude expérimentale sur le comportement différé « fluage » des dix mélanges. Des poutrelles, d'éclatement 10, sont testées en flexion quatre points, de l'âge de 7 jours à celui de 90 jours, pour montrer l'influence : des paramètres de chargement (différentes intensités de charges) et des paramètres de composition (types de granulats, volume de la pâte, teneur en fillers et fibres métalliques). Le but principal est de mettre en évidence les performances de ces matériaux, à moyen terme.

CHAPITRE 1

CHAPITRE 1

ETAT DES CONNAISSANCES
ETAT DES CONNAISSANCES
SUR LE COMPORTEMENT
SUR LE COMPORTEMENT
DIFFERE DES BETONS
DIFFERE DES BETONS

1. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE DES BETONS

1.1. Introduction

Ce chapitre présente l'important de la recherche bibliographique qu'on a effectué avant d'entamer notre étude expérimentale.

Nous allons commencer par une présentation générale du matériau béton et quelques aspects de son comportement rhéologique. Ensuite, nous présenterons en détail le fluage de ce matériau avec ses différents paramètres influents, ses sources, ses mécanismes micro-structuraux et ses théories jusque là présentés par différents auteurs. A la fin, nous exposerons les plus importants modèles de prédiction de ce phénomène.

1.2. Présentation du matériau béton

1.2.1. Découverte et évolution du béton

L'histoire du béton remonte à deux mille ans avant JC. A cette époque, les romains construisaient leurs premiers ouvrages à base de chaux vive (poudre issue de la calcination du calcaire pur) dont ils avaient découvert les propriétés hydrauliques et qui fournissait une pâte "dure comme de la pierre" très résistante et durable.

Plus tard (19^{ème} siècle), les véritables recherches approfondies sur les propriétés de la chaux furent entreprises par Smeaton, Vicat et Aspdin qui montrèrent dans un premier temps que le clinker issu de la calcination du mélange "calcaire - argile" (particules anhydres) fournissait une meilleure hydraulicité au liant. En 1855, du gypse (SO_3) en une petite quantité ajoutée au clinker, permit d'obtenir au contact de l'eau, une étringite (mélange formant une étroite des constituants par réaction chimique) homogène et maniable pendant un laps de temps. Ce mélange original "gypse – clinker" fut breveté et possède encore aujourd'hui l'appellation "Ciment Portland Artificiel" (réglementairement CPA - CEM I). Puis, rapidement les premiers mortiers et bétons furent mis en œuvre en introduisant dans la pâte de ciment respectivement du sable ou des granulats. En parallèle à de nombreuses recherches sur leur composition et leur comportement, ces "nouveaux" matériaux composites furent rapidement employés dans de nombreuses constructions [*Bertholet, 2003*].

Au début du 20^{ème} siècle, et pendant de nombreuses décennies, ce matériau n'avait que peu évolué mais, à partir des années 70 - 80, d'importantes avancées ont été réalisées qui lui ont permis de diversifier les utilisations auxquelles il était jusque là destiné.

Aujourd'hui, le béton est devenu le matériau de construction par excellence. Environ 4 milliards de mètres cubes de béton sont utilisés tous les ans de par le monde pour la construction d'ouvrages de toutes natures, notamment de bâtiments, d'immeubles d'habitation, de ponts, de routes, de tunnels, d'aéroports, de barrages, de ports, de centrales thermiques et nucléaires et de plates-formes offshore.

Ce choix universel est fondé sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité, c'est-à-dire le bon comportement dans le temps face aux actions des charges et aux agressions physico-chimiques de l'environnement, constituent les principaux critères techniques. Les critères économiques sont évalués à partir de la disponibilité et du coût des matières premières, de la facilité d'emploi et du prix de revient du matériau en œuvre.

Le béton répond parfaitement à ces conditions de choix :

1. il est constitué de matériaux naturels primaires largement distribués à la surface de la terre ;
2. sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée ;
3. il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il en épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales ;
4. ses capacités de résistance dépassent celles des meilleures roches naturelles ;
5. sa durabilité est plus que séculaire lorsqu'il est correctement formulé et mis en œuvre ; il résiste bien aux effets d'environnements corrosifs et, en particulier, à l'action de l'eau de mer ; il offre une bonne tenue au feu, garantie de sécurité vis-à-vis des incendies ;
6. son prix de revient, enfin, fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction

1.2.2. Constituants du béton

1.2.2.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise 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

1.2.2.2. Les granulats

Les granulats (sables, gravillons et cailloux) constituent le squelette du béton. Ils doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Les formations géologiques à partir desquelles il est possible de produire des granulats à béton peuvent être d'origine détritique (essentiellement alluvionnaire), sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

On emploie également des granulats légers qui sont le plus souvent artificiels et fabriqués à partir de matières minérales, comme les argiles, les schistes (argiles expansées) et les silicates (vermiculite et perlite). Les premiers permettent la fabrication de bétons de structure légers et les seconds servent à la fabrication de parois en béton très léger, à fort pouvoir d'isolation thermique. Malgré leur intérêt technique, leur coût énergétique de fabrication en réduit l'emploi à des applications particulières.

Les granulats lourds sont soit des riblons ou de la grenaille de fer, soit des minéraux naturels comme la magnétite, la limonite ou la barytine. Ils sont utilisés dans les bétons destinés à assurer une protection contre les rayonnements atomiques.

1.2.2.3. Les fillers

Les fillers sont des matériaux obtenus par broyage ou pulvérisation de certaines roches : calcaires, bentonites ...etc. Ils ont une finesse comparable à celle du ciment.

1.2.2.4. Les ultra fines

Les ultra fines sont des particules de très faibles dimensions qui, ajoutées en quantités de l'ordre de 10 % du poids de ciment, améliorent notablement les performances du béton grâce à leurs propriétés physiques et chimiques. Les fumées de silice, ou microsiles, sont les plus utilisées ; ce sont des oxydes de silicium à structure amorphe en forme de microsphères de diamètre de l'ordre de 10 nm ($1 \text{ nm} = 10^{-9} \text{ m}$).

1.2.2.5. L'eau

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer, qui contient environ 30 g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de bétons armés ou précontraints.

1.2.2.6. Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0,4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton.

1.2.3. Evolution de la pâte de ciment dans le béton

Le béton est un matériau composite dont les deux principaux éléments sont :

- la matrice (la pâte de ciment),
- les inclusions (les granulats),

Chacun d'eux a un rôle bien défini : celui de liant pour la pâte de ciment et celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) pour les granulats [*Mazars, 1984*].

La complexité du comportement mécanique du béton, et en particulier le phénomène des déformations différées, trouve son origine non pas dans les inclusions qui constituent une phase stable mais dans le comportement de la matrice qui est une phase évolutive du point de vue structurel.

L'évolution de la pâte de ciment passe par trois phases [*Acker, 1988*] :

- **La phase de suspension :**

Au début, la pâte est sous forme de grains solides isolés dans une phase liquide connexe. L'hydratation (réaction chimique du ciment anhydre avec l'eau) se fait par la surface des grains. Ceux-ci se recouvrent de cristaux hydratés qui s'épaississent et ralentissent la réaction d'hydratation elle-même à l'intérieur du grain (figure 1.1).

Durant cette phase qui dure une heure environ, les grains restent isolés mécaniquement.

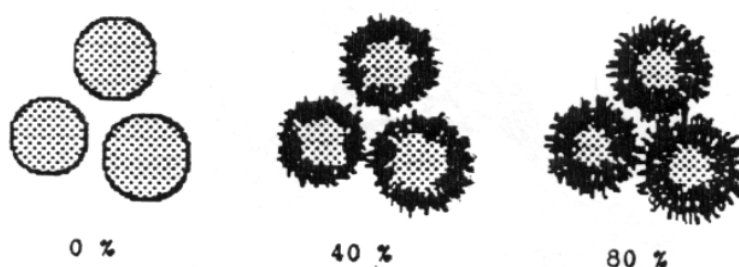


Figure 1.1. Etat des grains de ciment à différents degrés d'hydratation (les distances relatives sont respectées) [Acker, 1988]

- **La phase de prise :**

Des contacts s'établissent par la croissance des cristaux hydratés autour des grains, d'abord de manière aléatoire et isolée, suivis par la formation d'amas d'hydrates liés mécaniquement et constituant un squelette rigide discontinu dans le volume.

- **La phase de durcissement :**

La liaison entre grains de ciment hydraté évolue fortement et le squelette rigide se constitue dans tout le volume. En même temps, la teneur en eau dans l'espace des pores qui se referment diminue. Notons que, en général, l'hydratation n'est pas totale, et il subsiste pendant longtemps un résidu non négligeable de ciment anhydre qui décroît lentement en fonction des échanges avec le milieu ambiant.

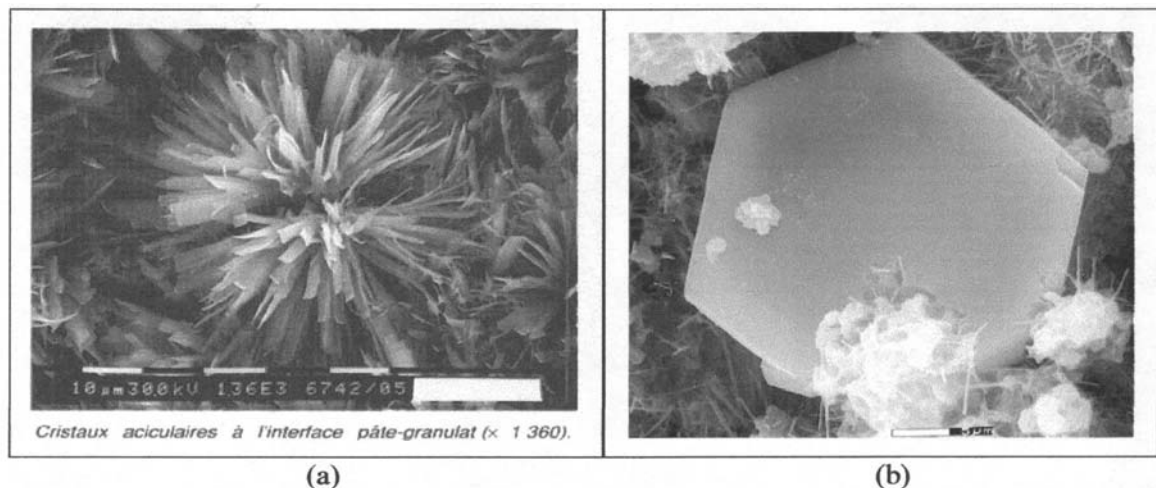
1.2.4. Origines de la résistance et de la microfissuration du béton

Classiquement, le ciment Portland se compose d'environ 50 % de silicate tricalcique (C3S), 20 % de silicate bi-calcique (C2S), 5 % d'alumino-ferrite tétracalcique (C4AF) et 15 % d'aluminate tri-calcique (C3A).

Lors de l'hydratation du ciment, une forte teneur du composé C3S contribue à l'augmentation rapide de la résistance au jeune âge avec un fort dégagement de chaleur. Cette réaction exothermique est accentuée par la présence de C3A qui constitue un élément chimique essentiel dans la fabrication du ciment et pour l'obtention d'une éttringite homogène en combinaison avec le composé C4AF [Neville, 2000]. Cependant, ces gradients thermiques sont la source de fissuration au sein de l'élément de béton car la température peut atteindre 70°C. Le pourcentage de C3A doit être alors le plus faible possible car il est également plus vulnérable aux sulfates et sa forte teneur

implique un dosage plus important en gypse. Même si l'action du gypse peut entraîner un fluage plus important du béton à court terme (dû à la finesse du liant), il ne possède aucune influence à long terme. Seul, le composé C2S agit sur le comportement à long terme du béton car sa réaction est plus lente. Il contribue principalement au développement de la résistance. C'est pourquoi les bétons du début du 20^{ème} siècle, à forte teneur en C2S, ont développé une résistance à long terme, deux fois supérieure à celle obtenue à 28 jours. Actuellement, les bétons confectionnés possèdent une teneur en C2S nettement plus faible qui ne permet pas de tenir compte d'une augmentation de la résistance au delà de 28 jours mais plutôt, d'une diminution après 10 ans de maturité [Neville, 2000].

Pendant la réaction chimique du ciment au contact de l'eau, deux principaux hydrates se forment par pression - dissolution. Les hydrates de silicate de calcium (CSH : abréviation $\text{CaO SiO}_2 \text{H}_2\text{O}$) correspondent au principal hydrate formé de la pâte de ciment et tissent le réseau résistant. La Portlandite Ca(OH)_2 libérée par l'hydrolyse des silicates de calcium (C3S), forme de minces plaques hexagonales de l'ordre du micromètre (figure 1.2(b)). Elle se forme entre les feuillettes de CSH en grande quantité dans les zones d'interface entre le granulat et la pâte de ciment. Ces particules d'hydroxyde de calcium permettent de colmater les fissures par carbonatation [Bertholet, 2003].



Figures 1.2. Structures microscopiques des particules de ciment hydratées : (a) Aiguilles d'étringite à l'interface pâte de ciment — granulat — (b) Hydroxyde de calcium hexagonale (Portlandite) [Bertholet, 2003]

Le CSH joue un rôle essentiel dans la résistance mécanique de la pâte de ciment. Sa particule élémentaire est généralement présentée comme un microcristal lamellaire, chaque lamelle étant composée de deux ou trois feuillettes. Celles-ci s'enroulent sur elles mêmes pour former des fibres tubulaires et des feuillettes plissés.

La figure 1.3 montre un modèle de texturation du CSH d'après FELDMAN [Neville, 2000]. Un modèle simplifié pour les mouvements de l'eau est montré sur la figure 1.4.

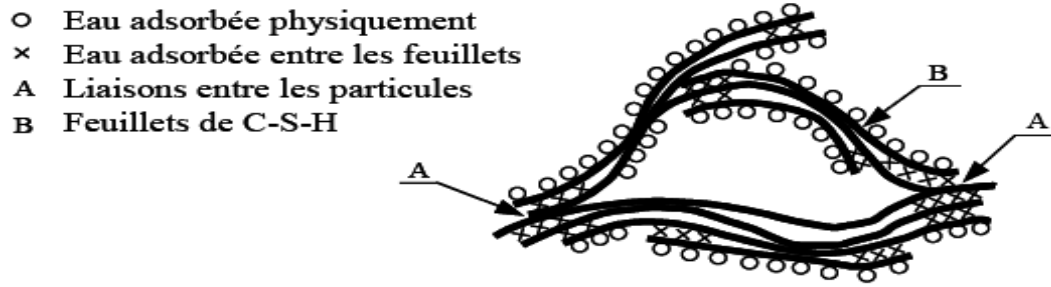


Figure 1.3. Modèle de FELDMAN et SEREDA, complété par SIERRA [Neville, 2000]

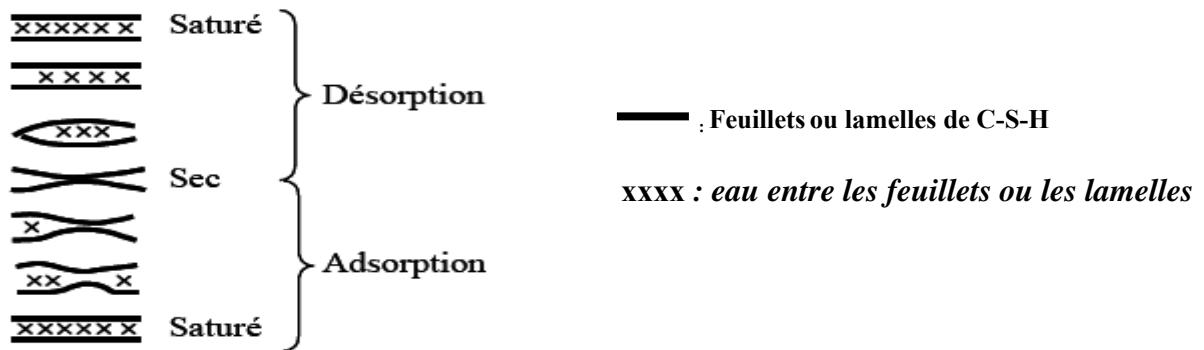


Figure 1.4. Modèle simplifié de FELDMAN pour les mouvements d'eau [Huet, 1982]

La cohésion est assurée par :

- l'enchevêtrement et le frottement interne des cristaux d'hydrates,
- les soudures interparticulaires (par ponts de solides),
- la structuration de l'eau inter feuillets et de l'eau inter lamellaire (par ponts liquides),
- les liaisons par ponts hydrogènes.

L'intensité des différentes liaisons et leurs rôles respectifs sont presque essentiellement liés à la porosité qui elle-même est fonction du rapport Eau/Ciment (E/C). Deux sortes de pores sont à distinguer :

- les micropores faisant partie de la structure même des produits d'hydratation et constituant la porosité des hydrates « 50 - 100 Å »,
- les capillaires qui sont les vestiges des vides entre les grains de ciment anhydre initiaux, ces vides étant progressivement remplis par les produits d'hydratation. Leurs dimensions varient avec le rapport de fabrication Eau/Ciment. Elles sont de l'ordre de 1 µm.

L'hydratation du ciment n'est jamais complète (60 à 70 % des particules sont hydratées). Isolées de tout contact avec l'extérieur, les particules anhydres peuvent attendre des années avant d'être enfin en contact avec un composé permettant l'hydratation. Un béton âgé de cent ans peut encore développer des réactions d'hydratation. La phase

solide ou xérogel [Wittmann, 1980] obtenue par hydratation est beaucoup plus poreuse à l'interface entre le gel de ciment et le granulat.

L'interface pâte de ciment - granulat appelée aussi "auréole de transition" est constituée par une zone de texture particulière composée de fines aiguilles d'étringite et de particules d'hydroxydes de calcium non réactives enveloppant le grain inerte [Bertholet, 2003] (voir figures 1.2).

Cette zone est celle la plus fragile dans les bétons traditionnels durcis [Basoul, 1981] en raison notamment :

- de la grande dimension des cristaux du ciment hydraté formés au contact des granulats,
- de l'orientation préférentielle de ces cristaux par rapport au support,
- d'une porosité plus grande que dans la masse de la pâte.

En plus de sa moindre résistance, l'auréole de transition est la zone la plus sollicitée [Dantu, 1958]. Il est par conséquent le siège des premières microfissures qui apparaissent sous l'action du retrait ou des sollicitations mécaniques [Bissonnette & Pigeon, 2000].

1.2.5. Réponse du béton à des actions mécaniques de courte durée d'application

Les propriétés du béton évoluent dans le temps (*phénomène de vieillissement*). De plus le béton possède un caractère mixte : élastique et visqueux (*sensible au fluage*).

1.2.5.1. A l'échelle macroscopique

- **En compression uniaxiale** : on a un comportement fragile du béton (ruptures en colonnettes) (figure 1.5).

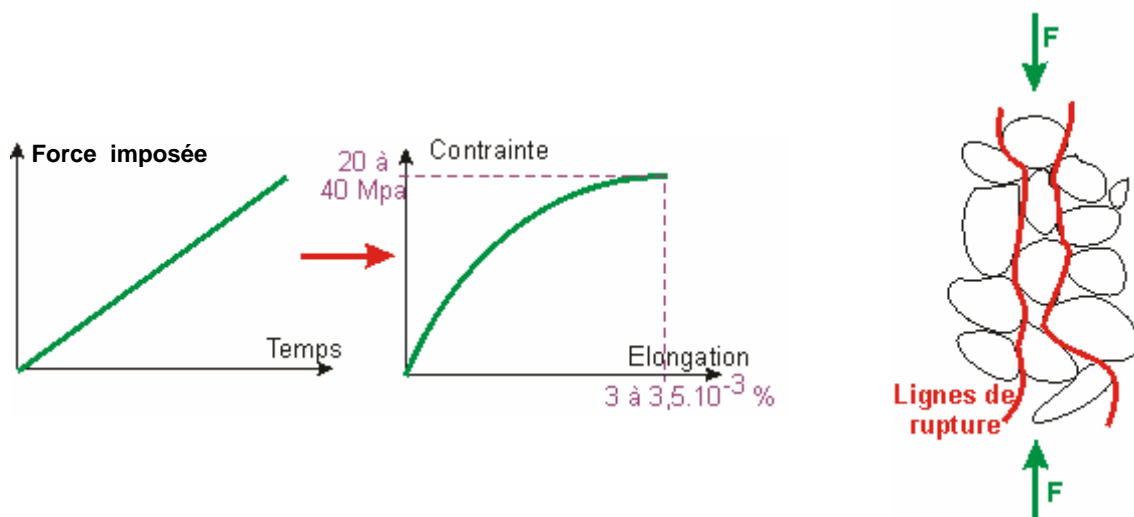


Figure 1.5. Comportement du béton à l'échelle macroscopique sous l'effet d'une compression uniaxiale [site1, 2008]

- **En traction uniaxiale :** le béton a, dans ce cas là, un comportement strictement fragile. Pour obtenir une rupture du béton, il faut appliquer une contrainte en traction 8 à 15 fois moindre que pour l'obtention d'une fracture en compression. De même, la déformation à la rupture en compression est 10 fois plus grande (en valeur absolue) que celle pour une rupture en traction. (figure 1.6).

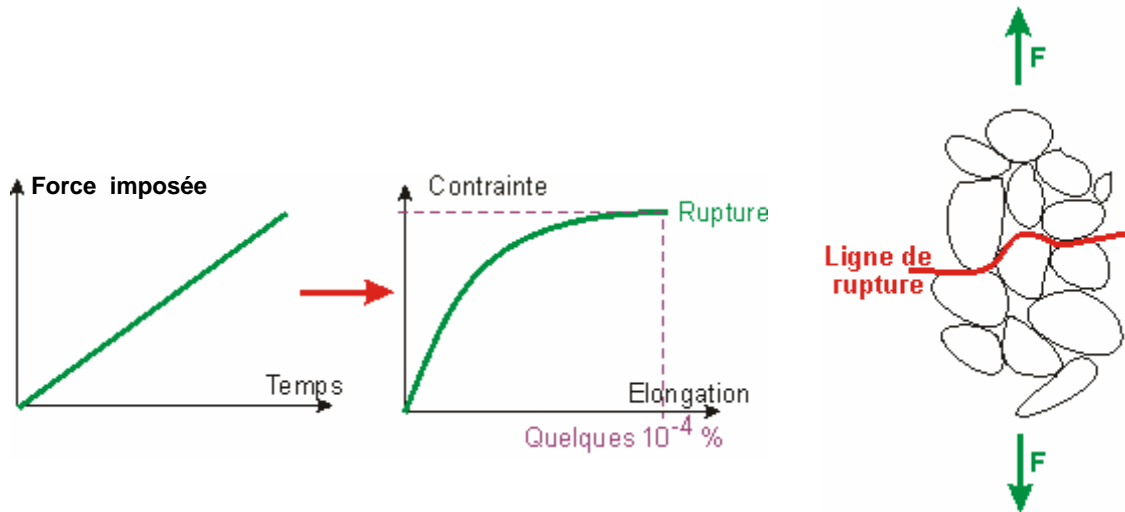
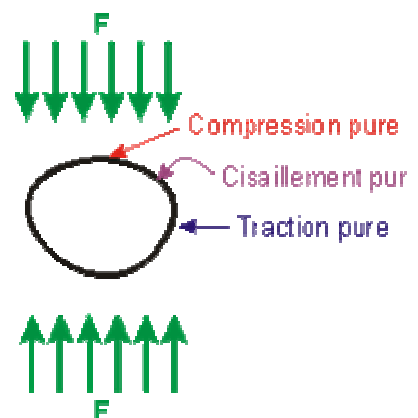


Figure 1.6. Comportement du béton à l'échelle macroscopique sous l'effet d'une traction uniaxiale [site1, 2008]

1.2.5.2. A l'échelle microstructurale

La rupture du béton dans ce cas est toujours observée le long des granulats.

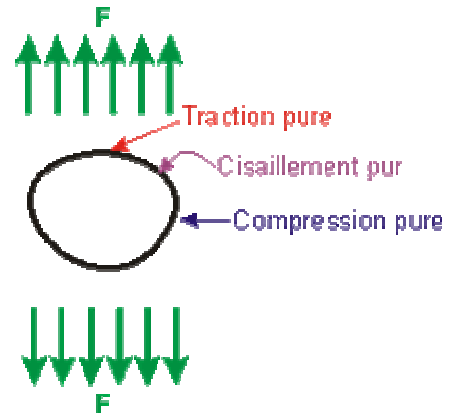
- **En compression :** il y a deux phénomènes consécutifs :
 - d'abord, il se produit des microruptures dans les zones comprimées, ce qui diminue la porosité ouverte: c'est donc une consolidation
 - dans un second temps, et si la compression continue à augmenter, les tractions latérales s'intensifient. Et si elles sont suffisamment importantes, il y a rupture pour cause d'auréole de transition.



Cela explique que la résistance en compression soit 8 à 15 fois plus importante qu'en traction car les zone de traction latérales ne sont pas sollicitées immédiatement.

▪ **En traction :**

- Comme l'auréole de transition est la zone la plus faible mécaniquement et la plus sollicitée en traction. C'est là où se produit la rupture.
- En réalité, il se produit une rupture séquentielle des zones tendues : mise sous tension \Rightarrow un granulat casse \Rightarrow la traction appliquée aux autres augmente d'autant...etc.



1.2.6. Comportement différé du béton

1.2.6.1. Le retrait

Le mécanisme de retrait du béton ne constitue pas notre thème de recherche principal. Cependant, son action différée interagit avec le mécanisme de fluage en modifiant le comportement du béton [Kovler, 1995]. Cette interaction nous a amené à la présentation du retrait du béton qui, même si elle n'est pas exhaustive, regroupe les principales sources du mécanisme ainsi que les cinétiques de comportement.

Par définition, le retrait se présente comme la réduction de volume liée au départ ou à la consommation d'eau au sein du béton non contraint extérieurement (figure 1.7 (b)). Par opposition, un gonflement (wetting) s'observe par immersion de l'éprouvette (ou lors de conditions hygrométriques saturées) (figure 1.7 (a)) [Bertholet, 2003].

Les processus de diffusion hydrique du retrait tendent à se stabiliser à un an d'âge du béton. La déformation finale de retrait varie entre 500 et 1000 $\mu\text{m/m}$ [Bissonnette & Poigeon, 2000]. Des processus de fissuration intrinsèques au retrait sont donc prévisibles.

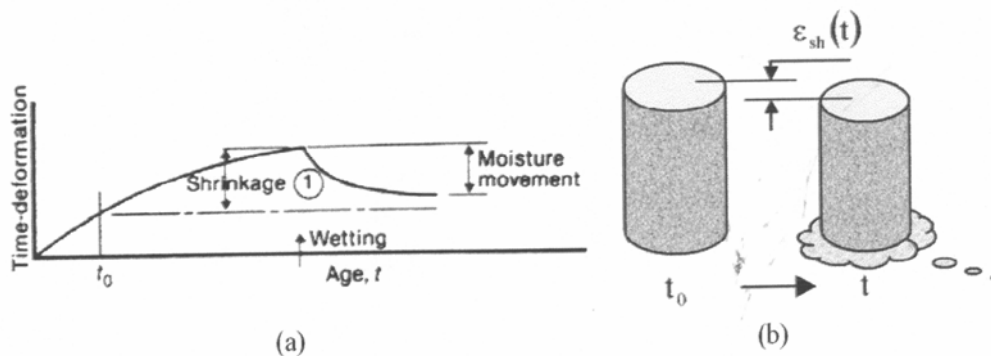


Figure 1.7. (a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé : Illustration de la cinétique de retrait (shrinkage) et, du gonflement par variation hydrique [Neville & al, 1983] – (b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait [Bertholet, 2003]

Plusieurs types de retrait se succèdent à partir de la fabrication du béton et jusqu'à maturité. Les déformations dans la littérature sont nombreuses et parfois multiples pour un même type de retrait.

- **Retrait au très jeune âge :**

Au moment du mélange du ciment avec l'eau, le retrait d'hydratation ou retrait chimique (à ne pas confondre avec le retrait hydraulique, ni avec le retrait de dessiccation) se produit par contraction ; c'est pourquoi, d'autres auteurs le nommeront « retrait de serrage avant prise » [Coquillat, 1987]. Ce premier retrait, mis en évidence par Le Châtelier en 1894 d'où la dénomination « Contraction Le Châtelier », résulte d'une diminution du volume (8 à 12 % du volume initial) de la pâte formée par rapport à la somme des volumes absolus des anhydres et de l'eau [Acker, 1988].

Avant la prise de la pâte de ciment, il est possible d'observer un retrait d'évaporation ou retrait plastique [Le Moniteur, 1972]. La limitation de ce retrait est souhaitée par des solutions de cure pour éviter une perte en eau excessive conduisant au phénomène pathologique de ressuage et à un prématuré de l'hydratation. En conséquence, une faible résistance du béton et une durabilité limitée à long terme seraient obtenues [Audenaert & De Schutter, 2002]. Ce syllogisme est évidemment une source de fissuration excessive au sein du matériau car l'amplitude du retrait plastique est très importante comparée à celle du retrait hydraulique (ou retrait endogène) et dépend de la géométrie de l'ouvrage [Le Moniteur, 1972]. C'est le problème des bétons mis en place longtemps après gâchage et qui possèdent un retardateur de prise. La durabilité de ce type de béton est largement moins importante devant celle d'un béton gâché et mis en place immédiatement.

- **Retrait endogène :**

Après la phase d'hydratation, le mélange « eau – ciment » à l'état de suspension se raidit. C'est la prise. Il se constitue l'étreinte où les particules de ciment se soudent, formant entre eux des ponts cristallins (figure 1.3). Cette étape coïncide avec le début du retrait hydraulique ou plus communément « retrait endogène », même si de nombreux hydrates de ciment ont déjà été formés dans le mélange [Acker, 1992]. Ce retrait est aussi qualifié de retrait d'auto-dessiccation. En effet, le squelette minéral formé après la prise s'oppose à la diminution de volume de l'hydratation croissante au sein de la pâte de ciment. La mise en pression du système cristallin conduit à la cavitation des pores et à un dégagement gazeux analogues à un départ d'eau.

Le retrait endogène est également influencé par le nombre et le type de granulats car, à l'interface « pâte – granulat », il est empêché par les granulats qui créent des zones de concentration de contraintes où vont se former les premières fissures (figure 1.8) [Pane & Hansen, 2002] ; [Smadi & Slate, 1989]. Un béton de granulats calcaires concassés donnera un plus fort retrait qu'un béton de granulats quartzueux ou de granulats roulés [Le Moniteur, 1972]. Enfin, un ratio E/C plus faible produit un retrait endogène plus important [Pane & Hansen, 2002].

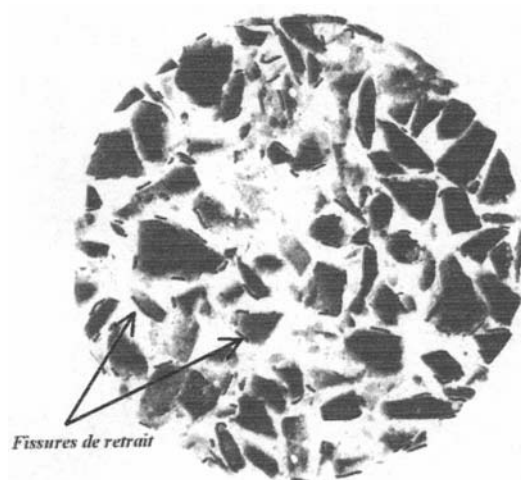


Figure 1.8. Localisation de fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette de béton de moyenne résistance après 60 jours de séchage [Bertholet, 2003]

Le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton car il ne dépend que des propriétés du matériau [Acker & Ulm, 2001]. Par exemple, les composés du ciment C3S et en particulier, C3A, provoquent d'importants dégagements de chaleur lors de l'hydratation. Ils accélèrent le retrait dont on peut diminuer l'amplitude en réduisant principalement la teneur en C3A.

- **Retrait thermique :**

La réaction d'hydratation peut devenir fortement exothermique et provoquer de forts gradients de température. Au cœur d'éléments massifs de structure, la température peut atteindre 50 à 70°C. Par conséquent, des retraits différentiels d'origine thermique vont s'ajouter pour obtenir l'équilibre de l'élément avec les températures du milieu environnant [Le Moniteur, 1972]; [Coquillat, 1987]; [Acker, 1988]. La durée de la réaction d'hydratation est relativement courte puisque 60% de l'hydratation (en rapport avec la quantité de ciment qui pourra réellement être hydratée de l'ordre de 60 à 70% du volume de ciment) est obtenue au bout d'un jour et, 90% au bout 4 à 5 jours. Par conséquent, le retrait thermique est effectif à très court terme.

- **Retrait de dessiccation :**

Le retrait de dessiccation ou retrait de séchage par définition, se traduit par un départ d'eau inhérent à l'équilibre hydrique du matériau avec l'atmosphère ambiante non saturée et ce, dès la mise en place du béton. Il possède une amplitude très importante devant les autres retraits. La contraction produite permet l'évaporation de l'eau en excès, nécessaire uniquement au malaxage du béton frais et dépend donc, de la teneur en eau de la composition de béton. Le retrait de séchage est notamment diminué si la proportion « granulats/pâte de ciment » augmente [Bissonnette & Pigeon, 2000].

Ce retrait hydrique n'est pas un processus intrinsèque du béton car les transferts hydriques du cœur de l'élément vers l'extérieur, amènent à considérer la taille et de la géométrie des éléments [Acker & Ulm, 2001]. En particulier, de forts gradients hydriques sont maintenus longtemps au voisinage de la surface [Acker, 1988].

1.2.6.2. Le fluage

Le fluage du béton est ce processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. Puisque ce phénomène représente l'essentiel de notre travail de recherche, il sera développé en détail par la suite.

1.2.6.3. Relaxation du béton

C'est l'expérience duale de l'expérience du fluage, au lieu d'exercer une contrainte et de la maintenir permanente, on impose une déformation constante ε_0 à l'instant τ . Le béton répond par une mise en contrainte instantanée $\sigma(\tau) = \sigma_0$ comme pour le phénomène de fluage, suivi d'une réduction progressive de cette contrainte dans le temps, il s'agit de la relaxation (figure 1.9).

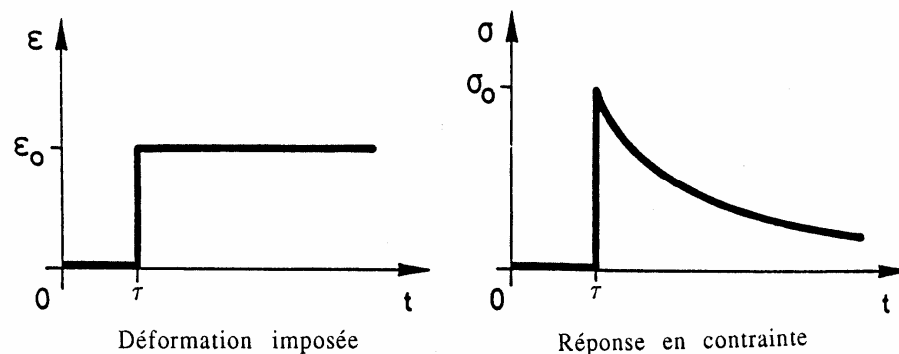


Figure 1.9. Schématisation de l'expérience de relaxation [Pons, 2003]

Comme le fluage, la relaxation dépend de la déformabilité du béton, ainsi que des niveaux de chargements appliqués et de la cinétique d'évolution qui peut être caractérisée par un temps de relaxation, noté τ . La pâte de ciment durcie possède un temps de relaxation τ de l'ordre de la seconde alors que le temps de relaxation pour le béton est plus grand à priori [Wittmann, 1980].

D'une part, la perte de contrainte par relaxation sera toujours plus importante pour un béton plus âgé. Cette différence peut être appréciée sur des bétons à différentes maturités. Des essais montrent 20% de relaxation de la contrainte supplémentaire pour un béton âgé de 3 mois par rapport à un béton âgé de 28 jours. Ceci est lié en partie à la cinétique plus rapide de la déformation par rapport à la contrainte, sur un matériau plus raide [Bérès, 1969].

D'autre part, pour des contraintes comprises dans le domaine non-linéaire de comportement, le pourcentage de relaxation a tendance à augmenter et de façon exponentielle à l'approche d'une sollicitation équivalente à la résistance du béton.

L'effet le plus surprenant de la relaxation, outre la chute de contrainte, est la progression des déformations latérales du spécimen même sous déformations longitudinales constantes. Cette croissance s'accompagne d'un endommagement grandissant sans nul doute au sein de la structure dans la direction transversale du chargement (figure 1.10) [Bérès, 1969].

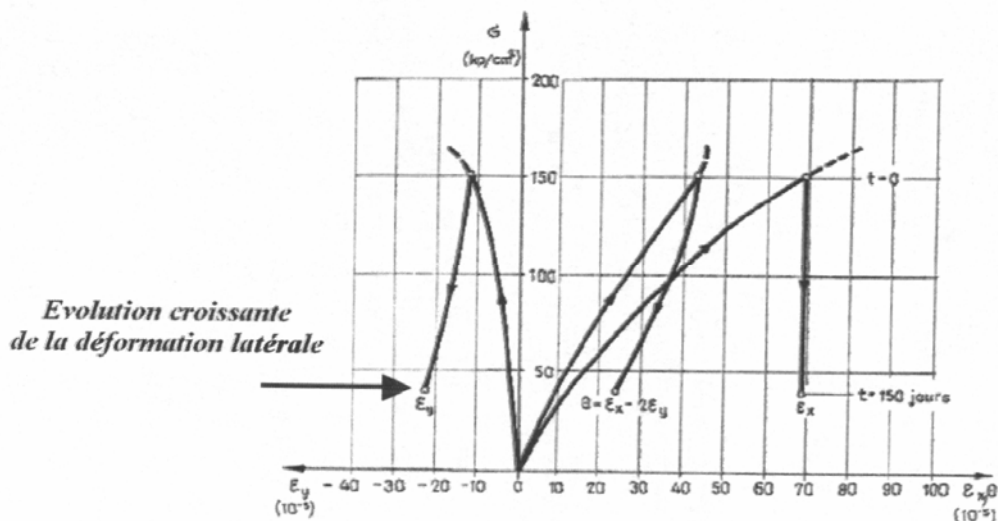


Figure 1.10. Evolution de la déformation latérale pendant le test de relaxation [Bérès, 1969]

1.2.7. Différents types de déformations du béton

A l'échelle macroscopique, il est possible de classer les déformations produites dans une structure en béton sous l'action d'une sollicitation physique, en deux catégories : d'abord les déformations réversibles ou élastiques (désignées par l'indice e) qui s'annulent avec l'annulation de la sollicitation, et ensuite les déformations irréversibles ou permanentes qui subsistent après la disparition de la sollicitation (désignées par l'indice ne).

Chaque type de déformation est constitué d'une partie instantanée (indice i) indépendante du temps, et d'une partie différée (indice d) fonction du temps.

Le classement des différentes composantes de la déformation est donné dans le tableau 1.1, extrait de la référence [Smerda, 1988].

| Déformations | D'origine mécanique | | Indépendantes de la contrainte mécanique |
|--------------|------------------------------------|------------------------------------|--|
| | Instantanée ϵ_i | Différée ϵ_d | |
| Réversible | Elastique $\epsilon_{e,i}$ | Elastique $\epsilon_{e,d}$ | Température Humidité |
| Irréversible | Non-élastique $\epsilon_{ne,i}$ | Non-élastique $\epsilon_{ne,d}$ | Retrait plastique |

Tableau 1.1. Classement des déformations du béton

1.2.7.1. Déformations totales instantanées

$$\epsilon_i = \epsilon_{e,i} + \epsilon_{ne,i}$$

$\varepsilon_{ne,i}$: est négligeable si la durée d'application de la contrainte est faible et si la contrainte appliquée ne dépasse pas la limite élastique. Cette déformation augmente d'une manière non linéaire avec l'accroissement de la contrainte.

$\varepsilon_{e,i}$: est liée directement au module statique du béton E_i par une relation linéaire tant que la contrainte appliquée ne dépasse pas 40 à 50 % de la contrainte de rupture f_c . La valeur exacte de ce seuil dépend de l'âge du béton. Pour un taux de contraintes supérieur, la relation contraintes-déformations instantanées élastiques est non linéaire.

$$\text{La relation linéaire s'écrit : } \varepsilon_{e,i}(\tau) = \frac{\sigma}{E_i(\tau)}$$

Le facteur τ qui figure dans cette relation exprime le fait que les propriétés élastiques instantanées du béton dépendent de son âge, étant donné que le module élastique évolue par suite de durcissement du béton.

Pour les contraintes de service, le module élastique instantané à l'âge τ est voisin de: $E_i = 21000\sqrt{f_c(\tau)}$

Pour les contraintes supérieures à 0,6 ou 0,7 f_c , les déformations augmentent beaucoup plus rapidement.

1.2.7.2. Déformations totales différées

La déformation due au fluage est notée ε_f et celle due au retrait (ou de gonflement) est notée ε_r .

En analysant les déformations mesurées expérimentalement sous charge, certains auteurs concluent que ε_f contient non seulement les composantes $\varepsilon_{e,d}$ et $\varepsilon_{ne,d}$ mais aussi une déformation supplémentaire ε_s qui se développe en un laps de temps très court après l'application de la charge (un jour environ). ε_s est donc une déformation initiale rapide qui a un caractère irréversible, mais différente de $\varepsilon_{ne,i}$ du fait qu'elle nécessite un intervalle de temps plus long.

$$\varepsilon_f \text{ s'écrit donc : } \varepsilon_f = \varepsilon_s + \varepsilon_{e,d} + \varepsilon_{ne,d}$$

D'après une analyse expérimentale plus fine, $\varepsilon_{ne,d}$ est décomposée en fluage de base $\varepsilon'_{ne,d}$ et en fluage de dessiccation $\varepsilon''_{ne,d}$. Ces deux composantes expriment la distinction entre le fluage qui se développe dans le béton en l'absence de tout échange d'eau avec l'environnement (fluage de base : éprouvette en équilibre hygrométrique) et le fluage du béton en cours de séchage (fluage de dessiccation). $\varepsilon''_{ne,d}$ est partiellement irréversible, tandis que $\varepsilon'_{ne,d}$ est totalement irréversible. La comparaison entre $\varepsilon_{e,d}$ et $\varepsilon_{ne,d}$ est illustrée sur la figure (1.11) :

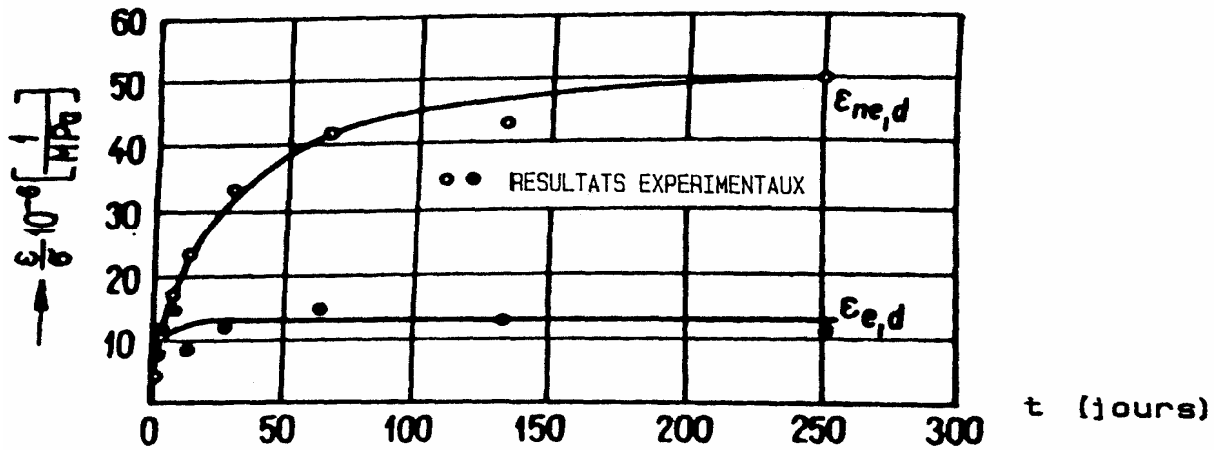


Figure 1.11. Comparaison entre les déformations différées réversible et irréversible [Smerda, 1988]

1.2.7.3. Cumul des déformations

En conclusion, on peut écrire la déformation totale du béton ϵ_t (exceptées les déformations d'origine thermique) comme suit :

$$\epsilon_t = \epsilon_{e,i} + \epsilon_{e,d} + \epsilon_{ne,d} + \epsilon_r$$

Ceci en supposant que $\epsilon_{ne,i} = 0$ et en incluant ϵ_s dans $\epsilon_{ne,d}$.

L'équation précédente ne peut s'écrire ainsi qu'en appliquant l'hypothèse d'additivité des déformations, c'est-à-dire que les différentes composantes de ϵ_t sont indépendantes l'une de l'autre. Ceci est illustré schématiquement sur la figure (1.12).

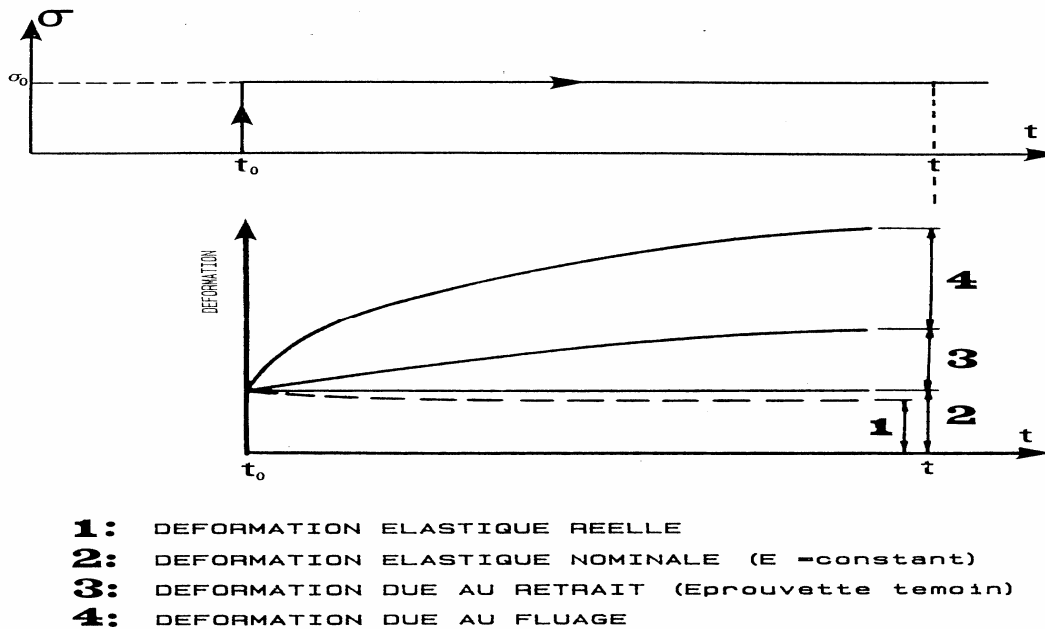


Figure 1.12. Schématisation du cumul des déformations dans le béton [Smerda, 1988]

Le simple cumul des déformations de retrait et de fluage est une manière de procéder simple et commode pour l'interprétation des mesures et l'évaluation des déformations de fluage proprement dit, qu'il est difficile d'isoler dans les mesures pratiques.

Cependant, il est évident que les différentes déformations interfèrent entre elles, qu'elles soient instantanées ou différées.

La variation du module élastique du béton dans le temps est souvent négligée. $\varepsilon_{e,i}$ est donc considérée constante (pour σ constante) et égale à ε_{e0} : déformation élastique instantanée au moment de l'application de la charge.

1.2.7.4. Retour de fluage (recouvrance)

Si l'on effectue un déchargement total au temps t_1 d'une éprouvette chargée initialement au temps t_0 , la déformation totale ε_t diminue d'abord d'une manière instantanée d'une valeur égale à ε'_i avec en général $\varepsilon'_i < \varepsilon_i$. Par la suite, la diminution de la déformation se poursuit lentement dans le temps. Ce phénomène est appelé retour de fluage (indice r_f) ou recouvrance.

La recouvrance est plus rapide dans les premières heures, elle se stabilise au bout d'un certain temps. Cette situation est illustrée sur la figure (1.13) :

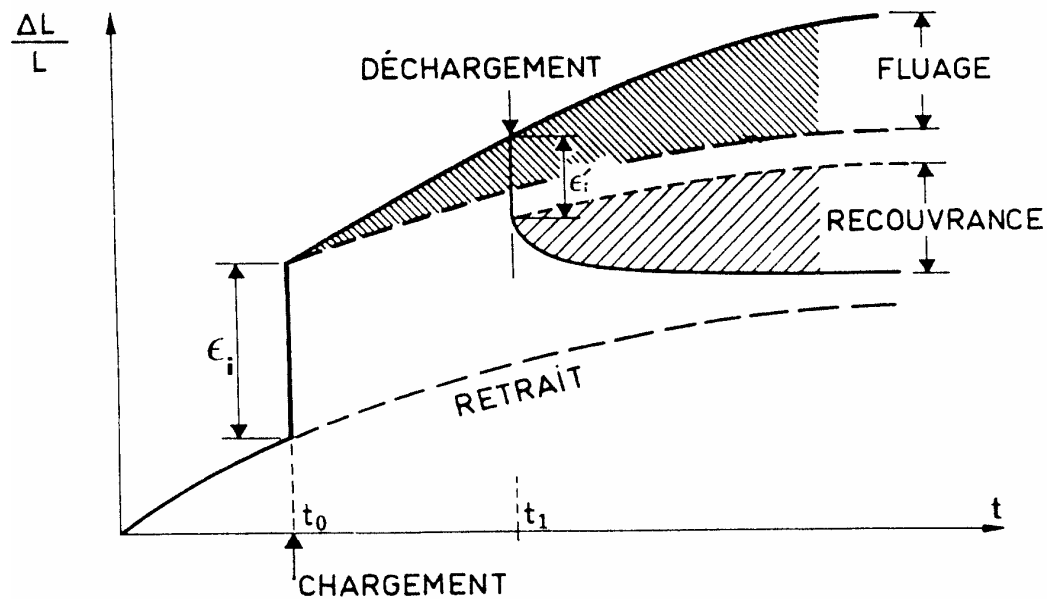


Figure 1.13. Schématisation du retour de fluage [Bazant, 1998]

La recouvrance n'est pas exactement le phénomène inverse du fluage [Coquillat, 1987], car les vitesses d'évolution sont tout à fait différentes [Dreux & Gorisse, 1979], comme cela est montré sur la figure (1.14).

Les valeurs de ε_f et ε_{rf} sont telles que : $\varepsilon_f > \varepsilon_{rf}$ excepté le cas d'un béton d'âge avancé soumis à une contrainte constante, dans ce cas, il est possible d'écrire : $\varepsilon_f = \varepsilon_{rf}$

On devrait avoir :

$$\varepsilon(t, t_1, t_2) = \varepsilon(t, t_1) - \varepsilon(t, t_2)$$

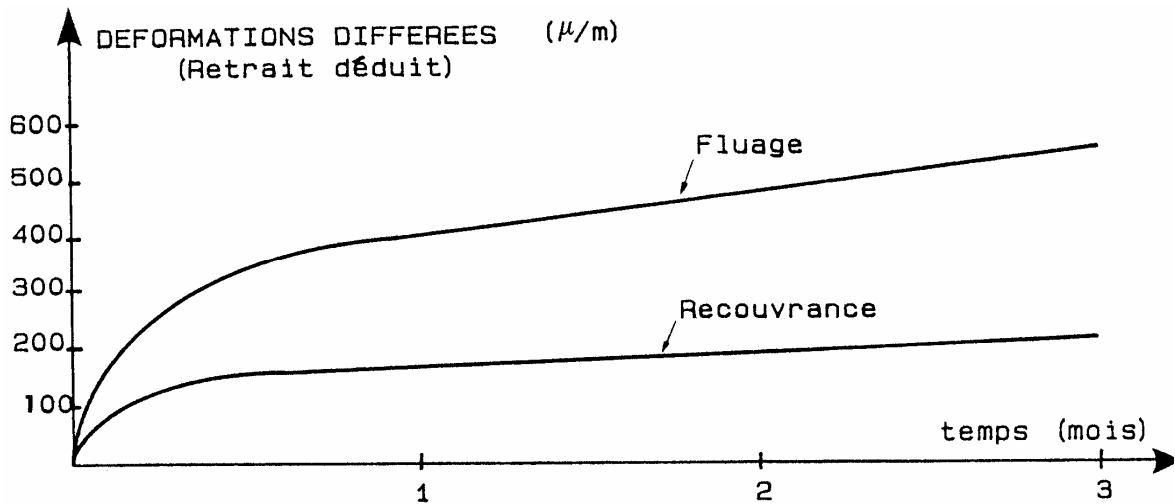


Figure 1.14. Comparaison entre fluage et retour de fluage [Dreux & Gorisse, 1979]

Or, d'après les résultats expérimentaux de **DREUX et GORISSE**, la différence est de l'ordre de 1 à 4. De plus, l'évolution en fonction du temps ne présente pas la même allure [Dreux & Gorisse, 1979].

Etudions la recouvrance de plus près. Dans le premier retour instantané, les granulats qui étaient contraints en compression, libèrent leur énergie en provoquant une mise en traction de la pâte de ciment [Acker & al, 1991]. La seconde étape constitue une phase de retour des déformations différées avec une cinétique analogue à un fluage inversé. Elle est directement liée à la cinétique de fluage en traction de la pâte de ciment et se prolonge durant une année [L'Hermite, 1978]. La cinétique d'évolution est caractérisée par un temps de retard ou temps caractéristique approximativement équivalent à la cinétique de fluage. Ce temps implique une recouvrance qui n'est généralement pas totale car le chargement en compression participe à un écrouissage inhérent au mûrissement du matériau et ne permet pas la réversibilité complète des déformations. Le résidu de déformations irréversibles est généralement associé à un écoulement visqueux (flow) [Chiorino, 1975] que l'on mesure par des tests simples de recouvrance ou par une succession de cycles de « chargement – déchargement ». Compte tenu du durcissement de la pâte de ciment, la recouvrance n'est donc pas totale.

Les résultats de [Yue & Taerwe, 1993] illustrent le mécanisme de recouvrance. Les déformations de l'essai sont modélisées par application du principe de superposition puis, comparées aux valeurs expérimentales obtenues sur éprouvettes de béton. Agés de 7 jours, les spécimens n'ont pas atteint une résistance optimale. Par ce fait, un écart entre la modélisation et la réalité est d'autant plus marqué si les valeurs calculées ne considèrent pas le vieillissement du matériau. Des essais réalisés sur des éprouvettes à maturité ne permettent pas d'obtenir un écart notable même si les mécanismes physiques du fluage et de la recouvrance sont différents [Ulm, 1998]. Il va de soi que la modification des caractéristiques mécaniques (hydratation), en supplément du mécanisme de fluage (effet de compactage), génère des déformations irréversibles d'autant plus importantes à la recouvrance. En chargement les éprouvettes au jeune âge et en les déchargeant à pleine maturité (91 jours d'âge), la part des déformations irréversibles est nettement mise en évidence.

Enfin, si le déchargement n'est que partiel, la conservation d'un niveau de charge induit de nouvelles déformations de fluage relatives à ce nouveau niveau de contrainte (figure 1.15 (a)) [L'Hermite, 1978].

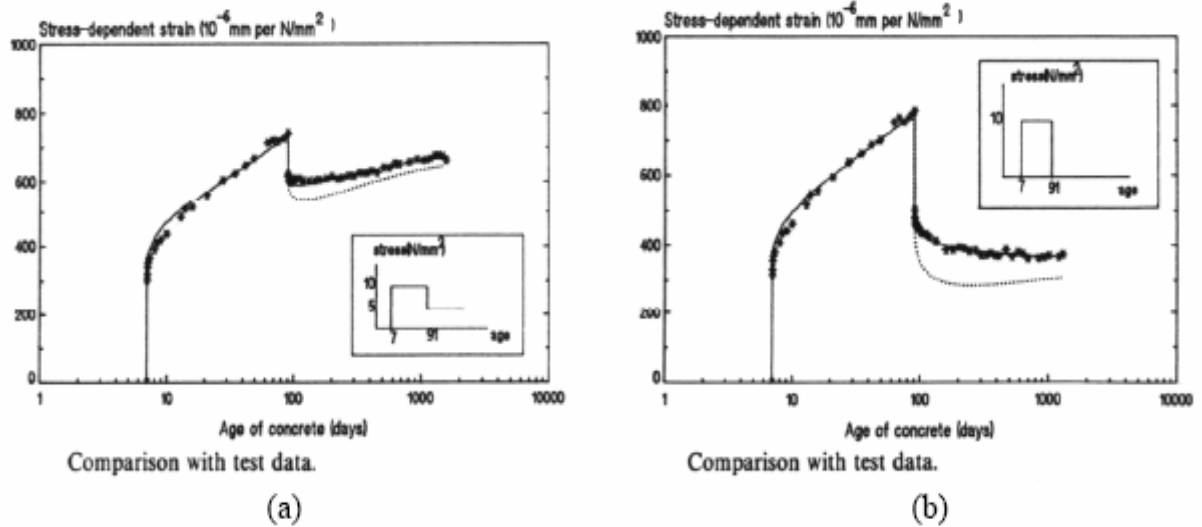


Figure 1.15. Déformations différées : (a) recouvrance partielle – (b) recouvrance totale [Yue & Taerwe, 1993]

1.3. Le fluage du béton

1.3.1. Généralités

1.3.1.1. Définition

Conventionnellement, le fluage correspond à l'augmentation des déformations d'un élément de structure sous charge maintenue constante au cours du temps. Il est évalué par la différence des évolutions dans le temps des bétons chargés et non chargés [Coquillat, 1987] ; [Houari, 1993].

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton au temps τ à une compression uniaxiale d'intensité de contrainte constante σ_0 (figure 1.16), la déformation d'origine mécanique passe d'abord de la valeur 0 à une valeur non nulle ϵ_0 due à l'élasticité instantanée du matériau.

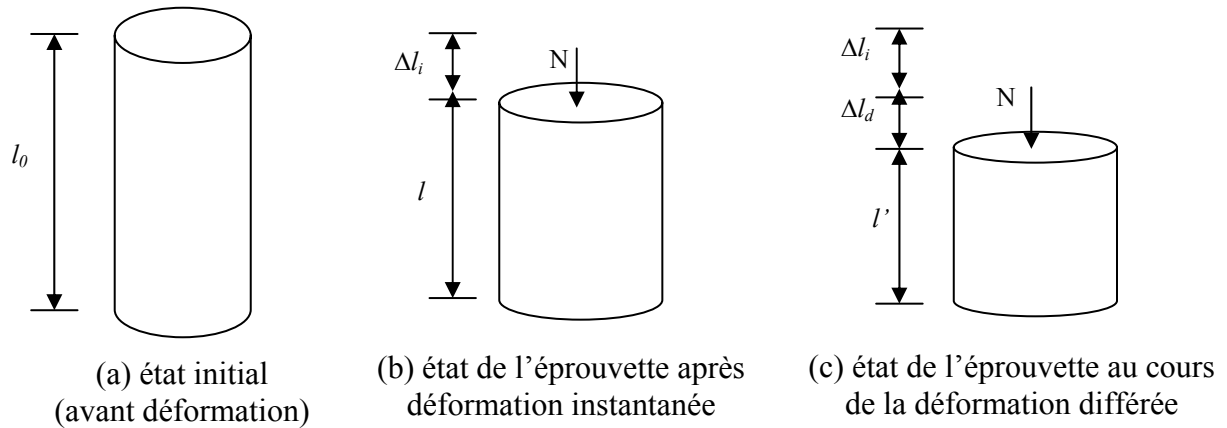


Figure 1.16. Essai de compression sur une éprouvette cylindrique en béton

Pour $t > \tau$, la déformation du matériau évolue en fonction du temps. C'est ce que l'on appelle le phénomène de fluage (figure 1.17).

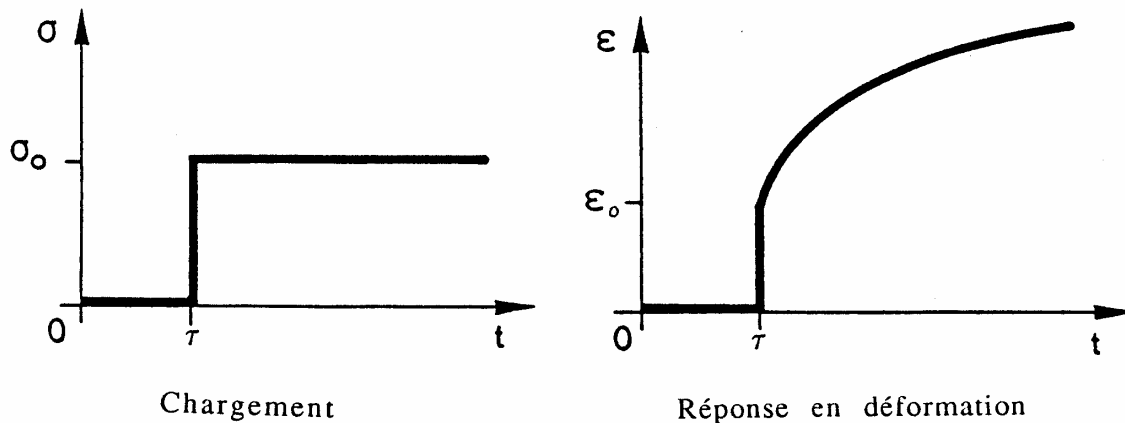


Figure 1.17. Schématisation de l'expérience de fluage [Pons, 2003]

Sous un programme de sollicitations variables dans le temps, il y a donc interaction entre la part de la réponse actuelle qui est due aux valeurs passées de la sollicitation (comportement rhéologique héréditaire du béton), et la part actuelle qui est due aux valeurs actuelles de cette dernière. Ceci nous mène à conclure qu'une réponse est difficile à prévoir, car elle dépend de façon plus ou moins complexe, de toute l'histoire antérieure de la sollicitation. On dit que le comportement du béton est héréditaire, quand la réponse dépend de son histoire passée. Pour le béton la chronologie intervient sous deux formes : la viscoélasticité et le vieillissement.

Certains chercheurs attribuent le fluage au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillettes sous l'effet des contraintes appliquées. D'autres estiment que le fluage est dû au mouvement des feuillettes ou des lamelles de CSH. Une interprétation plus réaliste met en jeu aussi bien le mouvement des molécules d'eau que le glissement des particules solides (lamelles ou feuillettes) simultanément, car le CSH et l'eau forment une structure solidaire. Toutes les théories et sources du fluage seront développées dans le paragraphe 1.3.3.

1.3.1.2. Découverte du phénomène

La circulaire de 1906, premier règlement français de béton armé, postulait un comportement parfaitement élastique du béton. C'est à **Freyssinet** que revient le mérite d'avoir remis en cause ce dogme de la constance du module de Young.

A l'occasion de la construction du pont du Veudre sur l'Allier, succession d'arcs à trois articulations très surbaissées de 72,5 m de portée, il avait jugé indispensable de procéder à des expérimentations préalables sur une arche d'essai de 50 m de portée (le tirant reliant les deux culées de cette structure pour en assurer la fixité constituée de très loin la première pièce de béton précontraint jamais réalisé). L'enregistrement continu des déplacements de la clé et de différents points de l'intrados mit en évidence une évolution dans le temps tellement contradictoire avec le règlement de 1906 qu'**Auguste Mesnager**, l'un des pères de ce texte, l'attribua à des erreurs systématiques de mesure.

Coulé pendant l'été 1910, l'ouvrage réel manifesta bientôt un comportement inquiétant : les clés s'abaissaient progressivement. Au printemps 1911, il fallut bien se rendre à l'évidence : les déformations différées du béton sous charges soutenues faisant

flamber les arcs dans leur plan. Seule une intervention rapide, décidée par *Freyssinet* et consistant à revériner les clés puis à bloquer les articulations correspondantes permit de sauver la structure.

Freyssinet dut interrompre ses recherches sur le comportement du béton à la déclaration de la première guerre mondiale ; pris ensuite par ses occupations professionnelles il ne put véritablement s'y replonger que vers 1925, dans la perspective de la construction du pont de Plougastel [*Chaussin, 1988*].

Ses premières affirmations publiques de l'existence d'une variation considérable du module de déformation en fonction de la durée de chargement se heurtèrent à une incompréhension totale et sa communication sur la section, au congrès de Vienne des Ponts et Charpentes, ne rencontrera qu'indifférence polie. Seules les discussions du congrès de 1930 à Liège sur les travaux de *Glanville* et les siens ont pu faire brèche dans cette incrédulité [*Chaussin, 1988*]. En parallèle, *Freyssinet* étudiait les méthodes de précontrainte et montra qu'elles remédiaient en partie aux déformations différées. Mais, il cherchait aussi à établir les relations entre l'évolution des déformations et les propriétés des ciments et des matériaux. Ces travaux permirent de conclure que le fluage dépendait des mouvements de l'eau contenue dans le ciment et très tôt, il l'associa d'avantage à un retrait amplifié par l'état de contrainte qui accélérerait la vitesse de déformation et par suite, le départ d'eau [*Freyssinet, 1933*].

Aujourd'hui, l'existence du fluage n'est plus contestée et ses conséquences sont bien connues par tout ingénieur (déformation qui atteint une moyenne de trois fois la déformation instantanée).

Le fluage du béton est, certes, un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé, compte tenu de sa dépendance d'un nombre considérable de facteurs. Il occupe des chercheurs et des théoriciens depuis fort longtemps et fait actuellement l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications (figure 1.18). On peut dire que c'est une preuve qui décrit donc son importance.

Plusieurs dizaines de lois mathématiques ont été proposées pour le modéliser, mais sa prise en compte d'une manière correcte dans les calculs reste, cependant, un problème délicat et incertain. Cette difficulté de modélisation s'apparente aussi à des difficultés d'ordre expérimental liées essentiellement à la lenteur du phénomène qui, proprement dit, interfère avec d'autres phénomènes à long terme.

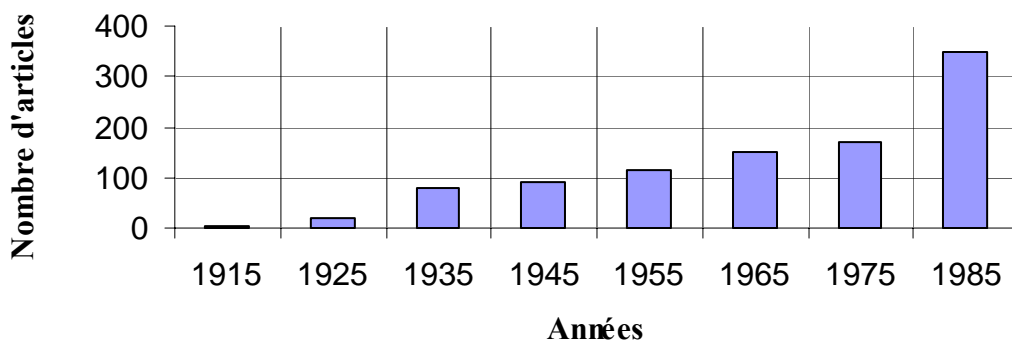


Figure 1.18. Evolution dans le temps du nombre d'articles sur le fluage [*Coquillat, 1988*]

1.3.1.3. Pourquoi l'étudie-t-on ?

Les deux principaux mécanismes différés de fluage et de retrait, modifient l'état du matériau (variation de volume, de déformation ou de contrainte) dans un laps de temps (quelques minutes à quelques années) sous sollicitations (chargement mécanique, hydrique, etc.). L'hétérogénéité ainsi que les propriétés mécaniques et physiques du béton rendent possibles ces comportements différés qui dépendent principalement de la présence de l'eau au sein du béton.

Ce caractère différé du comportement rhéologique du béton joue un rôle important sur le fonctionnement et la durabilité des ouvrages et des constructions. Ses effets peuvent être négatifs (assez souvent), ou positifs.

- *Ses effets néfastes :*

Certaines déformations, par exemple les flèches des poutres des planchers, le tassement des poteaux...etc., mettent en danger les matériaux de revêtement qui adhèrent sur ces éléments (les murs de façades, les revêtements des planchers et les cloisons de distribution), et imposent la construction de ces derniers sur des semelles déformables. Dans ce cas, si l'on ramène l'importance des désordres à leur juste proportion, on peut dire que la sécurité de l'ouvrage n'est pas nécessairement en jeu, mais le point de vue esthétique en sera affecté : rupture de l'harmonie des lignes architecturales (fissures, décollement, soulèvement...etc.).

Par contre, sur un élément en béton précontraint, le fluage risque de menacer la sécurité. La tension initiale à donner aux aciers de précontrainte doit absolument être déterminée en tenant compte, de la chute de tension due au retrait du béton ou encore, à la redistribution des contraintes et des réactions d'appui dans une structure hyperstatique précontrainte.

Enfin, à l'échelle de la structure, les déformations peuvent être empêchées par des facteurs extérieurs (fondations, structures adjacentes, etc...). Les désordres observés sont alors la combinaison du blocage de ces déformations et de l'évolution des propriétés mécaniques du béton. On peut citer comme exemple courant celui d'un voile coulé sur un radier déjà hydraté et qui empêche donc les déformations du voile. Les désordres observés sont alors une fissuration verticale caractéristique des déformations empêchées dans la longueur. Ce retrait empêché est considéré comme un fluage en traction. Un exemple de cette fissuration observée sur un parapet de pont est présenté sur la figure (1.19).

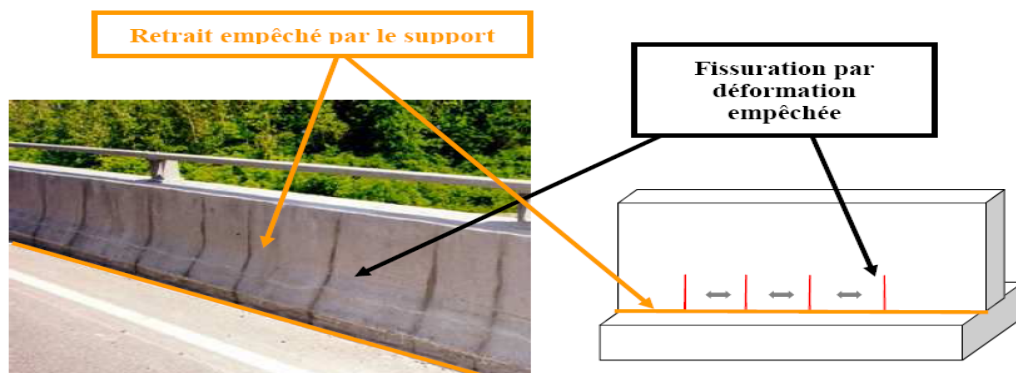


Figure 1.19. Illustration de la fissuration par déformation structurellement empêchée

Donc, il est primordial d'estimer correctement les déformations différées au stade de la conception de l'ouvrage, pour minimiser leurs effets, d'où l'intérêt de maîtriser les méthodes de prévisions théoriques. De même, il est important de suivre l'évolution des ouvrages déjà construits pour pouvoir y intervenir à temps lorsque la situation l'exige, d'où la nécessité de perfectionner les techniques d'expérimentation et d'observation.

▪ *Ses effets favorables :*

La distribution des tensions dans certaines zones d'éléments de construction est influencée favorablement par l'ampleur des déformations de fluage par rapport aux déformations élastiques. Le fluage permet une adaptation des ouvrages qui soulagent les parties en surtension. Cette intervention est dans ce cas très avantageuse aussi bien en compression qu'en traction.

On peut encore citer les possibilités d'adaptation apportées par la relaxation, et qui atténuent les risques de fissuration dus aux variations dimensionnelles empêchées.

Les qualités mécaniques et élastiques d'un béton soumis depuis plusieurs années à une charge permanente ne sont pas affectées. La résistance en compression et en traction et parfois supérieure sur un élément qui a subi le fluage.

1.3.2. Etude des paramètres ayant une influence sur le fluage

Le fluage du béton est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs. De l'avis de certains chercheurs, le nombre de ces facteurs atteint plusieurs dizaines [L'Vovskij, 1977]. Il est difficile de les prendre tous en compte et c'est néanmoins indispensable. Il faut aussi pouvoir apprécier le degré d'influence de tel ou tel facteur d'une façon non subjective. Les principaux paramètres ayant une influence sur le fluage sont :

Les caractéristiques mécaniques du béton (telles que la résistance en compression et traction, le module d'élasticité, les limites élastiques,...etc) : ces caractéristiques sont fonction de la qualité du béton qui se détermine par les principaux facteurs suivants [Berthier, 1980] :

- a. la nature minéralogique des granulats (dureté, réactivité,...)
- b. la qualité des granulats (résistance, porosité, propreté,...)
- c. la composition granulométrique du béton qui se définit par les paramètres suivants :
 - Le dosage en ciment,
 - Le rapport gravier sur sable (G/S),
 - Le rapport eau sur ciment (E/C),
 - La nature et la qualité du ciment.

Les paramètres résultants de la conservation du béton qui sont l'hygrométrie et la température durant la vie de la structure.

Les paramètres de définition du produit fini : **formes** et **dimensions** de la structure, traitement de surface et armatures.

Le mode d'application de la charge :

- Sens d'application de la charge par rapport au sens de mise en place du béton (perpendiculairement ou parallèlement aux couches de coulé),
- Grandeur de la charge appliquée,
- Age du béton au moment de l'application de la charge,
- Histoire du chargement.

Les effets de ces différents paramètres sont généralement interdépendants et leur étude doit être couplée, pour tenter de définir quantitativement ou qualitativement leur influence. Nous allons examiner dans cette section quelques recherches expérimentales existantes dans la bibliographie, sur les paramètres qui influent sur le fluage, et qui sont relatées principalement dans les références : [Neville, 1970 et 2000] ; [Smerda, 1988] ; [Houari, 1993] ; [Bertholet, 2003].

1.3.2.1. Paramètres ayant un rapport avec les caractéristiques mécaniques du béton

Vu que le béton est un matériau fortement hétérogène, les caractéristiques mécaniques de celui-ci sont fonction des paramètres de composition. Il en résulte que le fluage est sensiblement modifié lorsque varie la nature et/ou le dosage des différents constituants.

a. Influence du dosage en ciment :

L'Hermite constate que la déformation varie très peu avec le dosage du ciment dans le béton, avec toutefois une légère tendance à la diminution lorsque le dosage augmente. Les résultats montrés sur la figure suivante correspondent à des déformations obtenues sur des éprouvettes cylindriques (16 x 32) après 3000 jours sous 100 bars (figure 1.20) [L'Hermite, 1978].

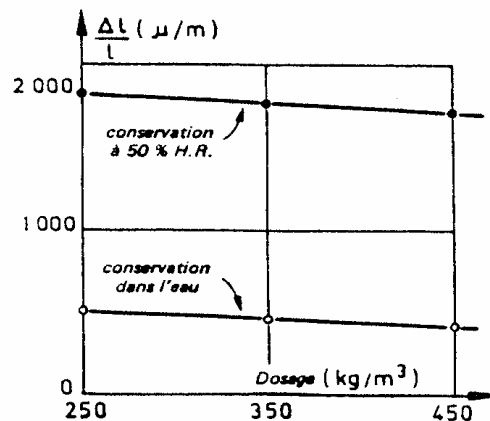


Figure 1.20. Influence du dosage en ciment sur la déformation du béton

b. Influence du rapport Eau / Ciment (E/C) :

On constate que le rapport E/C au très jeune âge (âge où l'hydratation est peu avancée) n'influence pas vraiment les déformations de fluage [Bissonnette & Pigeon, 1995]. Après quelques jours d'âge du béton, à rapport E/C croissant, il constitue un facteur d'affaiblissement de la résistance en traction et d'accroissement du fluage spécifique [Ostergaard & al., 2001].

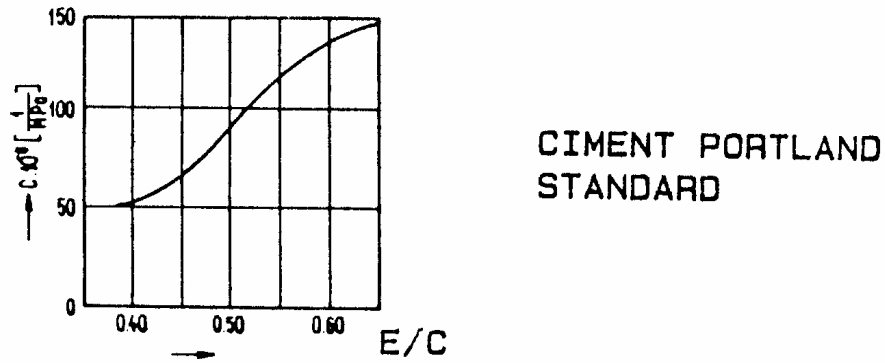
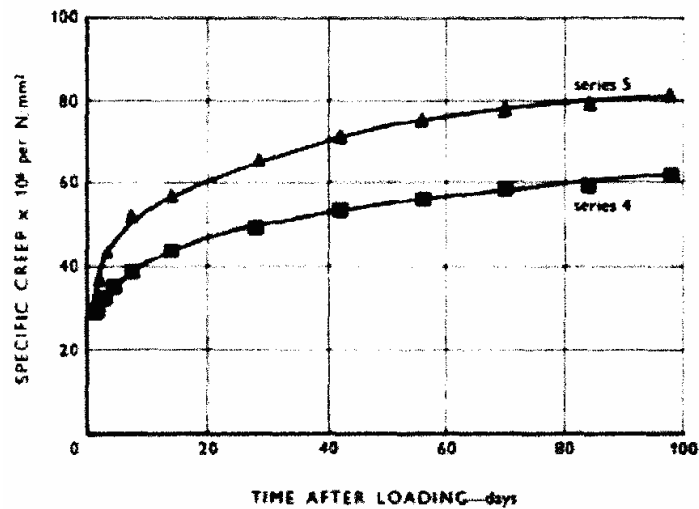


Figure 1.21. Influence du rapport (E/C) sur le fluage spécifique du béton

Les bétons à fort ratio E/C contiennent un pourcentage élevé de pores et possèdent donc une capacité de rétention importante de l'eau dans le béton. Or, plus la teneur en eau (évaporable) est importante, plus les déformations de fluage en compression comme en traction (fluage propre, en particulier) vont croître [Kovler, 1995] ; [Smadi & al., 1987]. Cette amplitude dépend aussi de la qualité du ciment et de la quantité de pâte effective du béton [Bissonnette & Pigeon, 1995, 2000]. A ratio E/C constant, par exemple, on note une légère diminution des déformations avec un plus fort dosage en ciment [L'Hermite, 1978]. A l'inverse, à quantité d'eau équivalente mais pour des dosages en ciment plus faibles, les déformations de fluage augmentent (figure 1.22).



Specific tensile creep of concretes of different paste contents. Age at loading = 7 days; stress strength = 0.50.

Figures 1.22. Dépendance du fluage spécifique $C(t, t')$ en traction du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 ; série 4 : E/C=0.40) [Ward & Cook, 1969].

c. Influence de la composition et de la structure de la pâte de ciment :

La nature du ciment constitue un facteur important sur le fluage. Ce dernier dépend des propriétés physico-chimiques du ciment ainsi que de son degré d'hydratation et sa vitesse d'hydratation.

Au début des travaux expérimentaux sur l'influence de la composition et de la structure de la pâte de ciment, les chercheurs ont commencé par utiliser des éprouvettes en béton avec différents types de ciment, tout en fixant les autres paramètres (quantités de

rapports des constituants, modalités de fabrication, conservation et de chargement). Les résultats obtenus étaient différents avec un rapport entre les déformations de 1 à 3 (figure 1.23). La question qui vient directement à l'esprit : est ce que cette différence est liée aux changements des résistances entre les différentes éprouvettes ?

La différence constatée est due essentiellement au fait que la résistance du béton, à un âge donné, est différente selon la nature du liant (proportionnelle à la vitesse de durcissement). L'accélération du fluage du ciment alumineux après un an de chargement contredit l'idée d'une évolution asymptotique du fluage. L'ajout d'autres types de liants comme de la résine ou des polymères, augmente les déformations de fluage.

Des essais ont été effectués en fixant le rapport contrainte/résistance au moment du chargement. Si la différence diminue, elle reste marquée (dans le rapport 1 et 2) et les lois d'évolution dans le temps sont différentes.

D'autres expérimentateurs se sont efforcés de maintenir le rapport contrainte/résistance constant pendant toute la durée du chargement, en augmentant la contrainte au fur et à mesure que la résistance augmente du fait de l'hydratation. La corrélation entre fluage et résistance mécanique est alors assez bonne tant qu'on ne fasse varier que l'âge des éprouvettes et le rapport eau/ciment.

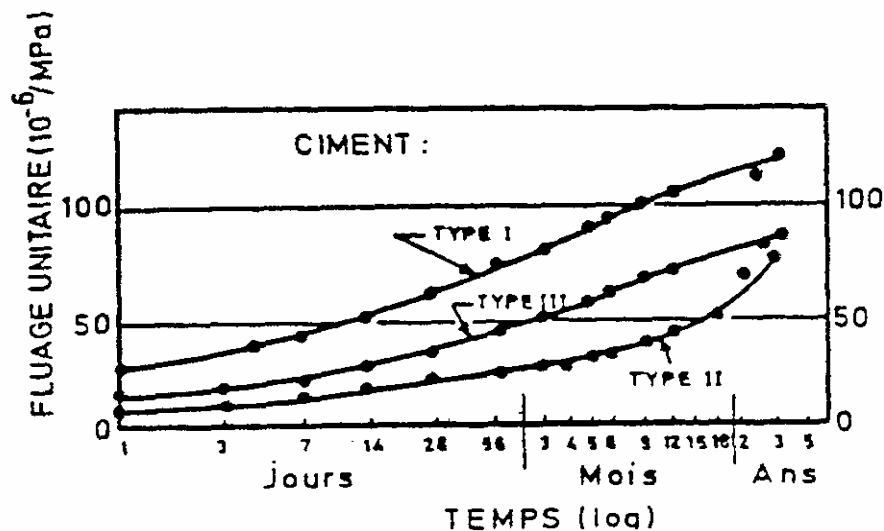


Figure 1.23. Fluages de bétons confectionnés avec différents types de ciment. Epreuves de béton chargées à 90 jours au tiers de leurs résistances. Rapport eau/ciment et granulats/ciment constants (respectivement 0,55 et 5,40) [Neville, 2000]

(Classés selon la norme ASTM, ces ciments correspondent sensiblement à : Type 1 : ciment CPA ordinaire, Type 2 : ciment à forte résistance initiale ($C_3A \geq 8\%$), Type 3 : ciment alumineux) (HUMMEL, 1959)

d. Influence du volume et de la teneur de la pâte

Certains résultats sont contradictoires. En effet, *Domone* (1971) a observé un comportement en traction similaire à celui en compression. Par contre, *El-Baroudy* (1940), ainsi que *Ward* et *Cook* (1969) ont constaté un accroissement du fluage en traction avec une diminution du volume de pâte. Ces dernières observations sont confirmées par les essais de *Bissonnette* (1996).

Dans les bétons, le fluage provient de la pâte de ciment, les granulats utilisés dans les bétons ordinaires ne présentant pas, ou que très peu, de fluage. Les granulats, comme pour le séchage, jouent un rôle de retenue. Le fluage d'un béton représente 10 à 15% du fluage de la pâte de ciment qui le constitue [Neville, 1996].

Il a été démontré, pour un même rapport eau/ciment, que le fluage en compression augmente lorsque la teneur en pâte augmente [Neville, 1996]. Neville propose la relation suivante où ε_f représente le fluage du béton, ε_f^p le fluage de la pâte qui le constitue, g la fraction volumique de granulats, et u la fraction volumique de ciment non hydraté.

$$\log \frac{\varepsilon_f^p}{\varepsilon_f} = \alpha \log \frac{1}{1-g-u} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{3(1-\mu)}{1+\mu+2(1-2\mu_g)\frac{E}{E_g}}$$

μ_g et μ sont respectivement les coefficients de Poisson du granulat et du béton et E_g et E leurs modules élastiques.

Ne perdons pas de vue que la variation de la fraction volumique en granulats d'un béton ordinaire varie peu. Lorsqu'elle passe de 65% à 75%, le fluage décroît seulement de 10% [Neville, 1996]. Par contre cette propriété peut être importante pour des bétons spéciaux tels que les bétons projetés ou les bétons autonivelants ou autoplaçants qui sont caractérisés par une plus faible teneur en granulats. Ils présenteront donc un fluage et un retrait en principe plus importants.

e. Influence des granulats :

Le domaine des contraintes causant le fluage des granulats n'est pas le même que celui du béton. En considérant le béton comme un matériau composite à deux phases : pâte de ciment d'une part, granulats d'autres part, on peut prévoir que l'influence de ceux-ci sur les déformations différées sera double :

- par la qualité : rigidité surtout, mais aussi forme, dimension, porosité et adhérence.
- par la quantité qui modifie la part viscoélastique que constitue la pâte de ciment ;

La fonction des granulats vis-à-vis du fluage est de restreindre les déplacements de la pâte de ciment [Smadi & al., 1987] ; [Khan & al., 1997]. Leur taille et leur qualité sont particulièrement influentes sur l'état de déformation et de fissuration.

Souvent négligée, la qualité des grains influence véritablement l'évolution de la déformation de fluage. Il est remarqué que le fluage du béton peut augmenter du simple au double ou plus, suivant le type de granulats utilisés dans sa composition. Par exemple, pour un béton de basalte, la déformation correspond environ au double de celle d'un béton de quartz (figure 1.24). L'interface entre granulats et pâte de ciment peut aussi affecter le fluage à travers la production de microfissures à ce niveau, surtout lors d'une sollicitation en traction.

L'augmentation de la taille des granulats améliore la raideur du matériau en réduisant la capacité de déformation [Harsh & al., 1990]. Pour exemple, le béton de sable développe des déformations de fluage environ deux fois plus larges que le béton de granulats [Benaïssa & al., 1993]. Une granulométrie plus étalée (représentation de la gamme des poudres, en particulier) permet d'augmenter d'autant plus la raideur mais aussi la résistance. La dimension des poudres, de taille plus faible que le ciment (la fumée de silice, par exemple), contribue à une baisse de la porosité à l'interface entre la pâte de ciment et le grain restituant ainsi une meilleure cohésion d'ensemble à maturité. A l'opposé, les granulats grossiers bloquent la déformation du liant, l'initiation de fissures et la vitesse de séchage. Leur rigidité étant très grande devant celle de la pâte de ciment, ils vont constituer une part importante de la raideur du matériau [Mc Creath & al., 1969]. Il est à noter que le fluage ne dépend pas uniquement de la déformabilité des

granulats mais également de leur porosité. La présence des pores dans les granulats exerce une influence sur l'état hygrométrique interne du béton, et sur les mouvements de migration d'eau.

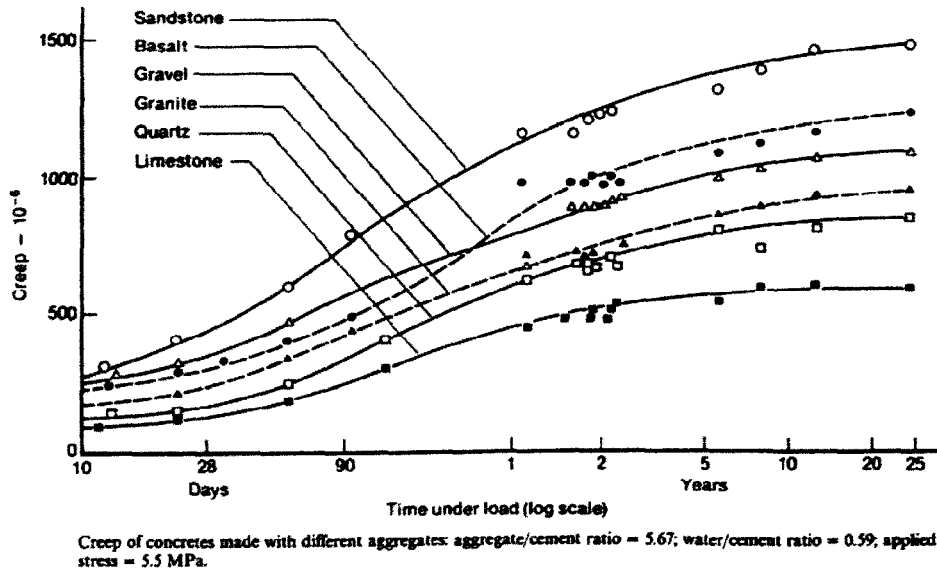


Figure 1.24. Evolution du fluage dans le temps pour plusieurs types de granulats

Logiquement, l'augmentation du pourcentage des granulats dans la composition du béton constitue aussi un facteur restrictif au développement du fluage. Pour étudier l'influence de ce facteur, et parmi les paramètres intrinsèques à retenir pour le fluage (en traction, en particulier), on choisit le ratio granulats/pâte de ciment dont la diminution entraîne un fort fluage spécifique [Domone, 1974] ; [Bissonnette et Pigeon, 1995] ; [Bissonnette & Pigeon, 2000] et parce que la source majeure de microfissuration du fluage en traction se situe au niveau des auréoles de transition.

En opérant à e/c constant, pour ne pas modifier les caractéristiques de la pâte (ce qui réduit la plage de variation de g), on a pu retrouver la loi établie par PICKETT (1956) :

$$\log \frac{C_p}{C} = a \cdot \log \frac{1}{1-g}$$

où C_p et C sont respectivement le fluage de la pâte pure et celui du béton (figure 1.25).

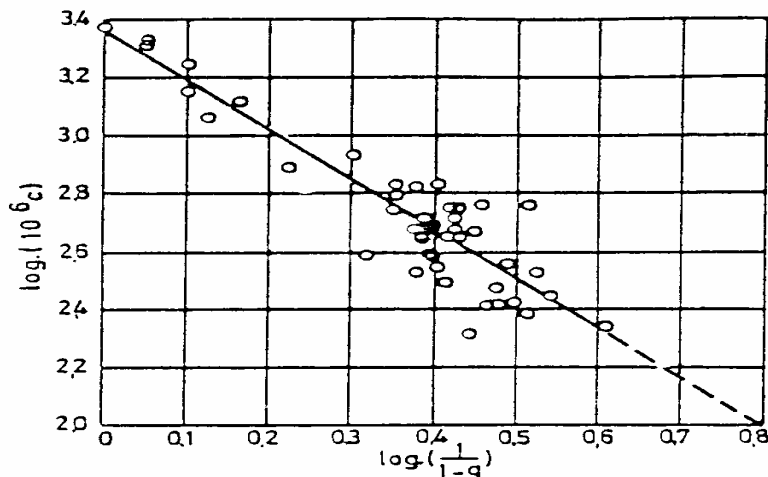


Figure 1.25. Relation entre le fluage c et le dosage en granulats g

Notons aussi que le fluage est d'autant plus faible que le module d'élasticité des granulats est élevé comme le démontre la figure 1.26.

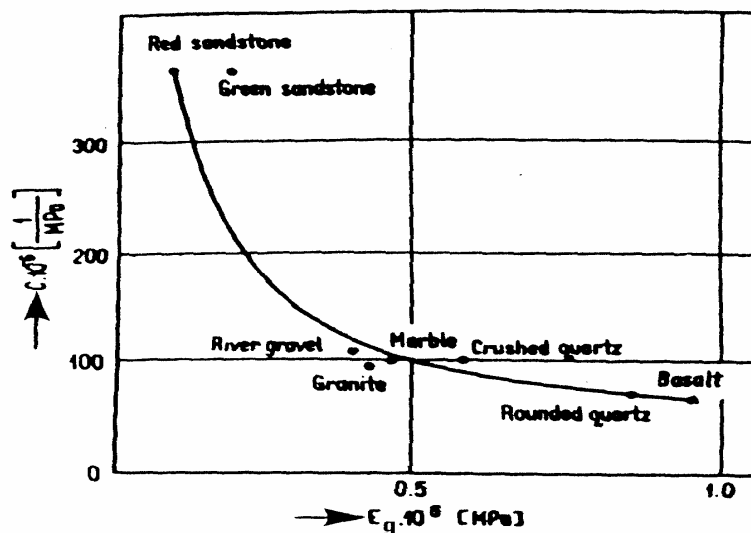


Figure 1.26. Relation entre le fluage et le module d'élasticité des granulats [Neuville, 1981]

f. Influence des ajouts

Les ajouts sont reconnus comme des améliorants de la résistance du béton à long terme. Ce gain de résistance semble dépendre de l'implication des déformations différées (notamment de fluage) qui sont réduites par rapport au béton sans ajout [Pane & Hansen, 2002]. Plusieurs types d'ajouts (laitier de haut - fourneau, cendres volantes, plastifiants et superplastifiants, fumée de silice, etc.) ont été testés et présentent des propriétés diverses vis-à-vis du comportement du béton.

Le tableau 1.2 résume l'influence des principaux ajouts sur le fluage et retrait des variétés de bétons.

| Ingrédient | Fluage à même rapport contrainte – résistance | | Retrait |
|---------------------------------|--|---|---|
| | Propre | Total | |
| Laitier de haut-fourneau | Diminue avec l'augmentation de R | N'influe pas | Augmente avec augmentation de R |
| Cendres volantes | Diminue avec l'augmentation de R | Diminue pour R > 10 % | N'influe pas |
| Plastifiant et superplastifiant | Augmente de 20 % | Augmente de 20 % | Augmente de 20 % |
| Fumée de silice | Augmente pour R > 7,5 % N'influe pas pour R < 7,5 % | Augmente pour R > 15 % Diminue pour R < 15 % | diminue pour R > 7,5 % N'influe pas pour R < 7,5 % |

Tableau 1.2. Influence des ajouts du béton sur le fluage et le retrait [Al-Manaseer, 2000]
R : Pourcentage en masse de l'ajout par rapport à la masse du ciment.

En ce qui concerne les fibres métalliques, tout le monde sait qu'elle peuvent couvrir les microfissures en retardant les macro fissures (cas de la traction), et les fissures obliques (cas de la compression), tout en assurant la capacité portante et la ductilité à influencer sur les caractéristiques mécaniques de béton durci, parce que les fibres sont alignées favorablement à l'échelle de structure.

Pour le fluage et d'après *Swamy [Swamy, 1979]* et *Burakiewitz [Burakiewitz, 1980]* la présence des fibres a une influence mais les résultats sont très controversés. D'autres auteurs trouvent qu'il existe un manque de consensus autour de l'influence des fibres [*Acker, 1983*] ; [*Mangat, Azari, 1984*] ; [*Balaguru, 1985*] ; [*Houari, 1993*].

1.3.2.2. Paramètres résultants de la conservation du béton

a. Influence de l'hygrométrie :

Le fluage d'un béton dans une ambiance sèche est supérieur à celui d'un béton conservé dans l'eau (figure 1.27).

Le rapport de fluage est de 2 à 3 entre un béton conservé à 50 % d'humidité relative et un béton conservé à 100 % d'humidité.

Selon les expériences, le fluage est proportionnel à l'humidité ambiante relative pour une durée de chargement supérieure à 200 jours.

Le fluage dépend essentiellement des conditions de conservation des éprouvettes avant leur chargement : il est plus faible si les éprouvettes sont séchées avant l'essai de fluage, et d'autant plus fort qu'il leur reste à accomplir un séchage important comme le montre la figure (1.28) [*Acker, 1988*].

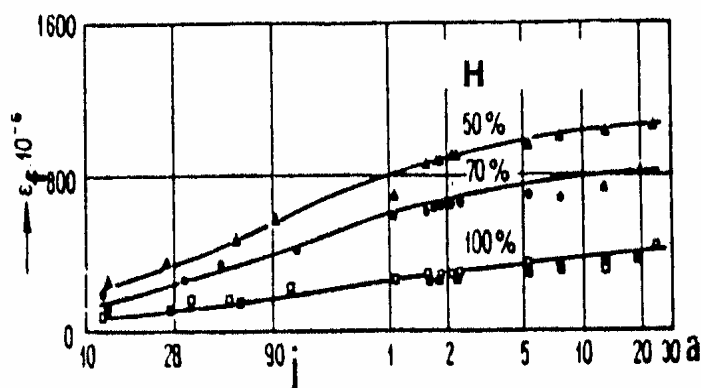


Figure 1.27. Influence de l'humidité relative sur le fluage du béton

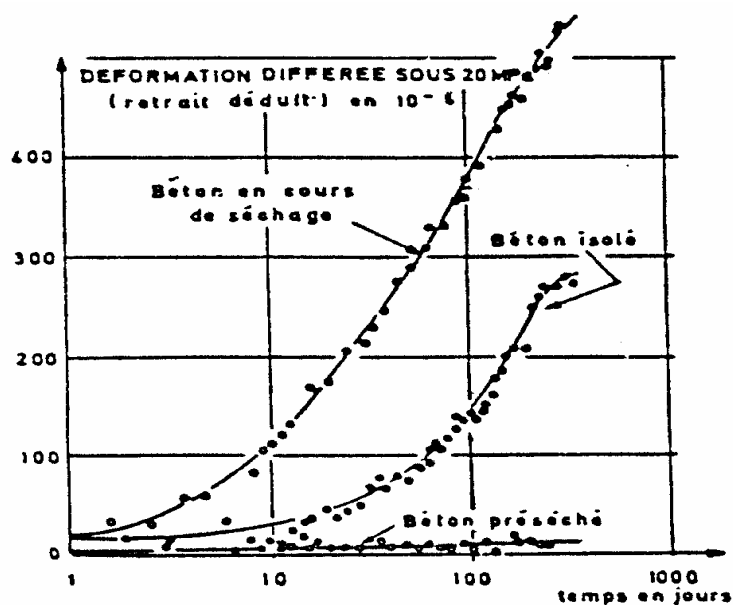


Figure 1.28. Evolution du fluage suivant différents modes de conservation avant et en cours du chargement

Initialement, le béton est quasiment saturé d'eau. Suivant les conditions d'environnement de ce dernier (atmosphère non saturée et atmosphère saturée), sa teneur en eau peut évoluer différemment. Donc, nous aurons deux cas de chargement d'éprouvette :

- **chargement d'une éprouvette en équilibre hygrométrique avec son milieu :**

Le fluage obtenu dans des conditions d'équilibre hygrométrique est appelé fluage propre (basic creep). Moins d'eau \Rightarrow moins de fluage.

En enlevant 40 % de l'eau évaporable, le fluage est divisé par 5. En séchant jusqu'à 105°C pour la durée de 7 jours on a obtenu un fluage nul en torsion pour les cylindres creux en mortier, dont l'épaisseur de la paroi est de 2 mm.

Plus l'hygrométrie est basse, plus le fluage propre est faible. En plus, pour deux hygrométries différentes, le rapport des recouvrances est égal au rapport des fluages [*Huet, 1982*].

Bazant a montré qu'au bout de 24 heures, des cylindres de pâtes ne sont pas encore en équilibre hygrométrique avec leur ambiance. Lorsque l'humidité relative passe de 100 % à 50 %, le fluage est divisé par deux.

- **Chargement d'une éprouvette en déséquilibre hygrométrique avec son milieu :**

La différence entre le fluage mesuré dans les conditions de déséquilibre hygrométrique et le fluage propre qui aurait eu lieu si l'hygrométrie initiale avait été maintenue, est appelée fluage de dessiccation (drying creep).

Dans la pratique, ce type de fluage l'emporte souvent devant le fluage propre.

Il y a fluage de dessiccation dès qu'il y a baisse d'hygrométrie, que ce soit avant (tant que le séchage n'est pas terminé), pendant ou après la mise en charge. Ceci est illustré dans le tableau 1.3 [*Baron, 1995*].

| Conditions de conservation | | Fluage relatif |
|-------------------------------|------------------|----------------|
| Avant chargement | Après chargement | |
| (a) Eau | Eau | 1 |
| (b) Air sec 45 – 50 % H.R. | Eau | 2 |
| (c) Air humide 65 – 70 % H.R. | Air humide | 2,4 |
| (d) Air sec | Air sec | 3,2 |
| (e) Eau | Air sec | 4,2 |

Tableau 1.3. Influence des conditions de conservation sur le fluage
(Prismes de béton de section $10 \times 10 \text{ cm}^2$, chargés à 6 MPa à l'âge de 60 jours)

Ce qu'on peut dire à ce sujet c'est : ce n'est pas le pourcentage d'humidité relative – c'est à dire le degré de saturation de l'atmosphère – qui peut donner une idée sur l'intensité du fluage mais c'est la durée de conservation de la pièce dans le milieu à humidité relative variable ou constante avant et après le chargement, donc laisser le temps pour l'élément d'être en déséquilibre ou en équilibre hygrométrique avec son milieu.

b. Influence de la température :

La température possède un effet non négligeable sur le mécanisme de fluage. On choisit généralement une amplitude et une cinétique de fluage de référence pour des températures analogues à celles de l'environnement, à savoir 10 à 20°C.

Si la température chute, les variations de comportement sont le plus souvent mises à défaut si la structure est sollicitée par les cycles gel-dégel. Si la température augmente la déformation de fluage est amplifiée sauf au jeune âge ou, une température élevée accélère le processus d'hydratation du ciment pour produire un durcissement plus rapide en ralentissement ainsi le taux de déformation.

Dans un cas de fortes sollicitations, l'élévation de température, associée à l'énergie de pression dans le domaine non-linéaire de comportement, produit une accélération des déformations d'autant plus élevée (figure 1.29) [Bertholet, 2003]. Si on atteint de très hautes températures, les ruptures des ponts cristallins qui sont responsables d'un plus grand fluage du béton se produisent en plus grande quantité [Bažant & Wang, 1983]. Ces variations d'amplitude dépendent essentiellement de la variation de viscosité de la pâte de ciment. Une viscosité minimale de la pâte est obtenue à des températures avoisinant 30°C, voire 40°C.

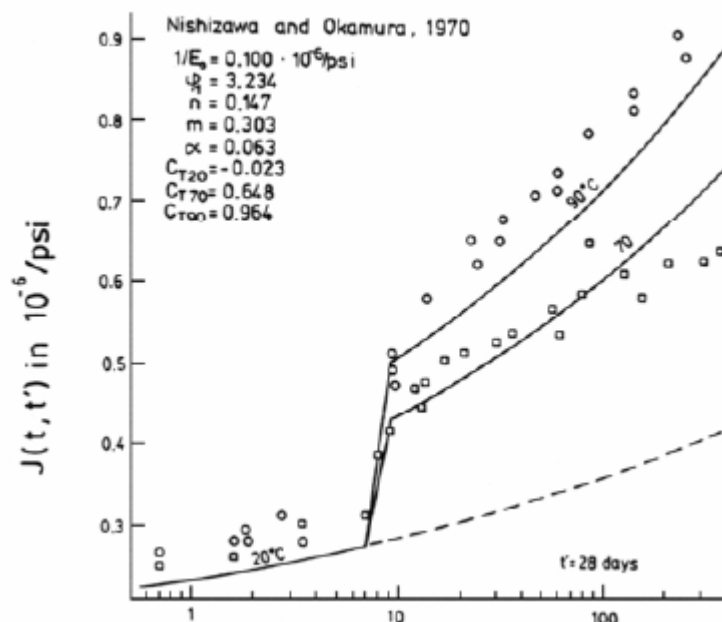


Figure 1.29. Etude de l'augmentation de la complaisance $J(t, t')$ par élévation de température par Bažant & Panula en 1978 [Bertholet, 2003]

1.3.2.3. Paramètres de définition du produit fini (Dimension du spécimen)

La quantité du fluage du béton est d'autant plus élevée que la dimension du spécimen est faible (figure 1.30). Le facteur déterminant est la surface du béton exposée à l'environnement à travers laquelle se produit l'échange d'eau. La différence du fluage entre éléments de dimensions différentes s'explique par un échange d'eau plus intense dans le cas d'une petite éprouvette.

La notion de l'épaisseur fictive d_f est souvent utilisée comme élément de comparaison entre spécimens de dimensions différentes. d_f est donné par :

$$d_f = \frac{2A}{O}$$

A : est l'air de la section

O : est le périmètre en contact avec l'atmosphère

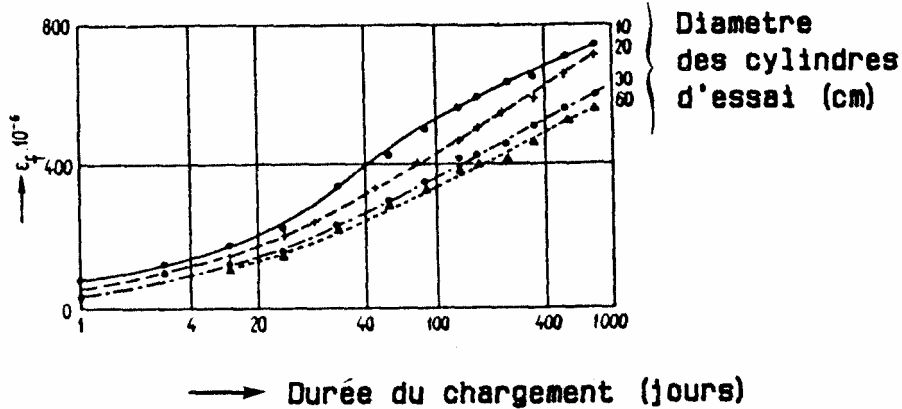


Figure 1.30. Influence de la dimension des éprouvettes sur le fluage du béton

1.3.2.4. Paramètres en relation avec le mode d'application de la charge

a. Influence du rapport (σ/f_c) :

Des bétons de composition différente développent des déformations de fluage dont l'amplitude peut être reliée à leur résistance (figure 1.31 (a)) [Smadi & al. 1987]. Globalement, le taux de fluage comme la déformation, semble plus important pour des bétons de plus faible résistance. En revanche, à ratios de contrainte égaux $x = \sigma/f_c$, la déformation totale du béton est supérieure pour de plus fortes résistances (figure 1.31 (b)).

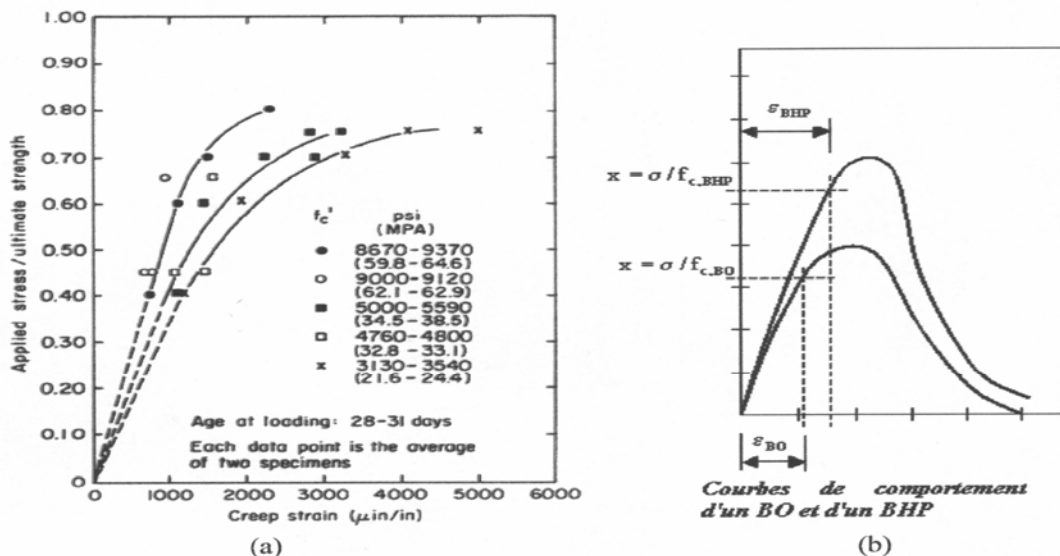


Figure 1.31. (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton – (b) Déformation d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à rapport équivalent de contrainte [Smadi & al, 1987]

D'autres auteurs estiment que, pour un béton donné, le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée σ , et inversement proportionnel à la résistance du béton f_c à l'instant de la mise en charge.

La relation entre σ/f_c et la déformation de fluage est montrée sur la figure (1.32) pour différentes durées de chargement.

L'hypothèse de linéarité entre contrainte appliquée et déformation de fluage est valable pour $\sigma/f_c < 0,4$ à $0,5$. Ce seuil est fonction de l'âge. Au-delà de 75 % de la résistance, l'essai sous chargement permanent conduit, à terme, à la rupture.

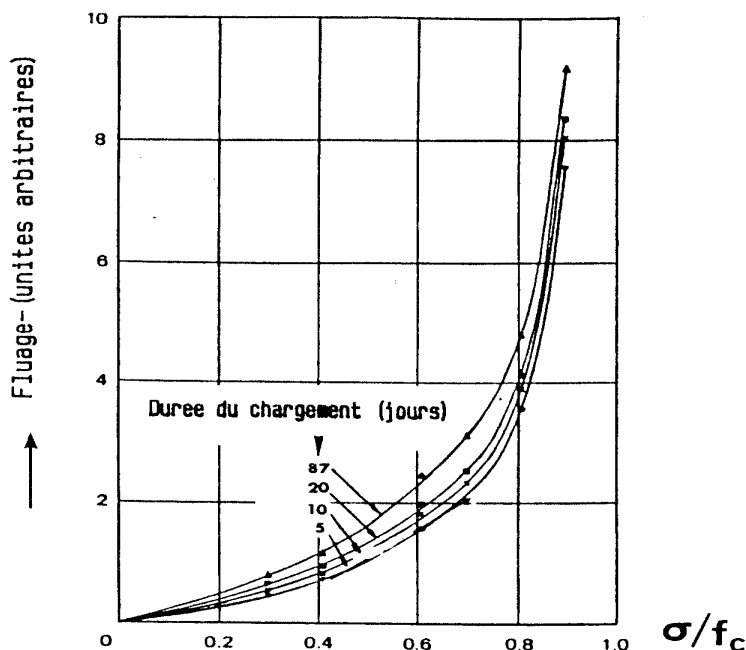


Figure 1.32. Relation entre le rapport σ/f_c et la déformation de fluage

b. Age du béton à la mise en charge :

Selon certains chercheurs, 80 à 90 % du fluage total se développe à la première année, et s'arrête au bout de la cinquième.

Certaines expérimentations montrent au contraire, qu'il y a fluage même au-delà de la vingtième année. Plus l'âge du béton à la mise en charge est avancé, moins est la valeur finale du fluage ainsi que son évolution dans le temps comme le montrent les résultats expérimentaux de la figure (1.33) :

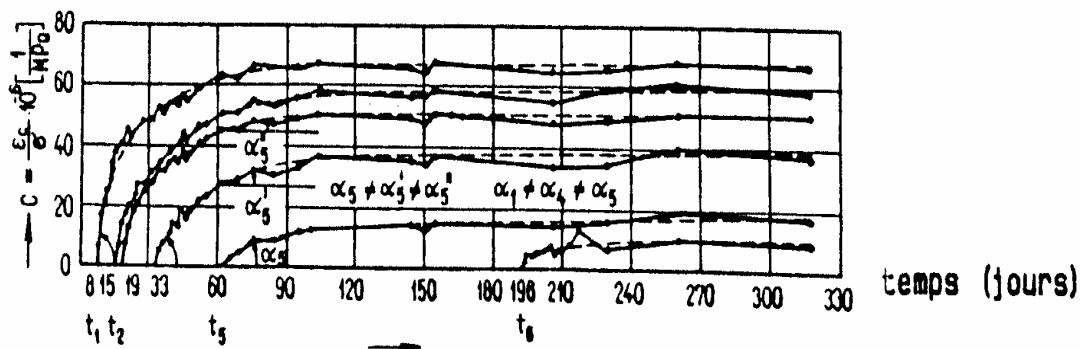


Figure 1.33. Influence de l'âge du béton à la mise en charge sur le fluage

Les essais de fluage et de retrait effectués au LCPC par *Acker* et *Barral* [*Acker, 1980*] sur des éprouvettes cylindriques ($\Phi 16 \times 100$) chargées en compression à différents âges, montrent une diminution des déformations différées totales avec l'augmentation de l'âge du béton à la mise en charge comme l'illustre la figure (1.34) :

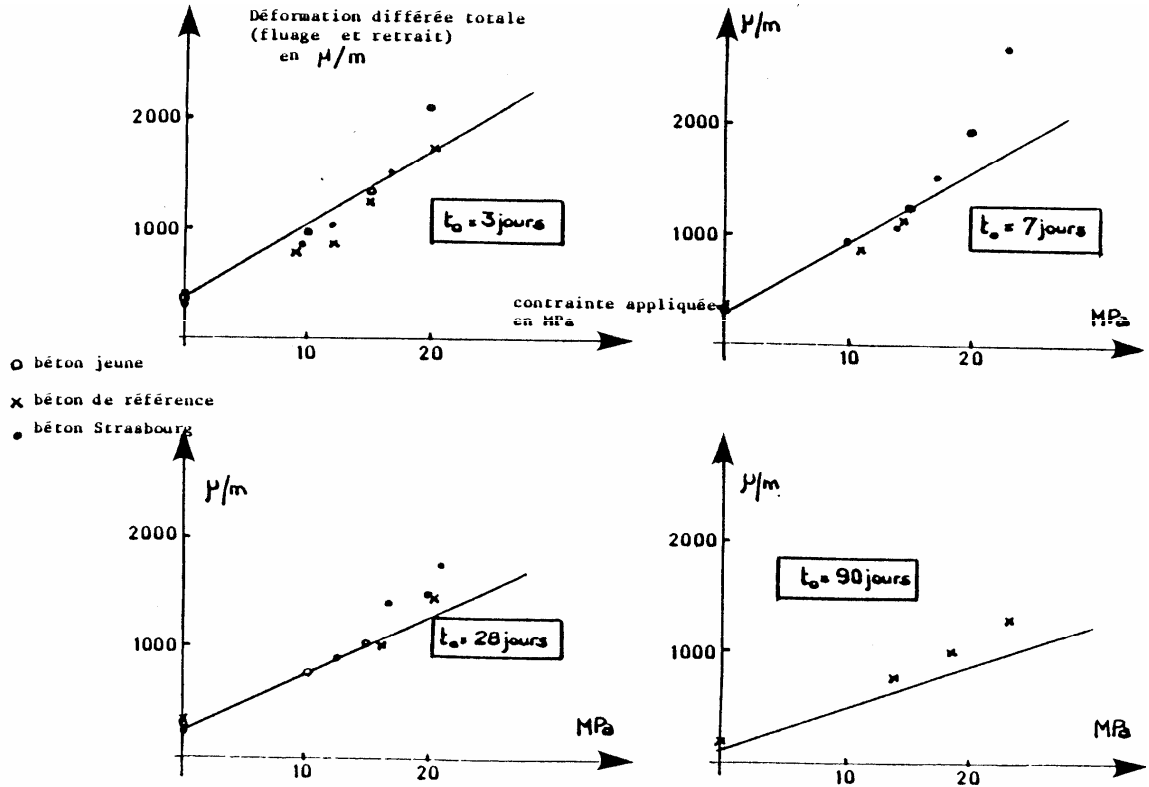


Figure 1.34. Variation de la déformation différée totale avec l'augmentation de l'âge de trois bétons différents à la mise en charge

Ce même constat est confirmé par les résultats de L'Hermitte [*L'Hermitte, 1978*] montrés sur la figure (1.35) :

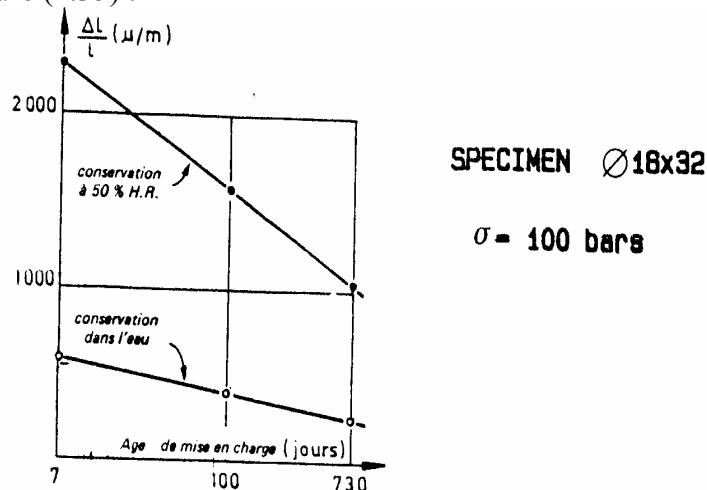


Figure 1.35. Influence de l'augmentation de l'âge du béton sur le fluage avec différents modes de conservation

c. Les déformations de fluage sous contraintes croissantes :

La déformation de fluage se décompose suivant trois phases d'évolution (primaire, secondaire et tertiaire) qui possèdent des caractéristiques différentes en terme de déformation ε (Creep strain), de vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}$. (Creep strain rate) et d'accélération de la déformation $\ddot{\varepsilon}$. (Creep strain accélération) [Poh, 1998].

La cinétique de déformation de fluage présente des différences selon si on maintient constante une charge ou une contrainte (figure 1.36 (a)). Principalement, un écart visible sur la valeur de la vitesse de déformation de la phase de fluage secondaire est constaté. Les phases de fluage primaire et tertiaire restent peu sensibles à la distinction de contrainte constante ou de charge constante (figure 1.36 (b)) [Lukas & al, 1996].

Généralement dans le cas réel des structures, la plupart des essais expérimentaux sur le fluage est conduite à charge constante et non à contrainte constante [Acker, 1980]. C'est pourquoi, même si les déformations de fluage sont obtenues sous charge constante, elles pourront provenir de certaines croissantes, dans le domaine non linéaire de comportement notamment.

Sous charge élevée, la déformation peut conduire à la rupture par des contraintes excédent la résistance du matériau.

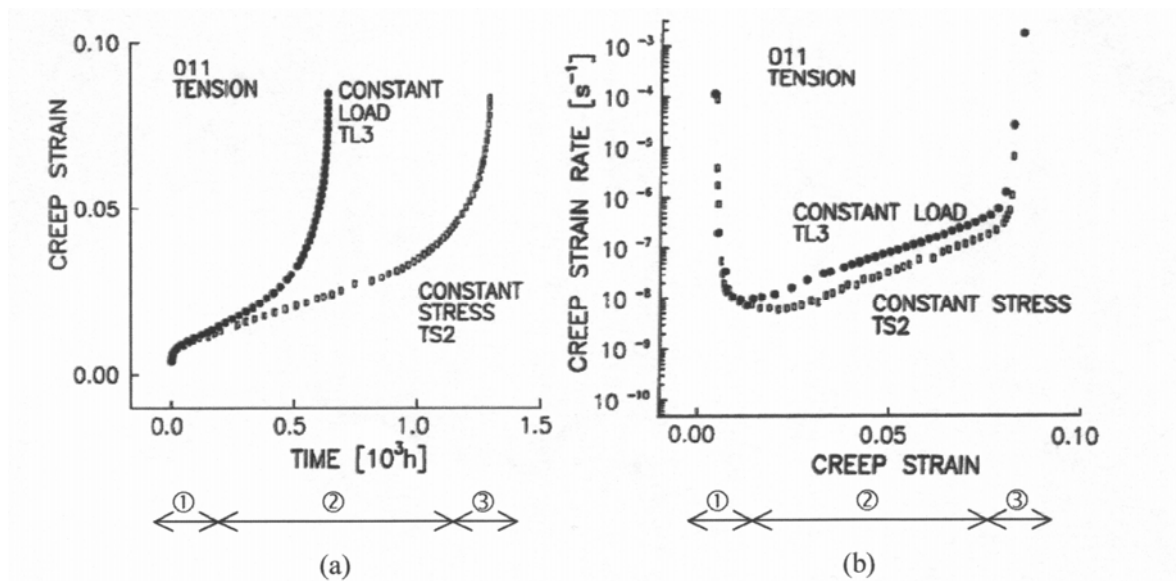


Figure 1.36. (a) Evolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction, (b) Evolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction [Lukas & al, 1996]

La mise en évidence des trois évolutions est possible par un test de fluage maintenant un niveau de charge élevé et constant, après une montée en charge rapide (instantanée) (figure 1.37(a)).

Le plus souvent, l'état de contrainte global au sein d'une structure, reste relativement faible et n'engendre que les phases de fluage primaire à secondaire. Les déformations de fluage sont alors approximativement deux à trois fois plus importantes que la déformation « instantanée » (figure 1.37 (a)) [Acker & al. 1991]. Dans cette gamme de contraintes, le mécanisme de fluage a tendance à modifier le matériau en le compactant (figure 1.38 (b)) [Bérès, 1969] ; ce qui lui confère un gain de résistance [Houari, 1993].

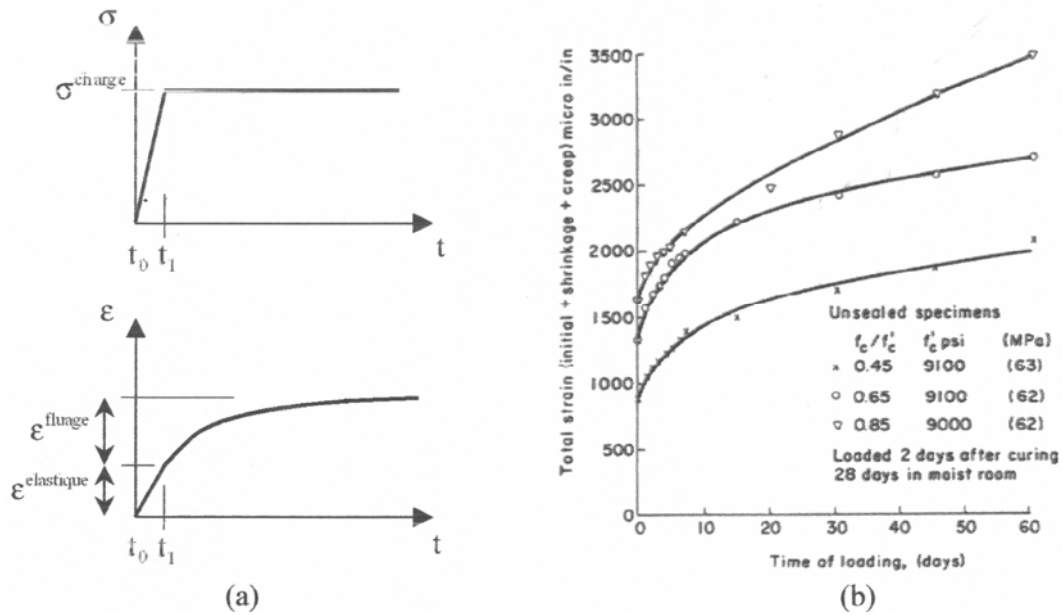


Figure 1.37. (a) Test mécanique de fluage – (b) Déformation de fluage primaire à secondaire [Ngab & al, 1981]

La déformation de fluage complète, c'est-à-dire, avec ses trois phases (primaire, secondaire et tertiaire) (figure 1. 38 (a)) n'est observée que lorsque le palier de contrainte est établi pour des niveaux proches de la résistance [Bertholet, 2003]; [Bissonnette & Pigeon, 2000].

Quel que soit la phase enclenchée, on remarque que la vitesse de déformation reste toujours positive $\dot{\varepsilon} > 0$. En revanche, pour ces trois phases de fluage, différentes accélérations de la déformation $\ddot{\varepsilon}$ sont identifiées :

- Phase primaire : l'accélération est négative $\ddot{\varepsilon} < 0$ et influence la déformation à se stabiliser.

- Phase secondaire : l'accélération oscille autour d'une valeur nulle $\ddot{\varepsilon} \rightarrow 0$ entraînant une évolution de la déformation à vitesse constante.

- phase tertiaire : l'accélération devient positive $\ddot{\varepsilon} > 0$. La déformation augmente rapidement en générant la rupture du matériau.

On observe que les forts niveaux de contrainte génèrent une fissuration du matériau dont la progression modifie de manière significative la déformation de fluage et notamment dans sa dernière phase (80% de déformation en plus par rapport à la valeur de déformation de fluage secondaire) [Smadi & al, 1987]; [Gettu & Garcia-Alvarez, 1993]. L'accélération positive dans cette ultime phase s'associe à un mécanisme de déformation dilatante du béton par croissance rapide de la microfissuration [Bertholet, 2003]. Les travaux de [Bérès, 1969] confirment cette ultime cinétique de déformation par la représentation du coefficient de fluage $\varphi(t', t)$ défini à partir de la déformation totale $\varepsilon_{tot}(t)$ (au temps t , à l'observation) et de la déformation instantanée $\varepsilon(t')$ (au temps t' , au chargement) (figure 1.38 (b)). A un niveau de contrainte proche de la rupture, la bifurcation de $\varphi(t', t)$ indique le seuil de non-linéarité qui varie en fonction de la résistance du béton [Smadi & al, 1987]. L'observateur du coefficient de Poisson dans la phase de fluage fournit une indication intéressante de la valeur de ce seuil. Lorsqu'il vaut $\nu = 0.5$, le niveau de contrainte est suffisamment élevé pour initier des zones de fissure au sein même de la pâte de ciment. Pour un béton, la présence de granulats semble différer, voire arrêter ces premières fissures à l'interface « pâte de ciment –granulats ». Dans le cas d'une pâte de ciment, cette barrière

à l'ouverture de fissure est inexistante et la fissuration se propage plus rapidement en générant la perte de cohésion matérielle et l'instabilité de l'élément [Bertholet, 2003].

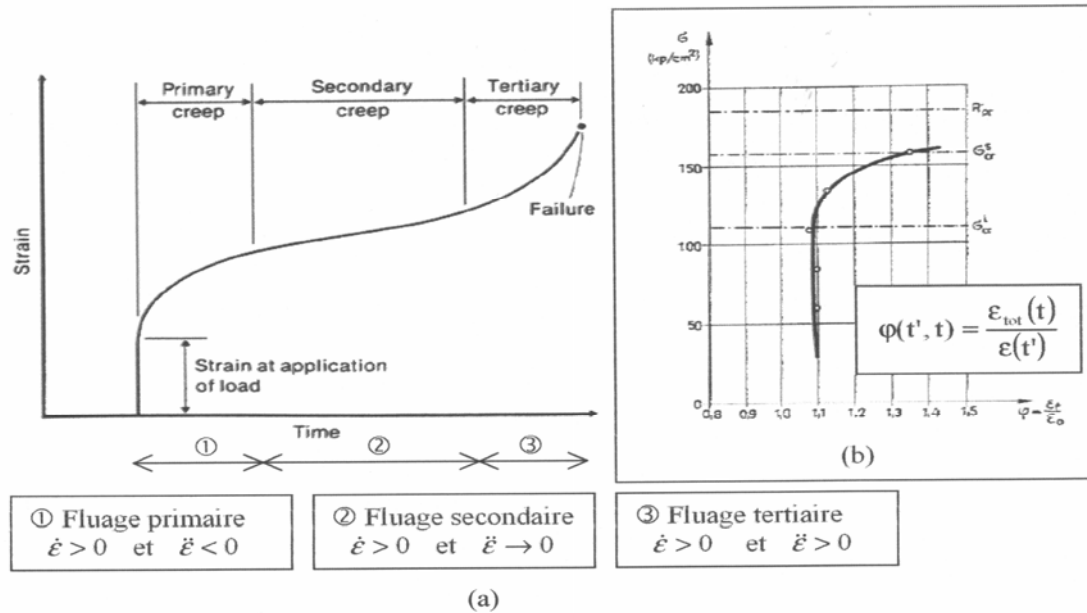


Figure 1.38. (a) Evolution de déformation de fluage complète [Neville & al. 1983] – (b) Variation de coefficient de fluage $\varphi(t', t)$ en fonction de niveau de contrainte [Bérès, 1969]

d. Influence du type de sollicitation (contrainte) :

Le fluage du béton ne se manifeste pas seulement dans les essais de compression. Seulement, par difficulté de la réalisation des essais avec d'autres sollicitations, ces derniers sont beaucoup moins nombreux. C'est pour cette raison que la plupart des essais de fluage que nous avons rencontré dans cette recherche sont des essais de compression simple.

▪ **Cas de la traction**

Dans le cas de la traction simple, ceux en petit nombre qui existent, sont relativement contradictoires. Pour certains auteurs, le fluage en traction est pratiquement le même qu'en compression. Pour [Bissonnette & Pigeon, 1995] le fluage spécifique du béton $C(t, t')$ (Specific creep) possède des valeurs très proches en compression et en traction (figure 1.39).

En revanche, en terme de déformation de fluage, la vitesse de déformation en traction est plus rapide qu'en compression (figure 1.40) [Neville & al., 1983]; [Bissonnette & Pigeon, 2000]; [Pane & Hansen, 2002]. L'amplitude finale des déformations en traction est pratiquement atteinte durant les premiers jours après l'application du chargement. En compression, cette évolution est nettement plus lente et progressive. A long terme, les déformations de fluage de traction et de compression tendent à se rejoindre pour obtenir des valeurs similaires.

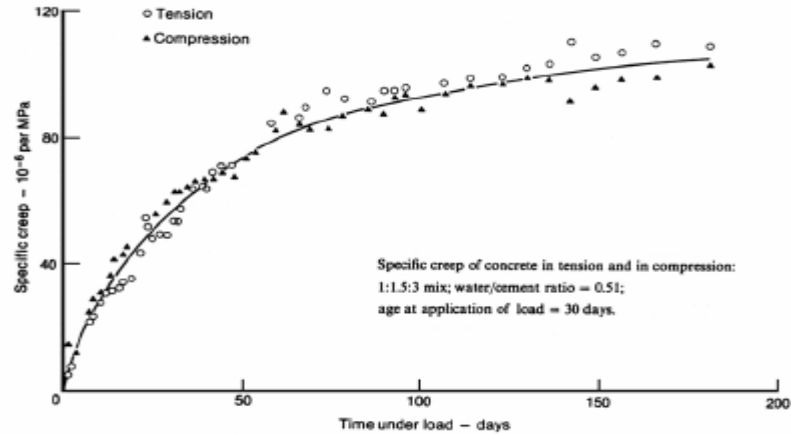


Figure 1.39. Fluage spécifique $C(t, t')$ en traction et compression [Neville & al, 1983]

Pour d'autres auteurs, le fluage en traction diffère sensiblement (20 à 30 %) du fluage en compression, voire même drastiquement.

Ces contradictions peuvent s'expliquer en partie par la difficulté des expériences en traction, ainsi que par la faiblesse des déformations à mesurer. L'origine de celle-ci revient à la déformation de rupture instantanée du béton qui est beaucoup plus faible que sa rupture instantanée en compression et n'excède pas 0.2 mm/m (24). Il en résulte que le retrait libre, qui doit cette fois être ajouté à la déformation mesurée pour donner la déformation mécanique, l'emporte en ordre de grandeur sur celle-ci aux contraintes modérées.

En relaxation, les résultats d'essais de traction sont pratiquement inexistants.

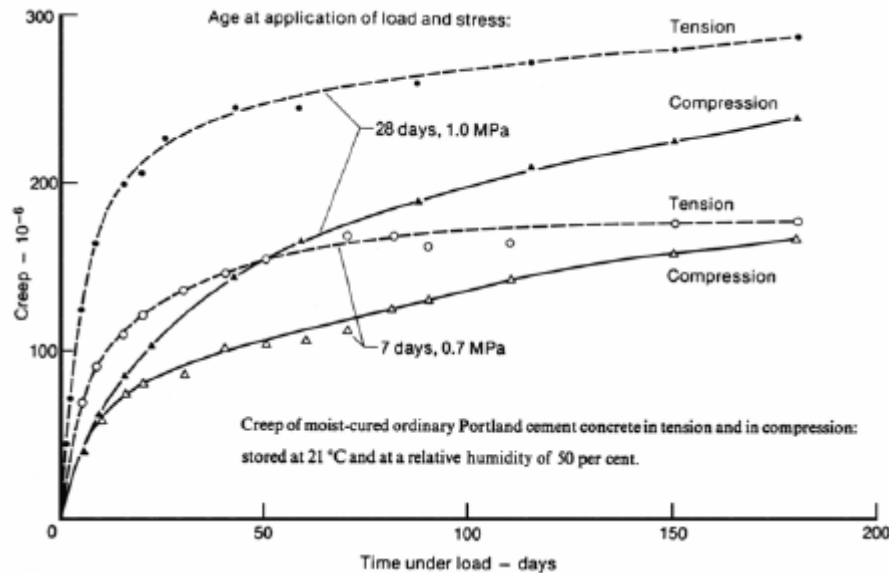


Figure 1.40. Déformation de traction et compression à différents âges [Neville & al, 1983]

▪ **Cas de la flexion et de la torsion**

Les relations entre traction et compression peuvent être tirées des essais de flexion. Certains auteurs ont trouvé qu'il existe de très grandes différences entre les déformations

des faces tendues et comprimées (les sections planes avant déformation ne restent pas planes après déformation). Alors que d'autres confirment l'hypothèse connue.

Les essais de torsion sont les plus simples à réaliser. Déjà le signe de la sollicitation, importe peu contrairement dans le cas de traction et compression. Voir aussi que les déformations non mécaniques réellement n'affectent pas les résultats de la torsion, car celle-ci ne concerne que la partie isotrope du tenseur de déformation. Les résultats en torsion sont cependant très peu nombreux. On mentionnera particulièrement la méthode d'essai sur tube creux, définie par *Bazant et al.* (1973 – 1976) et qui permet d'appliquer (simultanément ou non), des sollicitations de torsion et des sollicitations axiales. Cette méthode, destinée avant tout à l'étude de l'influence de l'humidité (voir l'influence des conditions de l'environnement) ne s'applique toutefois (du fait de la minceur de la paroi du tube : 0,7 mm) qu'à la pâte pure de ciment [*Huet, 1982*].

▪ **Effets tridimensionnels :**

Logiquement, les résultats expérimentaux tridimensionnels sont beaucoup plus rares que les résultats unidimensionnels.

La principale conclusion de ces résultats est que la déformation transversale actuelle est, après une période transitoire de l'ordre de quelques jours, à peu près indépendante du temps [*L'Hermitte, 1978*] (figure 1.41). La contrainte axiale est égale à 10 MPa. La déformation transversale croît en valeur absolue dans les 10 premiers jours. Ensuite elle reste constante, alors que la déformation longitudinale continue à croître. Le coefficient de POISSON **tangent** (rapport entre vitesse de déformation longitudinale et

transversale $\left(\frac{V_{\epsilon t}}{V_{\epsilon l}}\right)$) est alors nul. Le coefficient de POISSON **sécant** (rapport des

déformations longitudinale et transversale $\left(\frac{\epsilon_{tactuelle}}{\epsilon_{lactuelle}}\right)$), dont la valeur initiale est de l'ordre

de 0,15, diminue au cours du temps, ce qui est attribuable à la micro fissuration [*L'Hermitte, 1978*].

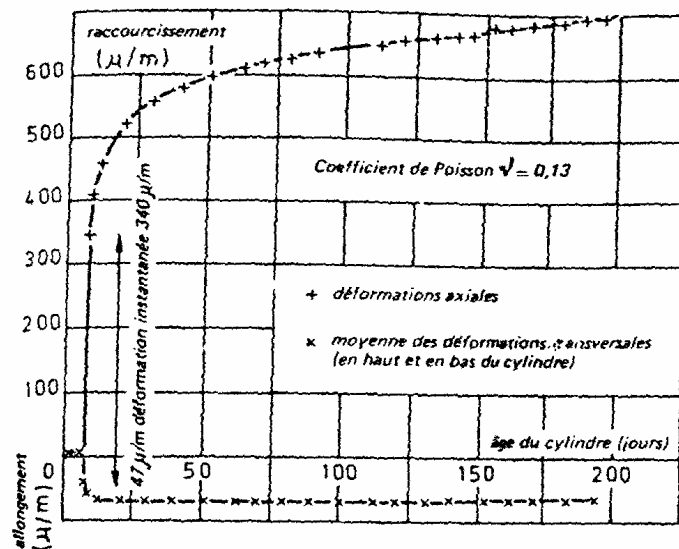


Figure 1.41. Déformation transversale en compression simple [*L'Hermitte, 1978*]

Ceci signifie qu'il existe une part du fluage sous compression qui est due à une diminution progressive du volume.

Ce qu'on a vu maintenant était l'effet tridimensionnel par une contrainte unidimensionnel. Pour les essais de compression biaxiale (une contrainte principale nulle et les deux autres non nulles), les constatations ont été peu différentes [Bergues et al. 1972] : pendant une période transitoire, on observe une diminution monotone du volume de l'éprouvette. Après quelques mois, le volume tend à se stabiliser et le fluage se poursuit à volume constant (ce qui correspond à un coefficient de POISSON incrémental égal à 0,5) [Huet, 1982].

Le fluage dans la direction la plus sollicitée (direction où la contrainte principale est plus grande) est plus important lorsque la contrainte intermédiaire (contrainte principale minimale) diminue.

1.3.3. Les sources et mécanismes micro structurels du fluage

1.3.3.1. Introduction

La déformation du fluage est consciencieusement décomposée en une déformation de fluage propre et le fluage de dessiccation. Chacune de ces composantes correspond à une configuration d'ambiance de conservation différente (en humidité relative). Cette décomposition de la déformation de fluage est nécessaire, car les caractéristiques du fluage de bétons sont très sensibles à l'humidité relative interne, [Bažant & al, 1973, 76], [Bertholet, 2003].

1.3.3.2. Le fluage propre

La déformation de fluage propre est la déformation mesurée sur une éprouvette chargé et protégée contre la dessiccation externe, à laquelle on a ôté la déformation de retrait endogène et la déformation élastique instantanée. Cette décomposition des déformations suppose qu'il n'existe pas d'interaction entre les différentes composantes de déformation de fluage propre et le retrait endogène. Or, l'existence d'un couplage entre la déformation de fluage propre et le retrait endogène a été proposé [Ulm et al, 1999]. En effet, la réaction d'hydratation génère des tensions capillaires (liées à la consommation de l'eau par la réaction d'hydratation), modifiant l'état de consommation au sein de la microstructure du béton et s'ajoutant aux contraintes macroscopiques appliquées lors de l'essai de fluage propre [Benboudjema, 2002].

Par ailleurs, le fluage propre est caractérisé expérimentalement par une forte dépendance à l'âge du matériau lors du chargement, qui se poursuit bien après que la réaction d'hydratation a cessé. Cette dépendance au vieillissement est une caractéristique unique au fluage propre. En effet, les propriétés mécaniques du béton (coefficient de Poisson, module de Young, résistance), les paramètres gouvernant le transport de l'eau et le retrait de dessiccation ne dépendent plus significativement de l'âge, après 90 jours [Gaucher, 1982], [Guenot-Delahaie, 1997], [Bertholet, 2003], [Bažant, 1982], , [Benboudjema, 2002].

L'eau semble jouer un rôle fondamental dans le mécanisme de fluage propre du béton. En effet, la déformation de fluage propre d'un béton sec (dont on a enlevé toute l'eau évaporable) est négligeable [Acker, 1988], [Bertholet, 2003]. De plus, des matériaux comme les bétons à hautes performances, traités thermiquement [Acker, 2001],

[Bertholet, 2003], présentent une quantité d'eau liée quasi inexistante et ne fluent pratiquement pas.

L'analyse de la cinétique de la déformation de fluage propre des pâtes de ciments et des bétons met en évidence deux régimes cinétiques distincts, quelle que soit la composition utilisée [Ulm et al, 1998], [Bertholet, 2003] :

- A court terme, la cinétique de la déformation de fluage propre est rapide pendant quelques jours après le chargement ;
- A long terme, la déformation de fluage propre est caractérisée par une cinétique très lente.

Cette analyse suggère qu'il existe au moins deux mécanismes de fluage propre associés à chacune de ces cinétiques.

a. Fluage à court terme :

On distingue dans la littérature principalement cinq mécanismes pour expliquer le fluage propre du béton à court terme :

- L'état de la pression osmotique : les grains non hydratés et les pores capillaires sont séparés par une couche d'hydrate relativement perméable. Pour que la réaction d'hydratation puisse continuer, l'eau diffuse à travers la couche d'hydrate. Les propriétés physiques du gel et la présence d'anhydres seraient propices à la création d'une pression osmotique. Cette pression s'exerce sur le gel et affaiblit sa structure. L'application d'un chargement extérieur modifie alors les contraintes appliquées localement et entraîne la rupture localisée de liaisons, se traduisent au niveau macroscopique par la déformation de fluage [Ghosh, 1973] ;
- L'hydratation sous contraintes : L'hydratation d'un 1 cm³ d'anhydre produit environ 2.1cm³ de gel hydraté. Ainsi, la moitié des hydrates produits occupe la place initiale du grain de ciment, alors que l'autre moitié diffuse vers la porosité capillaire où le gel se dépose. Dans le cas où un chargement mécanique est présent, la solubilité augmente et accélère le processus d'hydratation. Le gel ne peut se former en totalité dans l'espace proposé, ce qui entraîne une contraction des grains de ciment. A l'échelle macroscopique, cette contraction correspond à la déformation de fluage [Ghosh, 1973];
- La déposition graduelle d'un nouveau gel sous charge (théorie de la solidification) : le gel se formant, se dépose sous un état de contraintes initialement nul (il ne participe pas à la reprise des efforts extérieurs). Au fur et à mesure que les particules de gel adjacentes fluent, le gel venant de se déposer commence à reprendre progressivement les contraintes. Cette redistribution des contraintes induit la déformation du gel néoformé et contribue à la déformation de fluage de la pâte de ciment [Bažant et Prasanna, 1989] ;
- La migration de l'eau absorbée dans la porosité capillaire sous contraintes [Lohtia, 1970], [Wittmann, 1982], [Ulm et al, 1998] : La diffusion s'amorce sous l'action des efforts extérieurs. Les contraintes sont retransmises à l'échelle microscopique, à travers l'assemblage des produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires (figure 1.42 a). Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et celles qui sont plus loin (porosité capillaire). Pour

restituer l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, entraînant la déformation du squelette solide.

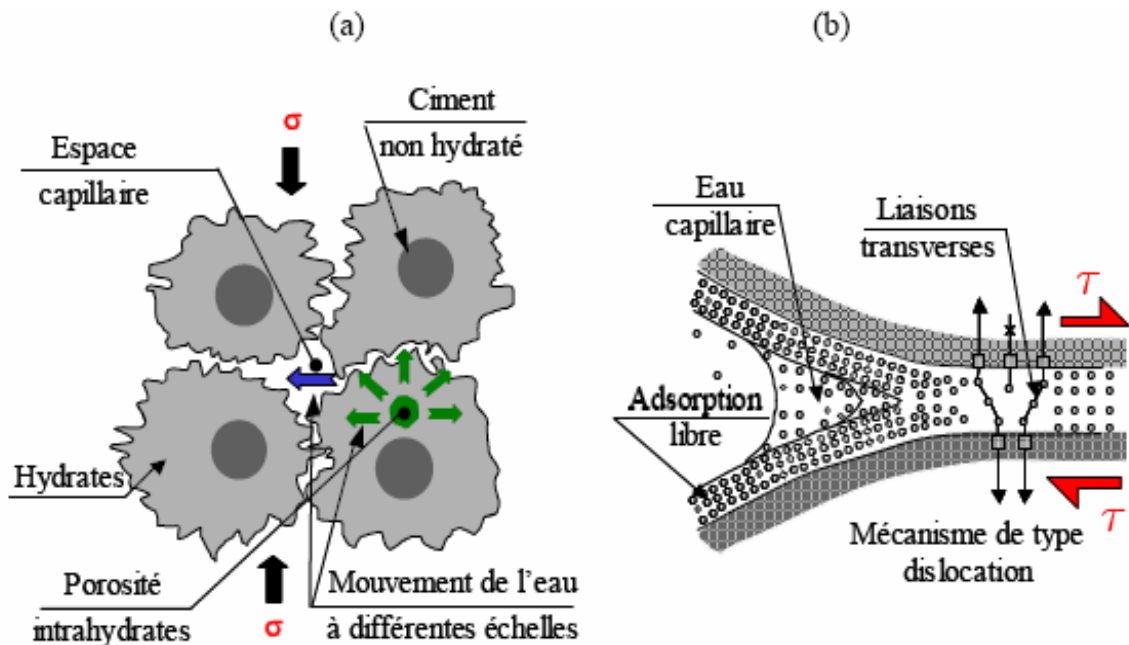


Figure 1.42. Mécanisme de fluage propre proposés par Ulm et al, 1999: (a) à court terme, (b) à long terme [Benboudjema, 2002]

Il semblerait que cette dernière hypothèse soit la plus probable, puisqu'elle est corroborée par de nombreux résultats expérimentaux :

- L'énergie d'activation associée au processus de déformation de fluage propre est environ égale à 25 KJ.mol^{-1} [Benboudjema, 2002] à court terme (pendant quelques jours après le chargement). Cette valeur est relativement proche de l'énergie d'activation associée à la migration de l'eau physi-sorbée (environ 15 KJ.mol^{-1}) dans les pores capillaires [Benboudjema, 2002] ;
- [Ulm et al, 1998] remarquent que seule la cinétique de la déformation de fluage à court terme est influencée par le rapport e/c. Or, la principale différence entre des bétons de rapport e/c différents se situe au niveau de la distribution des pores capillaires ce qui supporte l'idée que le fluage propre fait intériorité, à court terme, les pores capillaires [Ulm et al, 1998].

b. Fluage à long terme :

Aucun des mécanismes présentés précédemment ne peut expliquer l'effet important du vieillissement sur l'amplitude de la déformation de fluage propre, observé après plusieurs années. De nombreux auteurs ont alors suggéré l'existence d'un mécanisme de fluage propre à long terme, différent de celui à court terme. Ainsi, [Bažant et al, 1997] et [Ulm et al, 1998] proposent que l'effet du vieillissement observé soit d'origine mécanique, lié à la relaxation des micro-précontraintes (« micro-prestress ») dans les zones d'adsorption empêchée. Les micro-précontraintes sont générées par la pression de

disjonction, ainsi que par des variations volumiques importantes et fortement localisées induites par l'hydratation ou le séchage [Benboudjema, 2002].

La relaxation des micro-précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment. Les liaisons entre les surfaces solides, sur tendues localement et instables, sont susceptibles de se rompre [Wittmann 1982]. Elles se reforment dans des zones adjacentes de moindres surtensions du fait du glissement des feuillettes de CSH). Les forces de liaison se relaxent dans le temps, et ce sont d'autres sites qui seront alors le siège de ruptures potentielles. Ce processus en chaîne épuise successivement les sites de fluage qui ont été activés par le chargement mécanique. Cet épuisement conduit au vieillissement observé au niveau de la cinétique du fluage en fonction de l'âge du matériau. Il est à noter qu'à priori, la contrainte macroscopique, du fait de son ordre de grandeur bien inférieur à celui de la pression de disjonction ne modifierait pas, de façon significative, l'amplitude de forces de liaison au niveau des nanopores [Bažant, 1972]. Ce processus de « quasi-dislocation » résulte de l'instabilité intrinsèque aux hydrates. Ruetz en 1968 et Lohtia en 1970 avaient déjà proposé un mécanisme similaire lié au cisaillement des feuillettes de CSH (incluant l'eau absorbée et l'eau inter couche associée) [Benboudjema, 2002].

De nombreuses évidences expérimentales suggèrent que le fluage propre à long terme soit lié au glissement des feuillettes de CSH :

- *Bentur et al.* ont mesuré des valeurs de surface d'adsorption d'azote différentes entre des pâtes de ciment chargées et non chargées, ce qui n'est pas le cas avec de l'eau ou de l'hélium. Contrairement à ces deux dernières molécules de taille plus petite, la molécule d'azote ne peut pas accéder à la nano porosité. Cette observation est donc compatible avec le mécanisme de glissement des feuillettes de CSH dans le sens où la déformation de cisaillement créerait de nouvelles surfaces accessibles aux molécules d'azote [Benboudjema, 2002], [Guénot-Delahaie, 1997] ;
- Si l'eau contenue dans un spécimen en béton est remplacée par du méthanol (après que le spécimen a été désaturé), le spécimen exhibe une déformation de fluage propre importante [Tamtsia et Beaudoin, 2000]. Or, le méthanol est absorbé physiquement sur les feuillettes de CSH. De plus, il forme un complexe en réagissant avec les CSH. Ces deux processus induisent une diminution de l'intensité des forces entre les feuillettes de CSH et donc une augmentation de la mobilité au glissement (entre ces feuillettes).
- L'analyse cinétique des déformations montre que la cinétique de fluage à long terme est indépendante du rapport e/c [Ulm et al., 1998]. Or, la structure de la nano porosité est identique pour différentes formulations des bétons, ce qui corrobore que cette déformation se produit à l'échelle de la nano porosité.

1.3.3.3. Le fluage de dessiccation

Le comportement du béton chargé et séchant simultanément peut sembler au premier abord paradoxal. En, effet, nous avons noté qu'une éprouvette pré-séchée, de façon uniforme, flue moins qu'une éprouvette saturée. Cependant, lorsque le spécimen séché simultanément avec l'application de la charge (essai de fluage total), la déformation de fluage du béton est plus importante, que celle mesurée sur une éprouvette chargée et pré-séchée uniformément.

Ce paradoxe est appelé « effet Pickett », du nom du scientifique qui mis en évidence expérimentalement ce comportement en 1942. La part additionnelle de la déformation de fluage est définie comme la composante de fluage de dessiccation. Le fluage de dessiccation reste un phénomène encore mal expliqué et sujet à controverse dans la communauté scientifique [*Jenning et Xi, 1992*]. On notera que ce phénomène n'est pas limité aux matériaux à matrice cimentaire. En effet, le même comportement paradoxal a été observé sur le bois, bien plus tard et où le terme de désorption mécanique (« mechano-sorption » en anglais) est préféré au terme de fluage de dessiccation [*Benboudjema, 2002*].

Dans la littérature, deux phénomènes sont proposés pour expliquer l'origine de la déformation de fluage de dessiccation.

Nous présentons maintenant les mécanismes du fluage de dessiccation intrinsèque proposés dans la littérature. Ensuite, les caractéristiques expérimentales du fluage de dessiccation sont étudiées.

Le mécanisme de fluage de dessiccation intrinsèque ne peut pas être lié directement aux mécanismes de fluage propre. En effet, l'utilisation de laitier de haut fourneau réduit la déformation de fluage propre, mais augmente celle de fluage de dessiccation [*Cern et Chan, 1989*]. A l'inverse, la fumée de silice n'a pas d'influence sur la dessiccation de fluage propre mais réduit de façon significative celle de fluage de dessiccation [*Buil et Acker, 1985*]. De plus, si le fluage propre est fortement vieillissant [*Nigoyi et al., 1973*], cela n'est pas le cas du fluage de dessiccation, où la déformation ne dépend significativement de l'âge de chargement après 60 jours [*Nigoyi et al. 1973*].

Dans la littérature, plusieurs mécanismes ont été suggérés :

- La théorie de la consolidation [*Ruetz, 1968*] : le chargement en compression accentue le départ de l'eau contenue dans la pâte de ciment, comme c'est le cas avec une éponge. Le départ de l'eau induit alors une contraction. Cette théorie fut abandonnée rapidement car, d'une part, les mesures de perte en masse d'éprouvettes chargées et non chargées ont montré aucune différence et, d'autre part, la rigidité du squelette solide est beaucoup plus élevée que celle de l'eau [*Bazant et Prasanna, 1989*].
- Le couplage entre la diffusion de l'eau et des éléments solides : des particules solides formant la pâte de ciment sont susceptibles de dissoudre (probablement les ions), du fait des pressions exercées dans les zones d'adsorption empêchée. La partie dissoute diffuse, puis précipite au niveau des parois d'un macro pore adjacent. Du fait de la dessiccation, les molécules d'eau, qui diffusent, entrent en collision avec le solide et favorisent alors le processus de dissolution. Le départ de particules des zones d'adsorption empêchée, sous l'effet de la dessiccation, entraîne alors une contraction, correspondante à la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque [*Bazant et Moschovidis, 1973*] ;
- Le retrait induit par les contraintes (« stress-induced shrinkage », [*Bazant et Chern, 1985*] : le fluage de dessiccation intrinsèque est lié à l'existence au sein du béton de deux processus différents de diffusion de l'humidité : une diffusion macroscopique au sein des macro pores du matériau (traduisant le séchage) et une diffusion microscopique dans les micropores. Dans ce dernier cas, le flux local des molécules d'eau entre les zones d'adsorption empêchée et les pores capillaires dans la pâte de

ciment accélérerait le processus de rupture des liaisons atomiques entre les CSH, conduisant à l'apparition de la déformation de fluage de dessiccation ;

- La relaxation des micro-precontraintes dans les zones d'adsorption empêchée [Bažant et al., 1997] : L'humidité relative, à travers son effet sur la pression de disjonction, entraîne une modification de l'amplitude des micros précontraintes, causant ainsi la déformation de fluage de dessiccation ;
- Le fluage induit par la concentration des contraintes sur le gel de CSH [Brooks, 2001] : lorsque le béton est saturé, les contraintes macroscopiques sont redistribuées entre le squelette solide et l'eau présente dans les pores de gel. Lors du séchage, le départ de l'eau augmente l'amplitude des contraintes reprises par le squelette solide, induisant une déformation de fluage additionnelle, correspondant à la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque. Ce mécanisme est à rapprocher à la théorie de la consolidation
- Le fluage induit par la variation du rayon de courbure des ménisques [Kovler, 2001] : étant donné que le coefficient de Poisson élastique du béton est de l'ordre de 0.2, l'application d'un chargement induit une variation de volume dans le matériau. Ainsi, dans le cas d'un chargement de compression, le volume diminue, induisant une diminution du rayon de courbure des mécanismes dans les pores capillaires et donc une augmentation de la pression capillaire. Cette augmentation se traduit par l'apparition de la déformation de fluage de dessiccation.

1.3.4. Calcul des déformations du fluage

1.3.4.1. Introduction

Conventionnellement, le fluage est exprimé de la façon suivante :

$$\varepsilon_f(t, \tau) = \varepsilon_i(t) - \varepsilon_r(t) - \varepsilon_i(\tau)$$

$\varepsilon_f(t, \tau)$ = déformation de fluage à l'instant t d'une éprouvette chargée à l'instant τ ,

$\varepsilon_i(t)$ = déformation totale mesurée à l'instant t ,

$\varepsilon_r(t)$ = déformation de retrait (ou de gonflement) mesurée à l'instant t sur un échantillon témoin constitué du même béton que l'éprouvette chargée et ayant les mêmes paramètres de dimension et de conservation,

$\varepsilon_i(\tau)$ = déformation instantanée mesurée à l'instant τ de l'application de la charge.

1.3.4.2. Coefficient de fluage $\phi(t, \tau)$

Le coefficient du fluage représente le rapport entre la déformation du fluage et la déformation instantanée : $\phi(t, \tau) = \frac{\varepsilon_f(t, \tau)}{\varepsilon_i(\tau)}$

Bažant attribue au coefficient de fluage une valeur moyenne de 2,5. Cette valeur peut aller jusqu'à 6 lorsque les contraintes sont de longue durée [Bažant, 1982].

Ces valeurs donnent une idée de l'importance des déformations de fluage par rapport aux déformations instantanées.

Nous rappelons (tableau 1.4) ci-après quelques exemples d'expressions du coefficient de fluage cités par *Acker* [*Acker, 1980*]. Dans le tableau suivant, \bar{t} est la durée de chargement ($t - \tau$) :

| Auteur | Expressions |
|--------------------------|--|
| <i>SHANCK (1935)</i> | $\phi(t, \tau) = a \bar{t}^b$ |
| <i>BAŽANT (1976)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_0 \cdot \tau^a \cdot \bar{t}^b$ |
| <i>ROSS (1937)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_\infty \frac{\bar{t}}{a + \bar{t}}$ |
| <i>DISCHINGER (1937)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_\infty (1 - \varepsilon^{-a\bar{t}})$ |
| <i>MICHENRY (1943)</i> | $\phi(t, \tau) = (a + b \cdot e^{c\tau})(1 - e^{-d\bar{t}})$ |
| <i>MORSCH (1947)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_\infty \sqrt{1 - e^{-\sqrt{\bar{t}}}}$ |
| <i>ERZEN (1956)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_\infty e^{a-b\left(\frac{\tau}{\bar{t}}\right)^c}$ |
| <i>L'HERMITE (1960)</i> | $\phi(t, \tau) = \phi_\infty \left[1 - e^{a\bar{t} - b \cdot \log\left(1 - \frac{\bar{t}}{c}\right)} \right]$ |
| <i>CEB (1973)</i> | $\phi(t, \tau) = a \cdot (1 - e^{-b\bar{t}}) + c \cdot \left(\sqrt[3]{\frac{t}{t+d}} + \sqrt[3]{\frac{\tau}{\tau+d}} \right)$ |

Tableau 1.4. Exemples d'expressions du coefficient de fluage selon différents auteurs

1.3.4.3. Fluage spécifique $c(t, \tau)$

Le fluage spécifique est la quantité de fluage en un temps t , par unité de contrainte appliquée d'une manière constante à partir du temps τ , il est donc égal à :

$$c(t, \tau) = \frac{\varepsilon_f(t, \tau)}{\sigma}$$

Les paramètres des fonctions $\phi(t, \tau)$ et $c(t, \tau)$ sont identifiés à partir des résultats expérimentaux et en prenant en compte les facteurs importants comme l'âge du béton, l'humidité ambiante, la forme et les dimensions de la section,...etc.

La relation entre le coefficient de fluage $\phi(t, \tau)$ et le fluage spécifique $c(t, \tau)$ est obtenue en posant :

$$\varepsilon_j(t, \tau) = \phi(t, \tau) \cdot \varepsilon_i = c(t, \tau) \sigma$$

$$c(t, \tau) = \phi(t, \tau) \frac{\varepsilon_i}{\sigma} = \frac{\phi(t, \tau)}{E}$$

1.3.4.4. La fonction fluage

Les déformations $\varepsilon_\sigma(t, \tau)$ d'origine mécanique, à l'instant t , dues à l'application de la contrainte σ à l'âge τ , peuvent être exprimées comme suit :

$$\varepsilon_\sigma(t, \tau) = \varepsilon_i + \varepsilon_f = \sigma \cdot J(t, \tau)$$

$J(t, \tau)$ est appelée fonction de fluage, elle peut s'écrire :

$$J(t, \tau) = \frac{\varepsilon_i + \varepsilon_f}{\sigma} = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) = \frac{1 + \phi(t, \tau)}{E(\tau)}$$

$E(\tau)$: est le module élastique mesuré à l'âge τ .

La fonction de fluage $J(t, \tau)$ est définie comme la déformation produite sous charge en fonction du temps $\varepsilon_c(t)$ par unité de contrainte. Sa représentation sert à monter la linéarité ou non des résultats expérimentaux de tests de fluage [Coquillat, 1987].

Il existe deux types de formulations pour représenter la fonction du fluage. La première considère la courbe de fluage comme étant le produit d'une fonction de l'âge du béton (τ) et d'une fonction de la durée de chargement ($t - \tau$). La fonction fluage qui en résulte est de la forme générale suivante :

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} [1 + K_0 \cdot f_1(\tau) \cdot g_1(t - \tau)]$$

où :

$f_1(\tau)$: fonction de l'âge auquel le chargement a été appliqué,

$g_1(t - \tau)$: fonction de la durée de chargement, elle se traduit par des courbes identiques pour différentes valeurs de $\tau = \tau_1, \tau_2, \dots$ (fig. 1.43).

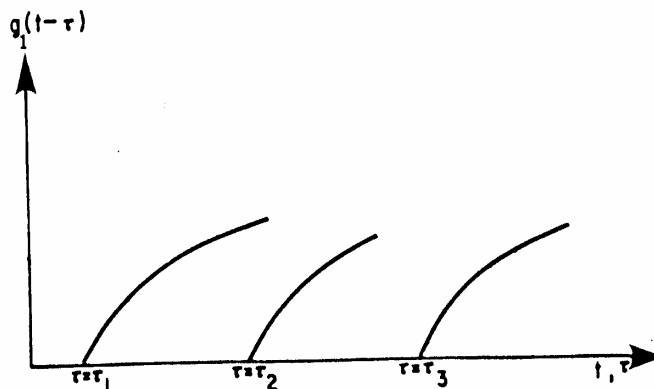


Figure 1.43. Fonction $g_1(t - \tau)$

La fonction $f_1(\tau)$ doit être décroissante en fonction de τ comme l'indique la figure suivante :

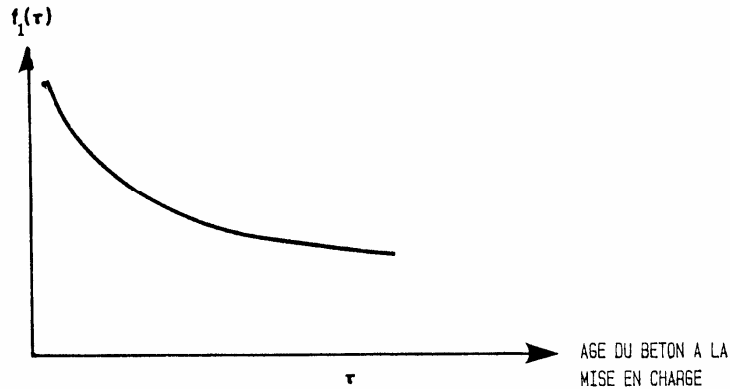


Figure 1.44. Fonction $f_1(\tau)$

Le deuxième type de formulation présente le fluage comme étant la somme de deux composantes (ou plus), notamment la composante élastique différée réversible, indépendante de l'âge τ et le "flow" qui est la composante différée irréversible. La fonction fluage se met alors sous la forme générale

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + K_1 \cdot f_2(t - \tau) + K_2 [g_2(t) - g_2(\tau)]$$

Selon cette formulation, la composante élastique différée est supposée indépendante de l'âge à la mise en charge ; elle est en effet reliée seulement à la durée du chargement $(t - \tau)$ par la fonction f_2 .

La composante irréversible (flow) est considérée comme dépendant totalement du vieillissement (fonction $[g_2(t) - g_2(\tau)]$).

1.3.4.5. Hypothèse de linéarité

L'hypothèse généralement admise pour le fluage du béton est celle de la linéarité entre les déformations différées et les contraintes appliquées (dans des conditions ambiantes fixes). Cette hypothèse se décompose en deux :

- pour une même date de chargement, les déformations de fluage sont proportionnelles à la contrainte appliquée. Cette hypothèse constitue une approximation qui n'est valable que dans un domaine limité à une plage suffisamment éloignée de la contrainte de rupture ($\sigma/f_c < 0,5$).
- pour une contrainte variable dans le temps, le principe de superposition (ou principe de *Boltzmann*) est applicable. On admet donc que lorsque des contraintes $\Delta\sigma_i$ sont introduites à des instants successifs t_i ($i = 0, 1, \dots, n$), la déformation de fluage $\varepsilon_j(t)$ mesurée au temps t est égale à la somme des déformations élémentaires produites par $\Delta\sigma_i$, on peut alors écrire :

$$\varepsilon_f(t) = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot C(t, t_i) \quad i = (0, 1, 2, \dots, n)$$

Par une généralisation, on peut passer à une formulation par intégrale

$$\varepsilon_f(t) = \int_0^t C(t, \tau) \cdot d\sigma(\tau)$$

Cette hypothèse implique que si l'on effectue un déchargement complet de l'éprouvette au temps t_2 , l'éprouvette ayant été chargée initialement au temps t_1 , la recouvrance devrait être égale en valeur absolue au fluage de l'éprouvette soumise au temps t_2 , à la même variation de contrainte.

Expérimentalement, le principe de superposition n'est pas vérifié en cas de diminution des sollicitations.

1.3.4.6. Explication de quelques formes analytiques du fluage en fonction du temps [Kedjour, 1993]

Les résultats des essais déjà effectués permettent de considérer comme vraisemblable l'existence d'une valeur limite du fluage. Cette hypothèse est confirmée lorsque l'on recherche une équation mathématique du fluage dans le temps.

Les fonctions avec asymptote correspondent assez bien aux courbes de fluages obtenues par des expériences, tandis que les courbes des fonctions sans valeurs limites finales présentent toutes une déviation vers le haut.

La connaissance de la valeur limite ou mesure du fluage final (F_∞) est d'un grand intérêt car il semble qu'expérimentalement on ne puisse l'obtenir. Il a été question de chercher une méthode d'estimation. **ROSS** assimile la partie terminale de la courbe (très plate) à une hyperbole de la forme

$$F = \frac{t}{a + bt}$$

où : F est le fluage au temps t

t est le temps en jours.

L'asymptote est cherchée pour : $t \rightarrow \infty$

$$F_\infty = \frac{1}{\frac{a}{t} + b} \rightarrow \frac{1}{b}$$

En transformant l'équation hyperbolique : $\frac{t}{F} = a + bt$

Le laboratoire a calculé les valeurs de $\frac{t}{F}$ pour les éprouvettes chargées à 7 jours et en fonction de t , il a obtenu l'équation d'une droite ayant pour ordonnée à l'origine la valeur a (figures 1.45 et 1.46).

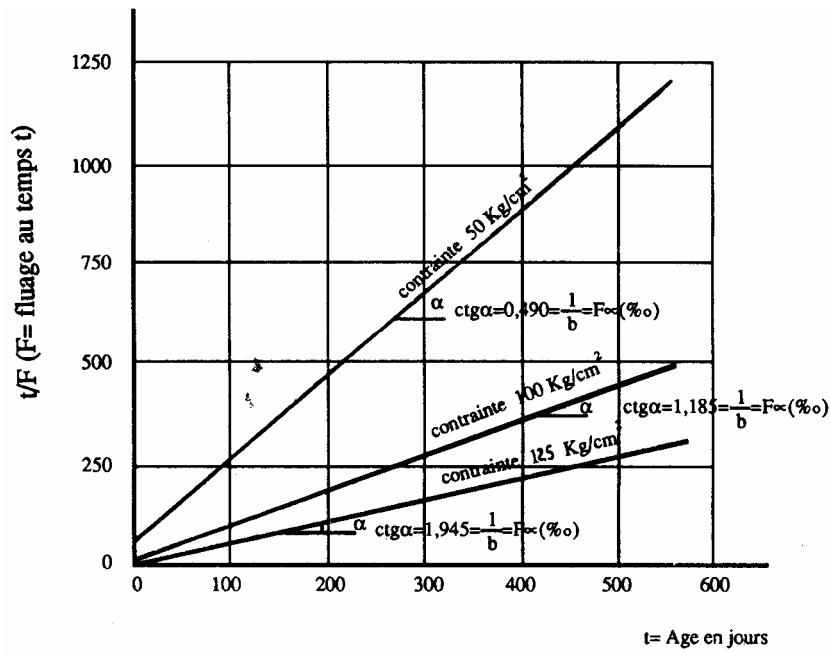


Figure 1.45. Détermination du fluage final d'après ROSS pour des éprouvettes mises en charge à 7 jours et conservées à 50% H.R [Kedjour, 1993]

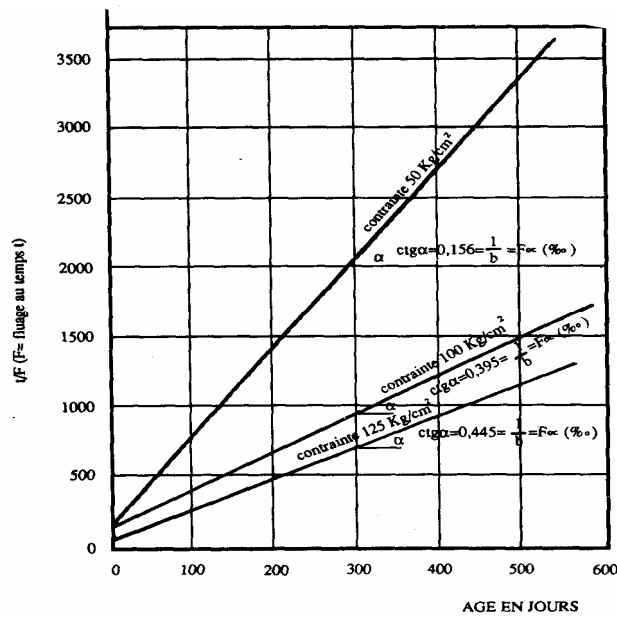


Figure 1.46. Détermination du fluage final d'après ROSS des éprouvettes mises en charges à 7 jours [Kedjour, 1993]

La pente est égale à : $b = \tan \alpha$. Cette représentation permet d'obtenir directement la valeur limite vers laquelle tend l'asymptote de l'hyperbole en calculant la cotangente de la droite.

L'évolution des essais de fluage, d'après l'équation de la droite obtenue par la transformation indiquée, donne dans presque tous les cas, en particulier pour les valeurs de t les plus grandes une droite inclinée.

Ainsi la valeur limite peut-être trouvée d'une manière simple et précise. **Lorman** part aussi d'une loi hyperbolique du fluage est arrive à la formule suivante :

$$F = F_{S\infty} \cdot \frac{t}{n + t} \sigma$$

où :

F est le fluage au temps t ,

$F_{S\infty}$ est le fluage spécifique final,

t est le temps en jours,

n est le moment (en jours) où la mesure du fluage final aura atteint 50 % de sa valeur,

σ est la contrainte appliquée en kg/cm^2 .

Ici aussi les valeurs $F_{S\infty}$ et n peuvent être facilement trouvées sur une courbe de fluage obtenue expérimentalement (figure 1.47) où :

$$V = \frac{t}{F} \sigma$$

est portée en fonction de t pour une éprouvette conservée à 50 % d'humidité relative et chargée à 7 jours sous 100 kg/cm^2 .

La tangente α nous donne le fluage spécifique final :

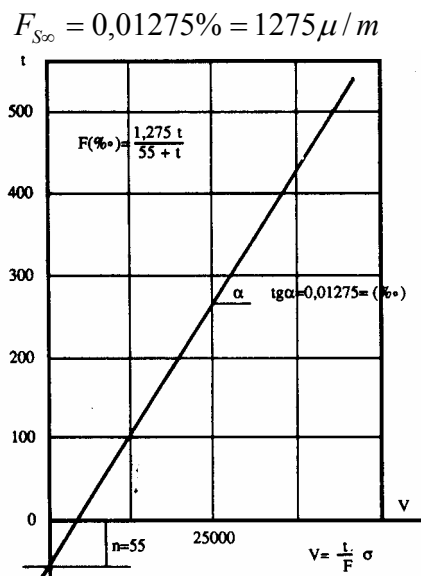


Figure 1.47. Détermination des facteurs de la fonction du fluage d'après Lorman

1.3.5. Modèles pour la prédiction du fluage et du retrait

Il existe plusieurs modèles pratiques pour l'estimation des déformations de fluage et de retrait.

Les modèles sont différents par leurs degrés de précision et aussi par la simplicité de leurs formulations.

Nous donnerons par la suite, un aperçu rapide sur les modèles réglementaires suivants :

- modèle du code CEB-FIP (1990) (Comité Euro international du Béton).
- modèle du comité ACI 209 (1992) (American Concrete Institute).
- modèle de Eurocode 2 (2001).
- modèle de BPEL (99).
- modèle de Bažant-Panula.

1.3.5.1. Modèle de fluage du CEB-FIP

Dans le modèle de fluage du code (**CEB-FIP 91**), la déformation du béton ε à l'instant t consécutive à l'application d'une contrainte σ à l'âge t' s'écrit en fonction du module élastique à 28 jours, du module élastique à t' , et de la fonction de fluage ϕ (équation 1).

$$\varepsilon(t, t') = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{28j}} \right] \quad \text{Eq. 1}$$

La fonction de fluage ϕ se décompose sous quatre termes :

$$\phi(t, t') = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t') \beta_c(t - t') \quad \text{Eq. 2}$$

Le coefficient ϕ_{RH} permet de prendre en compte l'humidité relative ambiante RH (en %) et l'échelle de la pièce définie par $h = 2A / p$ (en mm), où A est l'aire de la section et p le périmètre de la section en contact avec l'air ambiant (équation 3).

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.46(h/100)^{1/3}} \quad \text{Eq. 3}$$

Le coefficient $\beta(f_{cm})$ dépend de la résistance à la compression à 28 jours f_{cm} (en MPa) (équation 4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}} \quad \text{Eq. 4}$$

Le coefficient $\beta(t')$ dépend de l'âge du chargement t' (équation.5).

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + t'^{0.2}} \quad \text{Eq. 5}$$

Le coefficient $\beta_c(t - t')$ est une fonction quantifiant l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de chargement $(t - t')$, il s'écrit suivant l'équation 6 :

$$\beta_c(t - t') = \left[\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right]^{0.3} \quad \text{Eq. 6}$$

Où β_H est la borne inférieure définie ci-dessous (équation 7) :

$$\beta_H = \min \left\{ 150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{100} \right)^{0.3} \right] \frac{h}{100} + 250 ; 1500 \right\} \quad \text{Eq. 7}$$

1.3.5.2. Le modèle de fluage EUROCODE 2

Le modèle de fluage européen Eurocode est réglementairement, le code de calcul à appliquer à tout élément en béton plein au armé dans des conditions d'états limites de service en France (Norme NF P18-711-A, 1992). Pour les structures courantes, la vérification des déformations différées de fluage et de retrait ne semble pas toujours nécessaire. A l'inverse, lorsqu'il s'agit de structures particulièrement sensibles aux mécanismes différés, ces règles de calcul ne semblent pas toujours suffisantes [Article 2.5.1.5, AFNOR 2, 1992].

a. Limites d'application du modèle :

1. $12/15 \text{ MPa} \leq f_c \leq 50/60 \text{ MPa}$
2. $\sigma \leq 45\% \times f_c$
3. $40\% \leq RH \leq 100\%$
4. Durée minimale de cure du béton $t_0 \geq 0.5$ jour
5. Température moyenne : $T = 10$ à 20 °C

La déformation total du béton $\varepsilon(t)$ inclut la déformation sous charge $\varepsilon_c(t)$ et les déformations induites hors chargement (retrait $\varepsilon_{sh}(t)$ ou effet thermique $\varepsilon_{th}(t)$, par exemple).

b. Déformation de fluage :

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ est obtenue d'après le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ et la raideur tangente conventionnelle à 28 jours du béton E_{i28} .

$$\varepsilon_{fl}(t) = \frac{\phi(t, t')}{E_{i28}} \sigma(t) \quad \text{Eq. 8}$$

Le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ (équation 9) dépend d'un coefficient de fluage fictif ϕ_0 (équation 10) et d'une fonction $\beta_c(t - t')$ quantifiant l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de chargement $(t - t')$ (équation 6).

$$\phi(t, t') = \phi_0 \times \beta_c(t - t') \quad \text{Eq. 9}$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t') \quad \text{Eq. 10}$$

1.3.5.3. Le modèle de fluage BPEL 91 :

Le modèle de fluage du règlement de Béton Précontraint aux Etats Limites [Règles BPEL91, 1999] est largement employé en France. Les nombreuses structures construites avec ce mode de construction admettent une forte proportion de contraintes maintenues constantes. De larges déformations de fluage apparaissent au sein d'ouvrages en béton précontraint qui représentent généralement des structures non courantes.

▪ **Déformation de fluage :**

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ est calculée sur la base de la déformation instantanée conventionnelle à 28 jours ε_{ic} (équation 12) et du coefficient de fluage $\phi(t, t')$ (équation 13)

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic} \phi(t, t') \quad \text{Eq. 11}$$

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma(t)}{E_{t28}} \quad \text{Eq. 12}$$

Le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ résulte de produit du coefficient de fluage K_{fl} (équation 14) avec une fonction de fluage $f(t, t')$ qui quantifie l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de maintien de chargement $(t - t')$ (équation 15).

$$\phi(t, t') = K_{fl}(t') f(t - t') \quad \text{Eq. 13}$$

$$K_{fl}(t') = k_s [k_e + k_c \times k(t')] \quad \text{Eq. 14}$$

$$f(t - t') = \frac{(t - t')^{1/2}}{(t - t')^{1/2} + 5\sqrt{r_m}} \quad \text{Eq. 15}$$

E_{t28} est le module de raideur tangent conventionnelle à 28 jours du béton et r_m , est le rayon moyen de l'élément béton (en cm).

Les multiples facteurs de coefficient de fluage $K_{fl}(t)$ représentent :

- pour k_s , une fonction de ratio ρ_s de la section d'acier longitudinal A_l par rapport à la section transversale de béton B_t .
- pour k_e , la limite inférieure du coefficient de fluage du béton à long terme (non armé).
- pour k_c , la considération des conditions ambiantes ρ_h % et de la taille de la pièce (r_m).
- pour $k(t')$, la prise en compte de mûrissement à l'âge du béton au chargement t' (en jours).

$$k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s} \quad \text{Eq. 16}$$

$$\rho_s = A_l / B_t \quad \text{Eq. 17}$$

Remarque : s'il s'agit d'un béton sans armatures, $\rho_s = 0$ et $k_s = 1$. $k_e = 0.40$

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3} \times \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m} \quad \text{Eq. 18}$$

$$k(t') = \frac{100}{100 + t'} \quad \text{Eq. 19}$$

1.3.5.4. Le modèle de fluage ACI 209

Le modèle de fluage Américain ACI 209 possède peu de limites d'application. Il tient compte des caractéristiques du matériau. Néanmoins, il ne distingue pas les déformations de fluage propre et le fluage de dessiccation. Le modèle B3 constitue une amélioration dans cette description des déformations du modèle ACI 209.

- **Déformation de fluage :**

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ évolue en fonction de la valeur de coefficient de fluage $\phi(t, t')$ (Équation 20), défini par les paramètres d'intervalle de temps (t, t') et du coefficient $\phi_{\infty}(t')$ pour le fluage à long terme.

$$\varepsilon_{fl}(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t')} \phi(t, t') \quad \text{Eq. 20}$$

$$\phi(t, t') = \frac{(t - t')^{0.6}}{10 + (t - t')} \phi_{\infty}(t') \quad \text{Eq. 21}$$

Le coefficient de fluage ultime $\phi_{\infty}(t')$ est fonction de six paramètres du matériau $K_1^c(t')$, K_2^c , K_3^c , K_4^c , K_5^c et K_6^c qui dépendent respectivement des facteurs suivants :

- a. de l'âge t' de béton au chargement,
- b. de l'humidité relative du milieu environnemental (HR),
- c. de l'épaisseur minimale de la pièce en béton (d_{min}),
- d. du rapport entre volume et surface de la pièce (V/S),
- e. de la consistance de béton frais ($Slump$),
- f. du rapport poids des fines au poids total des granulats (f/g)
- g. du pourcentage d'air occlus $A\%$.

$$\phi_{\infty}(t') = 2.35 K_1^c(t') K_2^c K_3^c K_4^c K_5^c K_6^c \quad \text{Eq. 22}$$

1.3.5.5. Modèle de BAŽANT-PANULA

La fonction **fluage** $J(t, \tau)$ est donnée par formule suivante :

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_0} + C_0(t, \tau) + \bar{C}_d(t, \tau, t_0) - C_p(t, \tau, t_0)$$

$C_0(t, \tau)$ représente le fluage de base (correspondant à des conditions ambiantes d'humidité et de températures constantes). Il s'exprime par une loi double puissance de la forme :

$$C_0(t, \tau) = \frac{\phi_1}{E_0} (\tau^{-m} + \alpha) (t - \tau)^n$$

Le chargement constant s'opère au temps τ , α représente le fluage pour un chargement effectué à un temps infini.

α , m , n , ϕ_l et E_0 sont donnés en fonction des caractéristiques du béton.

$\bar{C}_d(t, \tau, t_0)$ et $C_p(t, \tau, t_0)$ sont exprimées en fonction de nombreux paramètres, ils représentent :

$\bar{C}_d(t, \tau, t_0)$: le fluage de dessiccation. Il traduit l'augmentation du fluage durant le séchage,

$C_p(t, \tau, t_0)$: la déformation due au séchage préalable. Il traduit la décroissance du fluage après un pré-séchage,

t_0 est l'âge au début du séchage.

Le modèle de Bažant-Panula traduit le fait qu'un séchage concomitant avec le fluage de base l'augmente (fonction \bar{C}_d) mais quelques temps après que l'équilibre hygrométrique est atteint dans la pièce, et le fait que le fluage final est moindre que celui du béton humide sans échange (fonction C_p).

Comparé aux autres modèles, le modèle de **Bažant-Panula** paraît être le plus complet du fait du nombre important de paramètres qu'il prend en compte.

1.4. Conclusion

Cette analyse bibliographique a mis en évidence plusieurs points : d'abord, la présentation du matériau béton d'une manière générale, ensuite, l'étude détaillée de son fluage qui nous a permis de montrer sa complexité.

Le béton a fait l'objet de progrès continus pour aboutir à une véritable ingénierie du matériau en fonction d'un cahier de charges lié aux performances de la structure à construire.

Si donc le béton se diversifie, la compréhension de son comportement mécanique devient d'autant plus cruciale pour construire en toute sécurité des structures de plus en plus variées où il intervient.

Le fluage du béton est un phénomène très connu mais pas encore totalement maîtrisé, du fait de sa dépendance de plusieurs paramètres (type et diamètre des granulats, type du liant, quantité de pâte de ciment,...). Leur prise en compte dans les essais doit être couplée car il y a souvent une interdépendance entre eux.

Le fluage varie notamment en fonction :

- du point de la structure où on le calcule (la maturité du béton, et de là ses

- caractéristiques physiques et mécaniques sont différentes en tout point de la structure) ;
- de la contrainte appliquée ;
 - de l'âge et de la durée de chargement ;
 - des conditions d'environnement (température et degré hygrométrique).

On considère que la pâte de ciment est le seul constituant qui flue dans le béton. Les paramètres volume de la pâte et par conséquent volume des granulats sont donc de première importance.

Les publications actuelles sur le comportement des bétons sous charge maintenue montrent qu'à l'exception d'une dizaine qui ont mené des études complètes sous sollicitations de traction directe ou de flexion (trois ou quatre points), la plupart des chercheurs ont travaillé sous sollicitation de compression.

Pour le fluage en traction ou en flexion, très peu d'études expérimentales existent dans la littérature à ce sujet [*Bertholet, 2003*], [*Turcry, 2004*] [*Riveron, 2007*]. Les résultats semblent néanmoins montrer qu'il y a peu de différence entre la traction et la compression [*Brooks et Neville 1977*]. D'autres auteurs prévoient que les relations entre ces deux dernières sollicitations peuvent être tirées des essais de flexion.

Ce qui nous a surpris le plus, c'est que malgré la découverte du phénomène de fluage depuis environ « un siècle », il reste toujours un manque de données expérimentales pour le traduire par modèle. Ce qui est encore plus étonnant, c'est la diversification du matériau béton, car jour après jour, les chercheurs tentent à améliorer ses propriétés aux deux états « frais et durci », en introduisant de nouveaux ajouts, en ignorant les effets de ces derniers sur la cinétique des déformations différées.

Nous nous sommes fixés deux principaux objectifs :

- D'abord, réaliser et mettre en place un dispositif d'essai de fluage (plusieurs bâtis) en flexion quatre points (vu la rareté de ces essais sous l'effet de cette sollicitation), et permettant la variation de n'importe quel paramètre d'étude, avec une fiabilité et une bonne répétabilité des mesures de flèches à mi-portée.
- Ensuite, essayer de contribuer à l'enrichissement des données expérimentales sur le phénomène en question, en étudiant plusieurs variétés de mortiers, bétons et bétons spéciaux (béton autoplaçant avec et sans fibres métalliques). L'étude du fluage de ces derniers est d'actualité et l'avancement de leurs utilisations dans le monde est parfois freiné, quelque part à cause de leur comportement différé encore mal connu.

Le prochain chapitre explique les démarches et les différentes étapes de la mise en place du dispositif d'essai.

CHAPITRE 2

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION DU DISPOSITIF D'ESSAI

PRÉSENTATION DU DISPOSITIF D'ESSAI

"BÂTI DE FLUAGE EN FLEXION PURE"

2. PRESENTATION DU DISPOSITIF D'ESSAI « BÂTI DE FLUAGE EN FLEXION PURE »

2.1. Introduction

Une grande partie des difficultés qui surgissent dans les bâtiments proviennent des fléchissements affectant les éléments de grandes portées et excédant ceux que prévoyait le constructeur. A l'intérieur des bâtiments, la flexion excessive des éléments de charpente peut entraîner la formation de fissures dans les cloisons, dans les plafonds ou dans les dalles de plancher en béton. Ce ne sont que quelques-uns des problèmes que posent les fléchissements excessifs des pièces de charpente, mais ils montrent l'importance que les architectes et les ingénieurs doivent y attacher.

La flexion d'un élément de charpente en béton provient d'une différence entre les changements de longueurs de sa partie inférieure et de sa partie supérieure. On sait que dans un élément à grande portée soumis à un effort de flexion, la partie subissant une contrainte de compression se raccourcit tandis que la partie subissant une contrainte de tension s'allonge; la pièce se courbe et il y a flexion. La déformation instantanée en terme de flèche n'est pas à craindre par rapport à celle différée qui peut atteindre des valeurs excessives.

L'importance de la prise en compte du fluage dans les calculs des structures en béton a conduit à la réalisation de nombreux travaux théoriques et expérimentaux sur cette question. Cependant, du fait de la complexité des dispositifs d'essais multiaxiaux, des comparaisons entre modélisations du fluage du béton et expériences n'ont pu être faites, pour l'essentiel, que dans le cadre uniaxial. Les expériences réalisées, concernent surtout les sollicitations en compression, celles en traction ou en flexion sont rares [Reviron & Millard, 2006]. A noter aussi qu'une meilleure compréhension du comportement du béton sous différents types de sollicitations, lui permet de développer d'autres types d'applications.

Plusieurs chercheurs et théoriciens se penchent maintenant sur les études expérimentales et modélisations du fluage sous ces deux dernières sollicitations. Voir les études de (Reviron & Millard, 2006), (Omar, 2004), (Bertholet, 2004), (Astudillo De La Vega, 2002) et (Carpinteri et al., 1997). Paul Acker, un grand nom de la recherche sur le comportement différé du béton se pose encore des questions sur les origines de ce phénomène [Acker, 2003]. Cela confirme qu'il existe encore à l'heure actuelle un manque de données expérimentales pour traduire par modèle le comportement différé du béton. Pour obtenir ces données, il convient d'effectuer un grand nombre d'essais.

Ce chapitre est consacré à la présentation de la mise en place d'un dispositif d'essai de fluage en flexion quatre points.

L'objectif de cette partie de la recherche présentée dans ce chapitre est multiple :

- D'abord, montrer qu'on est capable d'étudier le comportement différé du béton expérimentalement.
- Sensibiliser les gens, et de leur montrer qu'il est primordial d'estimer correctement les déformations différées au stade de la conception de l'ouvrage, pour minimiser leurs effets, d'où l'intérêt de maîtriser les méthodes de prévisions théoriques et surtout, les développer pour le béton local.

Plusieurs bâtis de fluage (au nombre de 15) ont été réalisés au niveau du « Laboratoire des Matériaux et de Durabilité des Constructions (LMDC) », de l'université Mentouri de Constantine.

Ces bâtis de fluage nous permettent de tester des éprouvettes prismatiques de différentes dimensions et conçues avec divers matériaux. De ce fait, en leurs combinant d'autres moyens et instruments de mesure, ils peuvent nous fournir :

- Des informations sur les caractéristiques de fluage en flexion : flèches instantanées, flèches totales, flèches de fluage et niveau de recouvrance.
- Des données sur l'influence des différents paramètres sur le comportement observé et qui sont : paramètres de corps d'épreuve, de composition, de conservation, de mode d'application du chargement ...etc.

2.2. Démarche adoptée

L'étude du fluage en flexion est d'actualité, car, il en existe que peu de travaux dans la littérature qui donnent des informations sur le comportement différé dans ces conditions.

En plus, la sollicitation la plus fréquente dans les ouvrages en béton « armé ou précontraint », est celle de la flexion. Cette dernière, peut causer dans n'importe quel point d'un élément de structure des contraintes normales et des contraintes de cisaillement, dues dans tous les cas, à l'existence d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant.

Les contraintes de cisaillement peuvent provoquer un gauchissement des sections, ce qui peut affecter l'hypothèse des sections planes. C'est pour cette raison qu'on a voulu suivre un essai en flexion pure, donc on a essayé de réfléchir et de penser sur la manière de le réaliser, étant donné que les essais de fluage se font pour une sollicitation permanente.

En se basant sur la norme ASTM C78 [Carlswärd, 2006], on a développé le schéma de principe suivant :

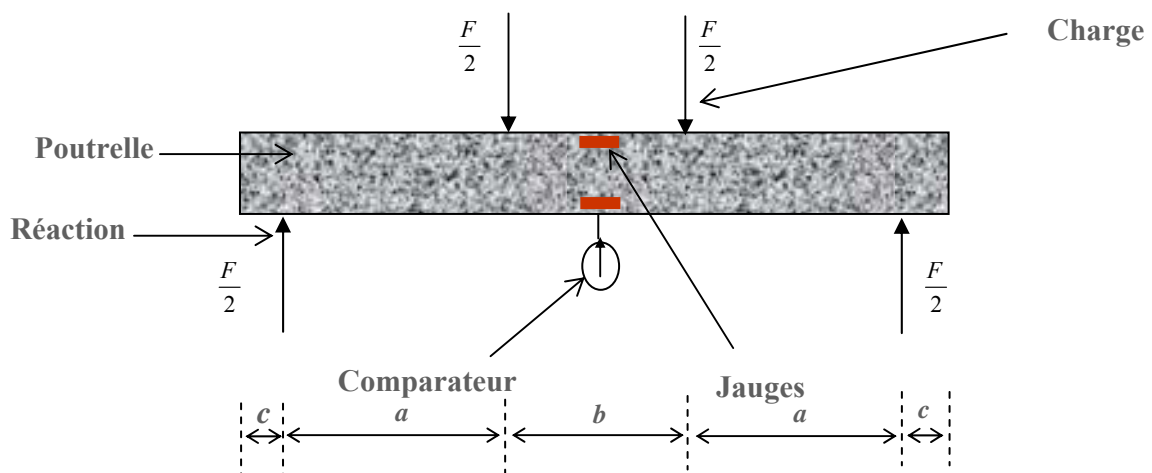


Figure 2.1. Schéma de principe

Le schéma propose l'application de deux (2) charges concentrées à des distances égales des points d'appuis (réactions). Les quatre forces de même valeur auxquelles doit être soumise la poutrelle ne peuvent être obtenues que par des rouleaux métalliques rigides et pleins dont la longueur doit dépasser la largeur de la poutrelle.

Les corps d'épreuve (poutrelles) doivent être de sections prismatiques. A la limite avoir une facette supérieure plane et horizontale.

Une réservation pour placer un comparateur sous la poutrelle en contact avec le centre de sa facette inférieure doit être prise en compte. Ceci permettra les mesures des flèches engendrées par le chargement ou par l'effet du poids propre.

On doit penser à laisser un espace suffisant pour pouvoir coller des jauges de déformations dans n'importe quel point de la facette latérale de la poutrelle. Les mesures obtenues dans la partie centrale pourront justifier la fiabilité de la mesure de la flèche par comparateur.

Enfin, le dispositif doit être le plus simple et le moins coûteux possible pour pouvoir en confectionner plusieurs, le fait qu'un seul essai de fluage doit ce faire sur un minimum de trois éprouvettes, placées sous les mêmes conditions (mécaniques et climatiques). En plus, il ne faut pas oublier que les essais de fluage sont accompagnés par des essais de retrait (un minimum de trois éprouvettes témoins placées sans chargement dans les mêmes conditions).

2.3. Conception du dispositif

En suivant la démarche adoptée, il nous a fallut concevoir un dispositif d'essai permettant l'exécution des expériences, en jouant sur la variation de n'importe quel paramètre influant sur le fluage.

Les essais de fluage en flexion sont effectués sur un système en portique comme le montre la figure 2.2.

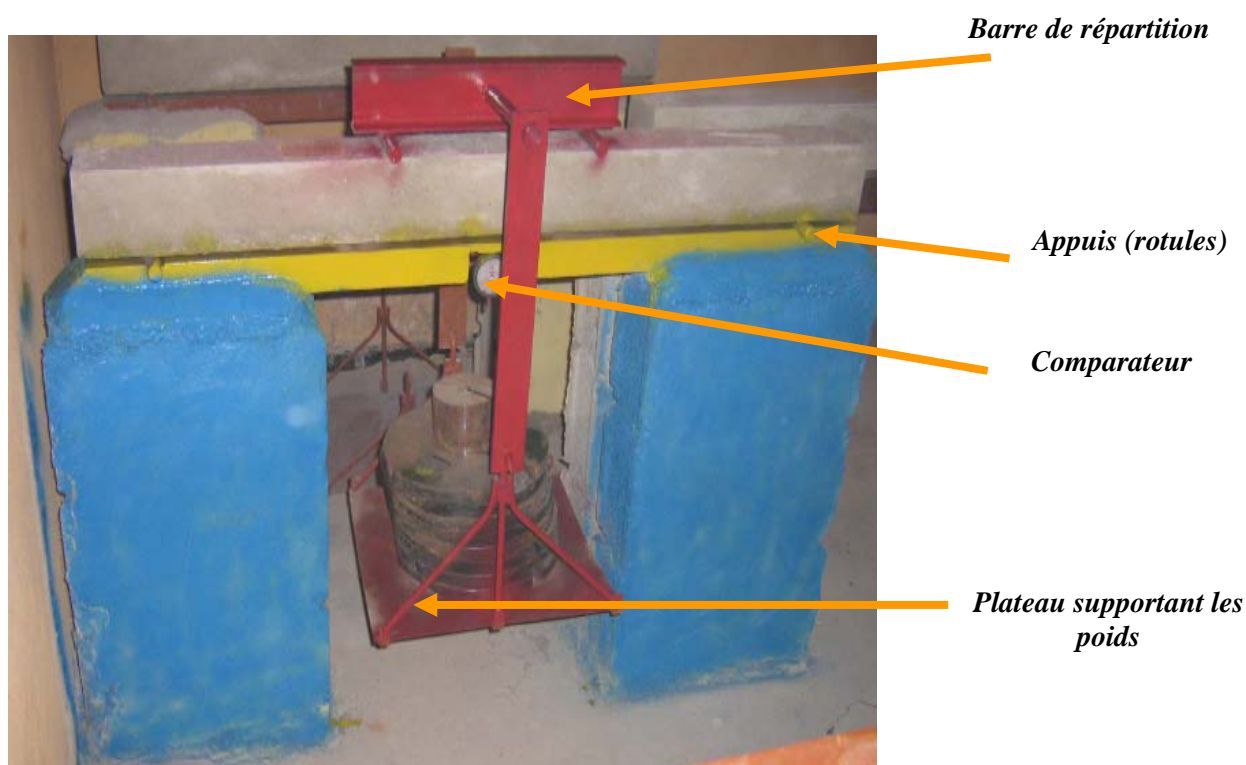
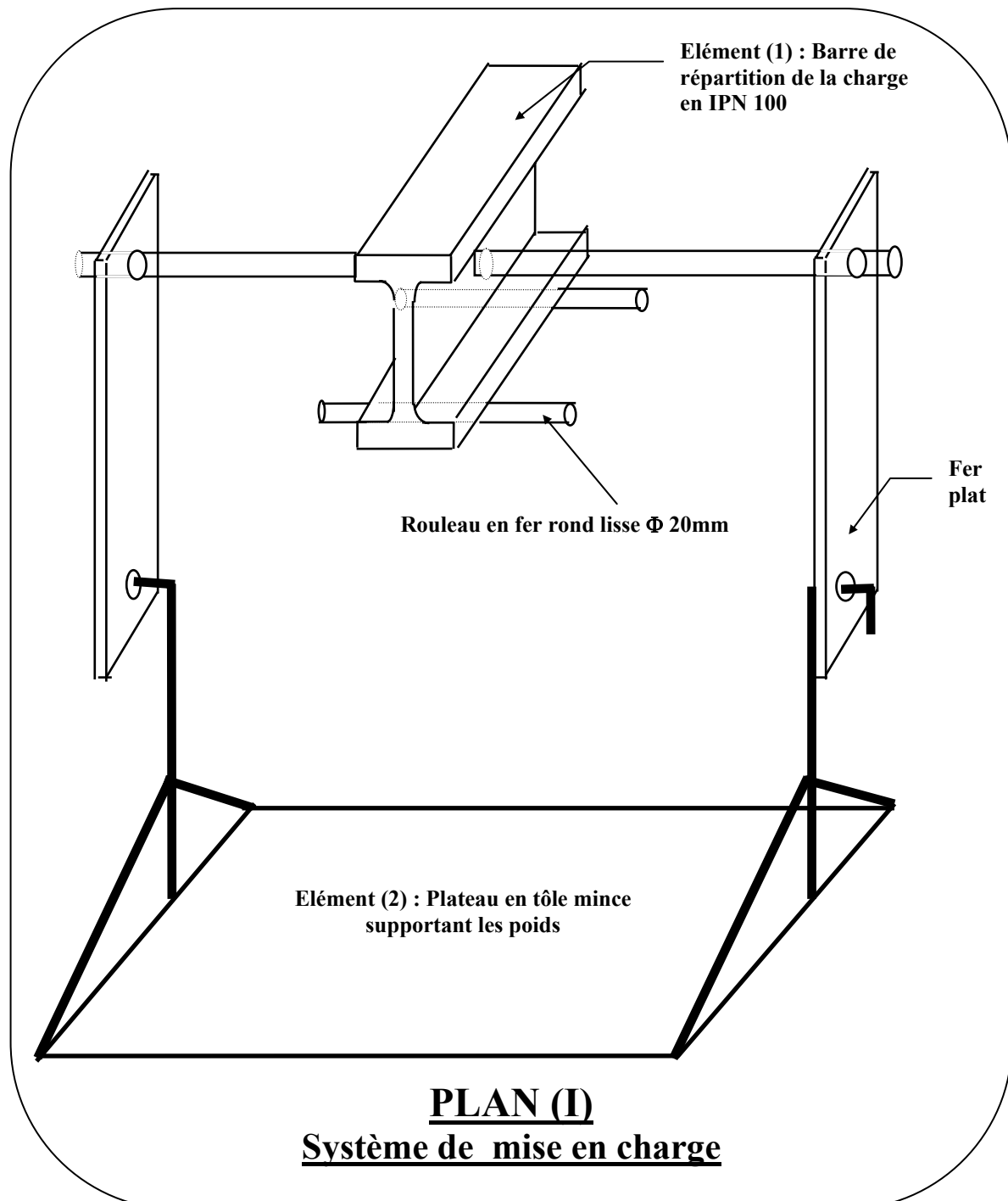


Figure 2.2. Dispositif d'essai (Bâti de fluage) [Chabane et Houari, 2007]

Le bâti comporte un système de chargement manuel. Cette mise en charge est réalisée à l'aide d'un support (élément 2) qui prend appui sur la partie supérieure du bâti d'essai par l'intermédiaire d'une barre rigide de répartition d'effort en IPN 100 (élément 1) (voir Plan I : système de mise en charge). Les détails des éléments sont montrés sur les plans II et III.

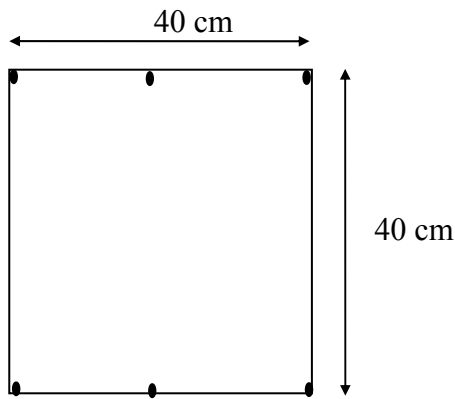
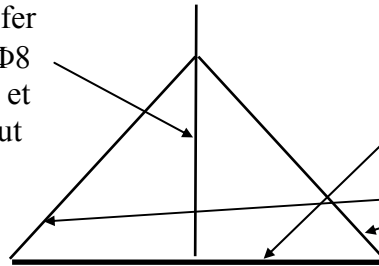
On transmet par le biais de rouleaux (Barre de fer en rond lisse de diamètre 20 mm) fixés sur la barre, deux efforts égaux. Le poids du système de mise en charge est de 10.2 kg qui sera prise comme la première charge appliquée sur la poutrelle. Cette dernière repose sur deux appuis simples qui sont constitués de deux rotules composées de rouleaux en acier (similaires à ceux qui transmettent les charges). Ces derniers prennent place sur des rainures réalisées sur une poutre en UAP 100 qui prend appui sur deux potelets (jambages). Un système de fixation est soudé sous et au centre de la poutre en UAP avec un petit trou laissant passer la tige du comparateur (voir plan IV).



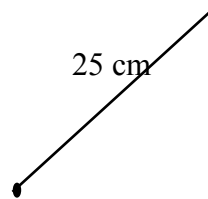
(2.a) Barre de fer en rond lisse $\Phi 8$ soudée en bas et coudée en haut

(1) Tôle en acier ($e_p = 0.8$ mm).

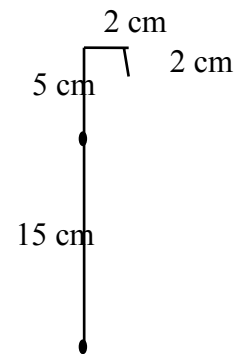
(2.b) Barres de fer en rond lisse $\Phi 8$ soudées aux extrémités



Détail de l'élément (1)



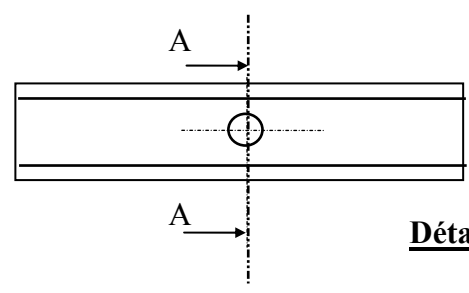
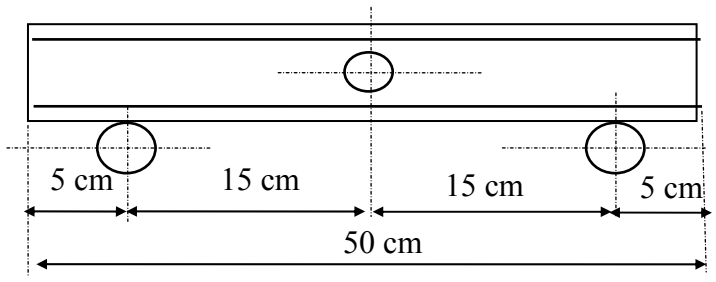
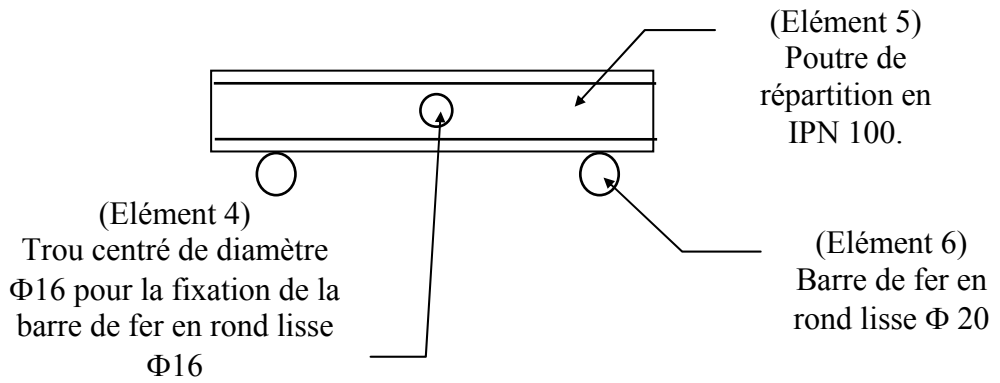
Détail de l'élément (2.b)



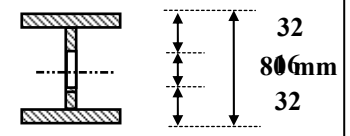
Détail de l'élément (2.a)

PLAN (II)

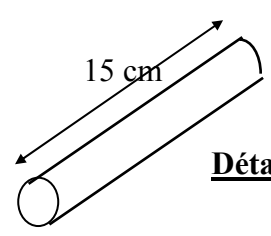
Détails du système de mise en charge



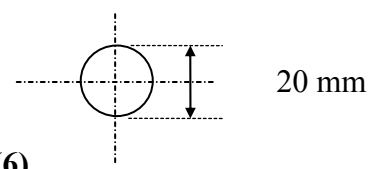
Détail de l'élément (5)



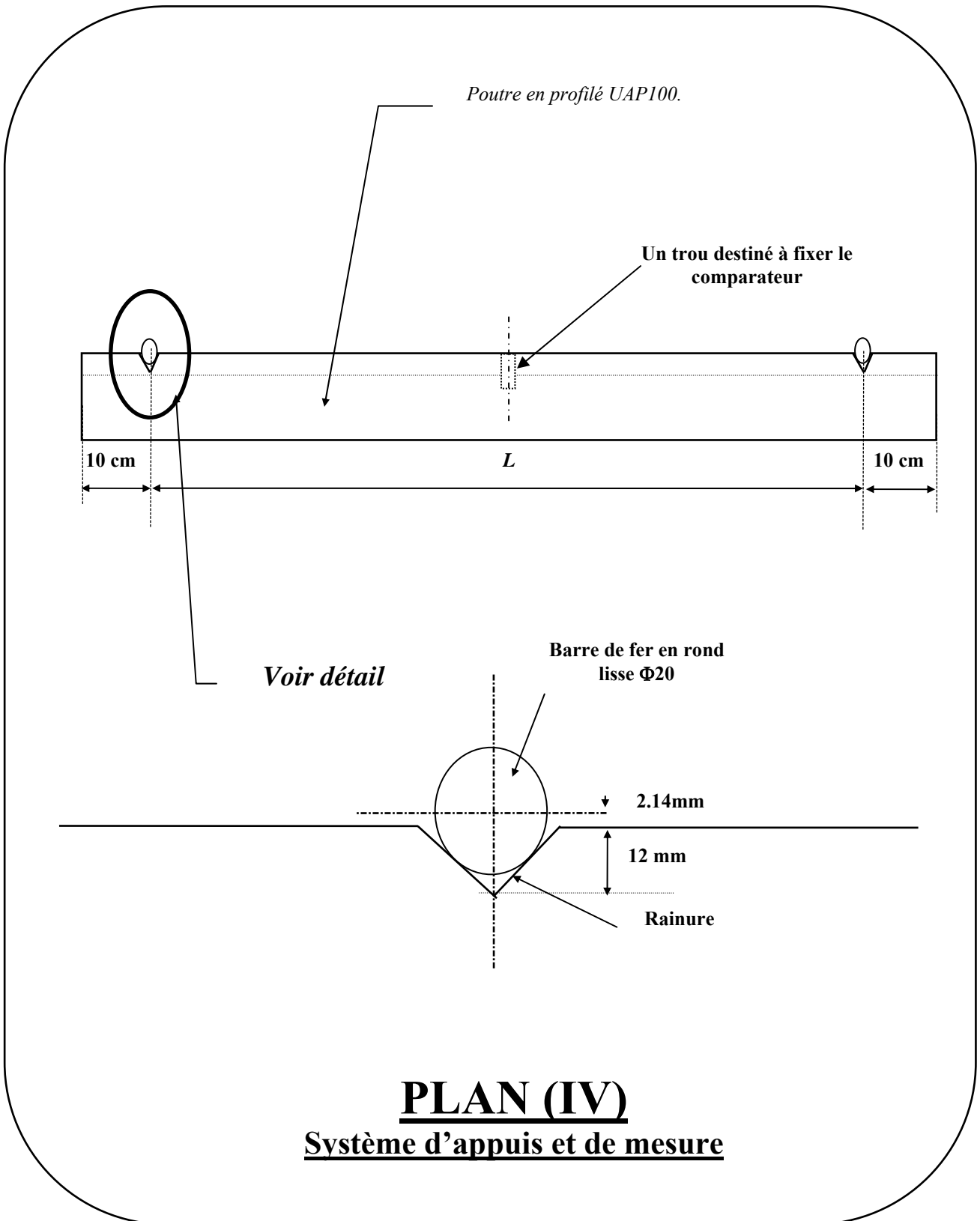
Coupe A-A



Détail de l'élément (6)



PLAN (III)
Détails de la barre de répartition de la charge



A noter que ce dispositif peut appliquer une charge maximale d'une valeur proche de 6 kN et que la mesure de la flèche se fait au milieu de la poutrelle (à distances égales des appuis) avec une course de comparateur pouvant atteindre 12,14 mm.

Ainsi, et grâce à ce dispositif, nous pouvons étudier le fluage du béton en faisant varier n'importe quel paramètre ayant une influence sur ce phénomène. On peut changer tous les paramètres de compositions (nature et type de granulats, dosage et type de ciment, quantité de pâte, rapport E/C, influence des ajouts ...etc.), les paramètres de conservation, les paramètres qui ont relation avec chargement (taux et âge) et les dimensions des éprouvettes.

2.4. Processus et méthodologie (conduite des essais)

Avant de placer la poutrelle sur le bâti, on doit marquer sur ces facettes, après mesures de distance, la position des appuis et des points d'application des charges.

Le taux de chargement visé à appliquer est connu, on doit alors préparer les poids nécessaires (disques de 1, 2, 5, 8, 10 et 20 kg) et les mettre à une position proche de l'opérateur qui effectue le chargement manuel et qui fait la lecture de la flèche engendrée instantanément.

La mise en charge d'une poutrelle est réalisée après l'avoir centré géométriquement entre les appuis et effectuer les mesures de référence (origines).

Ensuite, on applique la première charge qui est le poids du système de mise en charge (environ 102 Newtons), et on prend la première mesure de flèche instantanée.

Après, on augmente le chargement jusqu'à environ 10 % du taux de chargement visé. A ce stade on vérifie que la poutrelle est toujours centrée géométriquement par rapport aux appuis et aux rouleaux d'application de la charge, car le chargement manuel peut provoquer son glissement ou déplacement latéral.

La vérification est faite, alors on poursuit le chargement en effectuant un minimum de trois mesures intermédiaires de la flèche avant d'atteindre le chargement visé ; pour cela il est nécessaire que la durée totale de mise en charge ne dépasse pas cinq minutes afin de réduire au maximum le début de fluage. Notons que le chargement doit être effectué avec une très grande précaution en évitant le choc des poids avec le système de mise en charge. Sinon, l'opérateur doit refaire l'essai à cause des erreurs de lecture dues à la sensibilité du comparateur.

La valeur de la flèche due à la charge finale est nommée « flèche instantanée ». Cette valeur doit être enregistrée car elle est très importante dans l'étude du fluage.

A la suite, il faut répéter les mesures dans la même journée de l'essai plusieurs fois puisque la vitesse du fluage est très grande dans les premières heures qui suivent la fin du chargement. Une fréquence d'une mesure par jour durant le premier mois de l'essai sera nécessaire pour mieux suivre l'évolution des flèches.

Il ne faut pas oublier de contrôler et noter la température et l'hygrométrie dans la salle des essais à chaque fois qu'on effectue une mesure de flèche.

Remarque : pour faciliter l'essai, il est préférable que l'opérateur soit accompagné par un assistant qui prend note et enregistre les valeurs des charges et des flèches mesurées.

2.5. Étude de la fiabilité, de la répétabilité et de la reproductibilité des mesures

2.5.1. Introduction

Dans notre domaine, lors de la conception d'un projet (une construction, un ouvrage d'art...etc.), l'architecte peut imaginer sa forme et son squelette même avec un esprit très osé. Mais rien ne sera concrétisé que si l'ingénieur en génie civil intervenait par son étude, ses modifications probables et ses vérifications nécessaires.

De même, mettre en place un dispositif d'essai s'accompagne par plusieurs questions sur la fiabilité des mesures, de la validité en terme de dispersion connue sous le nom de répétabilité et, enfin, de la reproductibilité des essais.

Pour répondre à ces questions, une étude a été réalisée au niveau de notre laboratoire (LMDC) et qui a duré environ un mois.

Nous avons choisi pour les besoins de cette étude un mortier dont la composition ainsi que les différentes caractéristiques sont montrées sur le tableau 2.1.

| <i>Composition</i> | | <i>Caractéristiques importantes</i> | | | |
|--------------------|--------------------|-------------------------------------|------|---|-------|
| | | <i>Etat frais</i> | | <i>Etat durci</i> | |
| <i>Composant</i> | <i>Dosage (Kg)</i> | <i>Affaissement (cm)</i> | 7,0 | <i>Résistance à la compression à 7 jours sur cylindre (16×32) cm (MPa)</i> | 13,75 |
| <i>Ciment</i> | 600 | <i>Densité</i> | 2,21 | <i>Résistance à la traction/flexion à 7 jours sur prismes (7×7×28) cm (MPa)</i> | 1,21 |
| <i>Eau</i> | 270 | <i>Air Occlus (%)</i> | 3,90 | <i>Résistance à la compression à 28 jours sur cylindre (16×32) cm (MPa)</i> | 25,00 |
| <i>Sable 0/4</i> | 1315 | <i>E/C</i> | 0,45 | <i>Résistance à la traction/flexion à 28 jours sur prismes (7×7×28) cm (MPa)</i> | 2,01 |
| | | | | <i>Charge de rupture en flexion quatre point à 7 jours sur poutrelles (10×10×120) cm (KN)</i> | 3,56 |

Tableau 2.1. Composition et caractéristiques du mortier utilisé

La charge de rupture en flexion quatre point à 7 jours, sert à déterminer le taux de chargement à appliquer pour étudier la fiabilité des mesures, la répétabilité et reproductibilité des essais.

Les trois gâchées réalisées pour le besoin de cette étude sont notées G1, G2 et G3. Le tableau 2.2 donne le nombre de poutrelles 10 × 10 × 120 cm obtenues pour chaque gâchée et leur utilité.

| <i>Gâchées</i> | <i>Nombre de poutrelles</i> | <i>Utilité</i> |
|----------------|-----------------------------|---|
| G1 | 5 | Pour l'étude de la fiabilité des mesures de flèches |
| G2 | 6 | Pour l'étude de la répétabilité des essais |
| G3 | 5 + 5 | Pour l'étude de la reproductibilité des essais |

Tableau 2.2. Utilité des différentes gâchées effectuées

2.5.2. Etude de la fiabilité des mesures de la flèche

Pour étudier l'influence de la méthode de mesure de la flèche sur les essais de fluage, on a adopté deux procédés de mesure :

1. La méthode courante de la mesure de la flèche à mi-portée de la poutrelle. C'est la mesure du déplacement du côté de la face en traction (fibres tendues), effectuée à l'aide d'un comparateur de précision 1/1000^{ème} (0,001 mm), avec une course de 12.14 mm.
2. Par l'intermédiaire des jauges de déformation (type HBM 50/120 LY41) collées sur les fibres extrêmes de la partie centrale de la poutrelle suivant le schéma indiqué sur la figure 2.3. Ces jauges sont reliées à un pont de mesure.

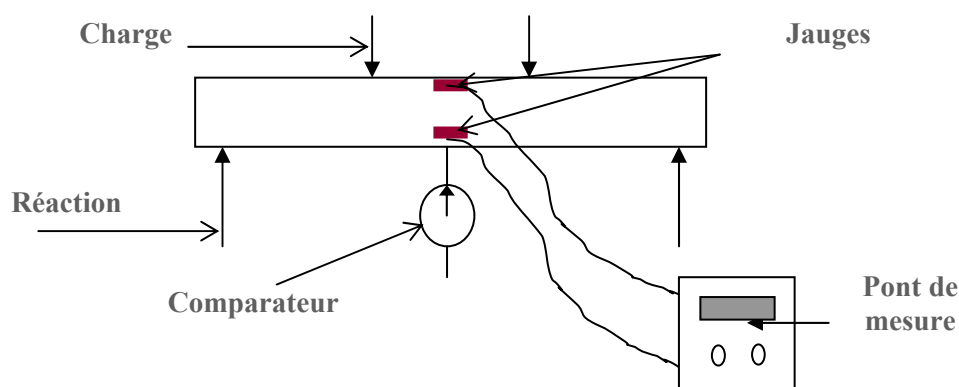


Figure 2.3. Instruments de mesure des déformations

Nous avons ensuite cherché à mettre en relation les mesures de flèches globales et les mesures de déformations effectuées dans la section centrale à l'aide de jauges ohmiques de déformation (somme de longueur). Cette étude exploratoire a été réalisée avec les cinq poutrelles de dimensions : 10 × 10 × 120 cm réalisées avec le mortier MC à base d'un sable de carrière.

Pour l'étude de l'influence de la méthode de mesure de flèche sur les résultats d'essais, la figure 2.4 montre deux courbes donnant « la moyenne des mesures de flèches au centre obtenues sur les cinq poutrelles » en fonction du temps, à l'aide des deux procédés de mesure adoptés.

Les relations connues de résistance des matériaux ont été utilisées :

$$\delta = \frac{PL^3}{24EI} \left[\frac{3a}{l} - \frac{4a^3}{l^3} \right]$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{Pa}{EI} = \frac{(\varepsilon_{\text{sup}} + \varepsilon_{\text{inf}})}{h}$$

$$\delta = \left(\frac{1}{\rho} \right) \frac{l^2}{24} \left[3 - \frac{4a^2}{l^2} \right] \text{ dans la partie centrale.}$$

avec :

δ : flèche à mi-portée

P : moitié de la charge appliquée $P = \frac{F}{2}$

a : distance entre l'appui et le point d'application de la charge ($a = 35$ cm)

h : hauteur de la poutrelle ($h = 10$ cm)

l : distance entre appuis (portée $l = 100$ cm)

M : moment fléchissant maximal

$\frac{1}{\rho}$: courbure de l'éprouvette

ε_{sup} et ε_{inf} : déformations supérieure et inférieure dans la partie centrale.

On remarque que l'évolution de la flèche apparente à mi-portée en fonction du temps est presque la même dans les deux cas :

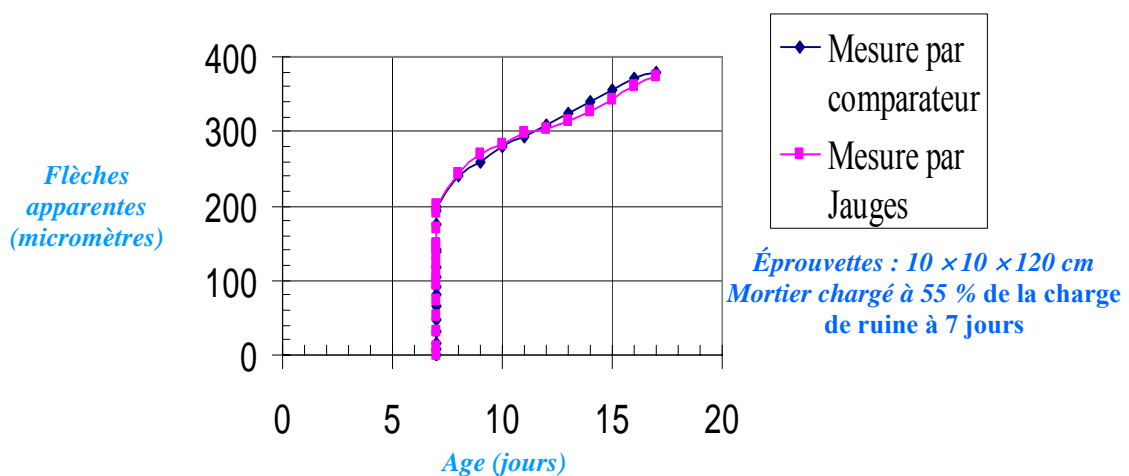


Figure 2.4. Étude de l'influence de la méthode de mesure de la flèche [Chabane et Houari, 2007]

Les courbures mesurées avec les jauges sont donc correctes et permettent de retrouver la mesure de la flèche.

Donc, le dispositif courant de la mesure de la flèche à mi-portée est fiable pour les mesures à effectuer.

Notons que la mesure de la flèche aurait pu être plus précise en liant le support du comparateur à l'âme de la poutrelle sur l'appui. Ceci permet de s'affranchir des écrasements locaux sous appuis (voir travaux de GOPALARATNAM et al, 1991) [Gopalaratnam, 1991].

2.5.3. Vérification de la répétabilité des essais

Pour vérifier la répétabilité des essais, plusieurs essais de démontage et de remontage ont été réalisés sur les six poutrelles de la même gâchée (G2), par le même opérateur, sur le même bâti et avec les mêmes instruments.

Dans ces essais, on porte la charge graduellement sur la première poutrelle jusqu'à 25% de la charge de ruine (taux de chargement assez faible pour provoquer une fissuration). On enregistre en même temps les valeurs des flèches instantanées correspondantes. Ensuite, on effectue le déchargement total, et on reprend l'essai de la même manière sur la deuxième poutrelle, la troisième et jusqu'à la sixième. A la fin de ces essais, on calcule l'écart type et le coefficient de variation des mesures.

Sur le tableau 2.3, on peut voir tous ces résultats.

Egalement, nous avons représenté les résultats de ce tableau par des courbes sur la figure 2.5. Remarquons à partir de ces courbes (très rapprochées) que les résultats trouvés sur les six poutrelles ont la même tendance que la courbe représentant leur moyenne.

| Charges (Kg) | Flèches (micro mètres) | | | | | | | Ecart types | Coefficient de variation (%) |
|-----------------|------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|---------|----------------|---------------------------------|
| | M01 | M02 | M03 | M04 | M05 | M06 | Moyenne | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 |
| 10,2 | 9 | 9 | 9 | 10 | 10 | 9 | 9 | 0,5 | 5.55 |
| 20,2 | 18 | 17 | 17 | 18 | 20 | 19 | 18 | 1,2 | 6.67 |
| 30,2 | 32 | 28 | 29 | 29 | 30 | 27 | 29 | 1,7 | 5.86 |
| 50,2 | 48 | 45 | 45 | 46 | 46 | 44 | 46 | 1,4 | 3.04 |
| 60,2 | 60 | 57 | 56 | 57 | 58 | 55 | 57 | 1,7 | 2.98 |
| 70,2 | 71 | 69 | 68 | 67 | 66 | 66 | 68 | 1,9 | 2.79 |
| 80,2 | 81 | 80 | 79 | 79 | 78 | 77 | 79 | 1,4 | 1.77 |
| 89,2 | 91 | 88 | 88 | 90 | 87 | 86 | 88 | 1,9 | 2.16 |

Tableau 2.3. Résultats de l'étude de la répétabilité des essais

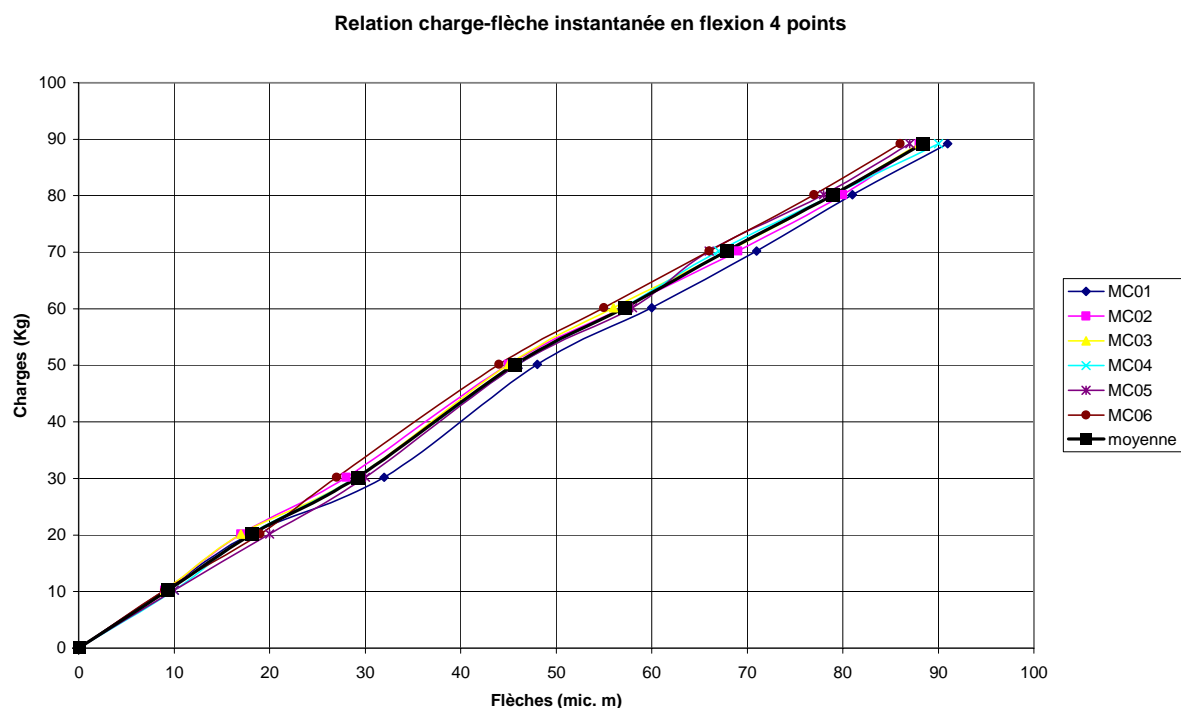


Figure 2.5. Relation charges – flèches instantanées lors de l'étude de la répétabilité des essais

Les valeurs des flèches instantanées obtenues, s'écartent de leur moyenne de 2.5 %, ce qui rentre dans les erreurs de mesure.

Les coefficients de variations obtenus après chargement et déchargement (démontage et remontage) sont faibles. Puisqu'ils sont inférieurs à 10 %, on peut considérer que la répétabilité est bonne.

Nous avons étudié aussi la répétabilité des essais en utilisant la même poutrelle (la dernière notée M06 dans le tableau 2.4). Donc, on lui a fait subir une série de chargement et de déchargement et nous avons obtenu des écarts types et des coefficients de variation proche de ceux calculés lorsqu'on change de poutrelles.

2.5.4. Etude de la reproductibilité des essais

Pour étudier la reproductibilité des mesures, nous avons utilisé les poutrelles de la dernière gâchée. Deux opérateurs différents doivent reproduire l'essai en suivant le même mode opératoire cité dans le paragraphe 2.4. Chacun d'eux effectue ses essais sur cinq poutrelles différentes.

La figure 2.6 montre les deux courbes d'évolution de la flèche de fluage en fonction du temps pour les deux essais des deux opérateurs. Les valeurs représentent la moyenne des mesures effectuées.

On remarque à partir de cette figure que les deux courbes montrent que les résultats des essais reproduits sont presque identiques.

Donc, on peut conclure que le dispositif mis en place présente une bonne reproductibilité des essais.

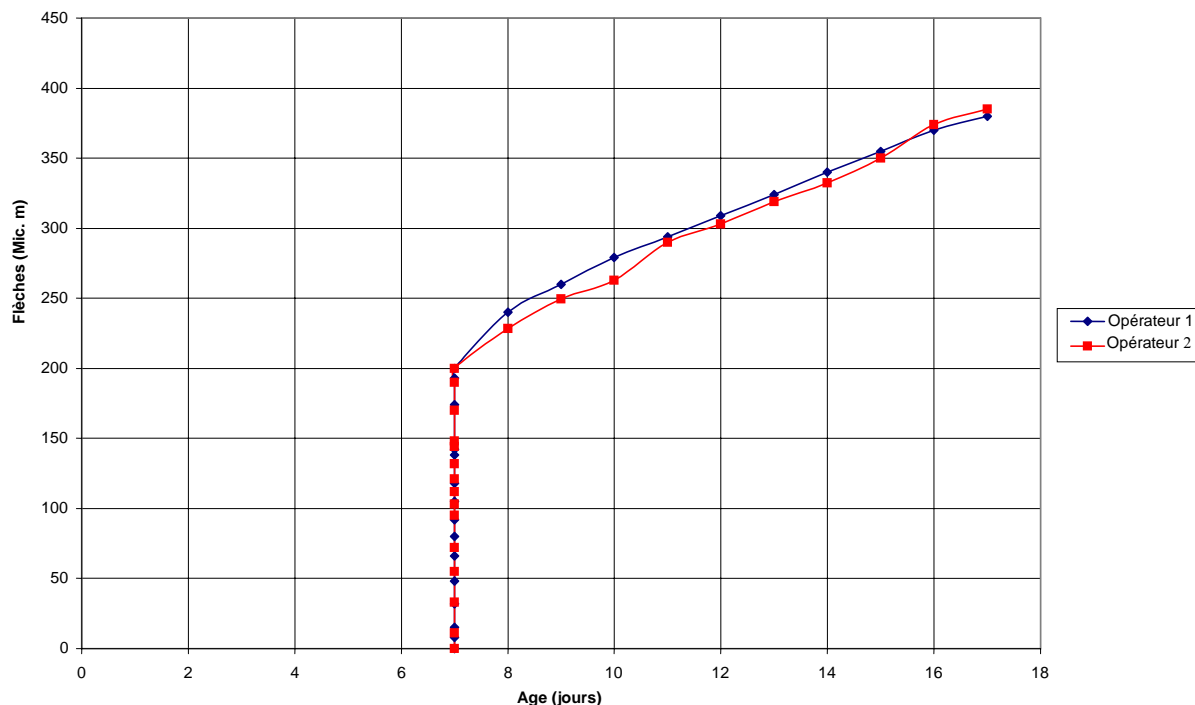


Figure 2.6. Courbes représentant les moyennes des mesures de flèches effectuées lors de l'étude de la reproductibilité des mesures

2.6. Quelques travaux expérimentaux réalisés avec ce nouveau banc d'essai

Pour montrer l'efficacité du dispositif d'essai, nous allons montrer dans les figures qui suivent quelques résultats obtenus lors de son utilisation, pour l'étude du fluage en flexion quatre points, réalisée sur poutrelle de 10×10×120 cm et avec des matériaux à base de matrice cimentaire.

Ces résultats montrent la panoplie des paramètres d'étude que notre dispositif offre aux chercheurs.

L'influence de la variation du taux de chargement sur le fluage d'un mortier à base d'un sable de carrière et d'un béton à base de granulats roulés est montrée sur les figures 2.7 et 2.8.

En effet, des poutrelles ont été soumises à différentes charges 0 %, 25 % et 55 % de la charge de rupture ont montré la proportionnalité qui existe entre les flèches totales et le taux de chargement [Chabane et Houari, 2008].

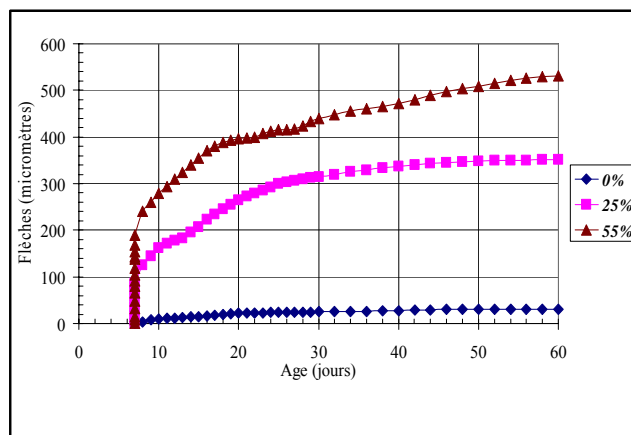


Figure 2.7. Influence du taux de chargement sur le fluage d'une éprouvette en mortier à base d'un sable de carrière [Chabane et Houari, 2008]

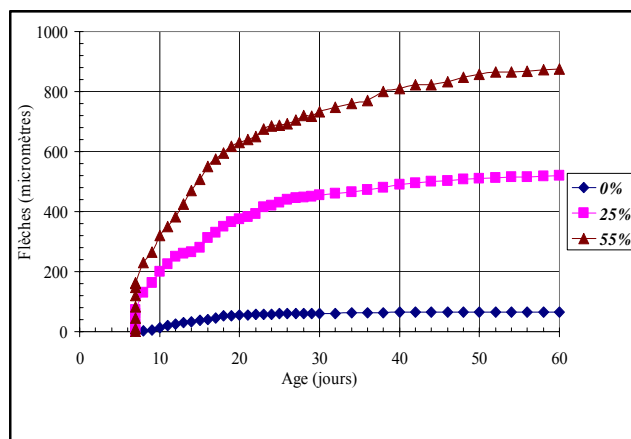


Figure 2.8. Influence du taux de chargement sur le fluage d'une éprouvette en béton à base de granulats roulés [Chabane et Houari, 2008]

Une autre étude sur le fluage propre a été effectuée sur un béton ordinaire dans le but de le comparer avec un autre renforcé de fibres métalliques est représentée sur la figure 2.9 [Bentalha, 2007].

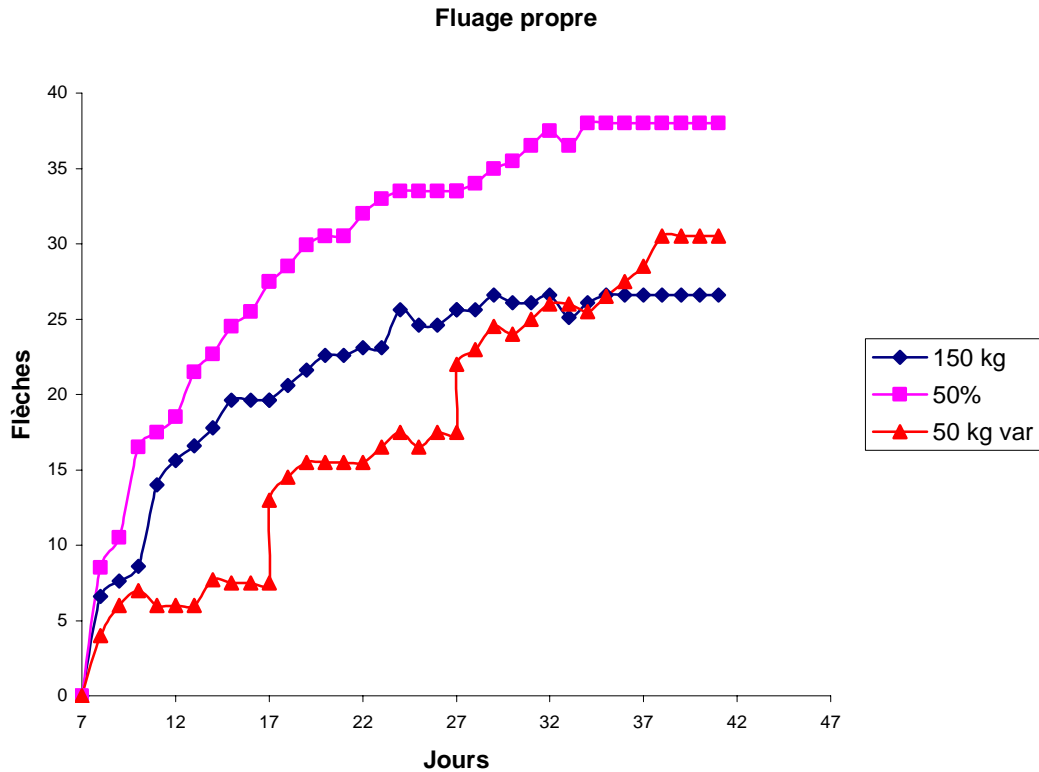


Figure 2.9. Fluage propre des BSF (Bétons sans fibres métalliques) [Bentalha, 2007]

Une autre étude a été menée sur l'influence des paramètres de composition. La figure 2.10 montre l'effet du type de granulats sur le fluage du béton [Chabane et Houari, 2008].

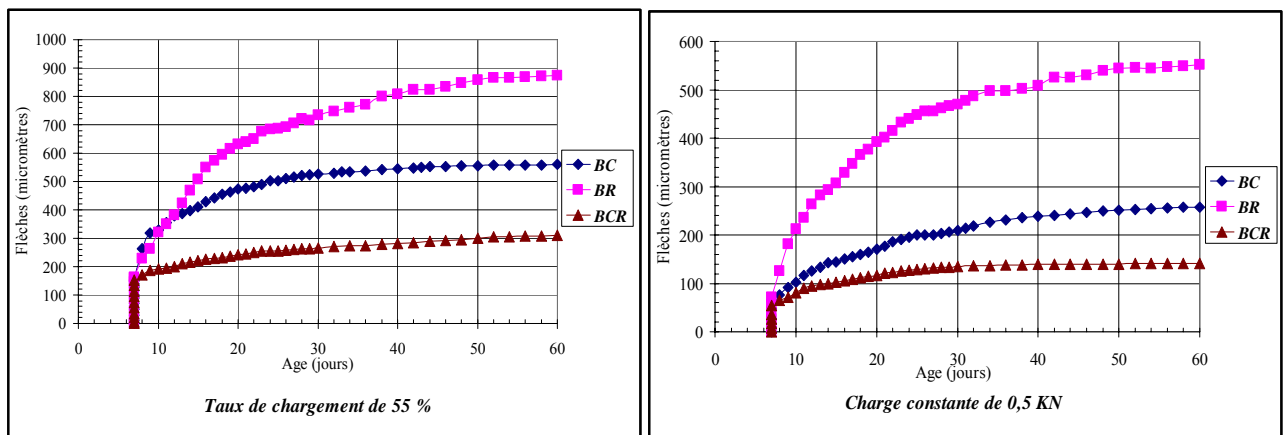


Figure 2.10. Influence du type de granulats sur le fluage des bétons pour un taux de chargement de 55 % de leurs charges de rupture et une charge constante de 0,5 kN [Chabane et Houari, 2008]

Bétons dosés à 350 kg/m³ (BC : béton à base de granulat concassés, BR : béton à base de granulats roulés, BCR : béton à base de granulats concassés et roulés)

On peut également étudier l'influence d'un chargement par palier sur le fluage. Justement, un mortier à base de sable artificiel (laitier) a été soumis à un programme de chargement par escalier ascendant (figure 2.11). Donc, notre dispositif permet d'augmenter la charge sur la poutrelle chargée à n'importe quel âge du matériau.

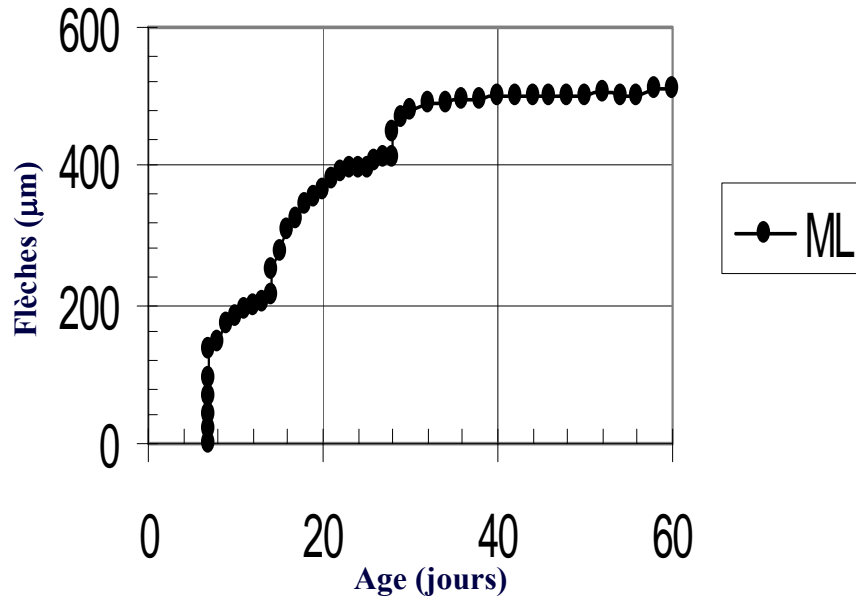


Figure 2.11. Évolution du chargement par palier ascendant [Chabane et Houari, 2007]

Chargement graduel jusqu'à 25 % de la charge de rupture à 7, 14 et 28 jours sur mortier ML à base de sable laitier

L'étude du niveau de recouvrance (instantanée et différée) après des essais de fluage est possible (figure 2.12).

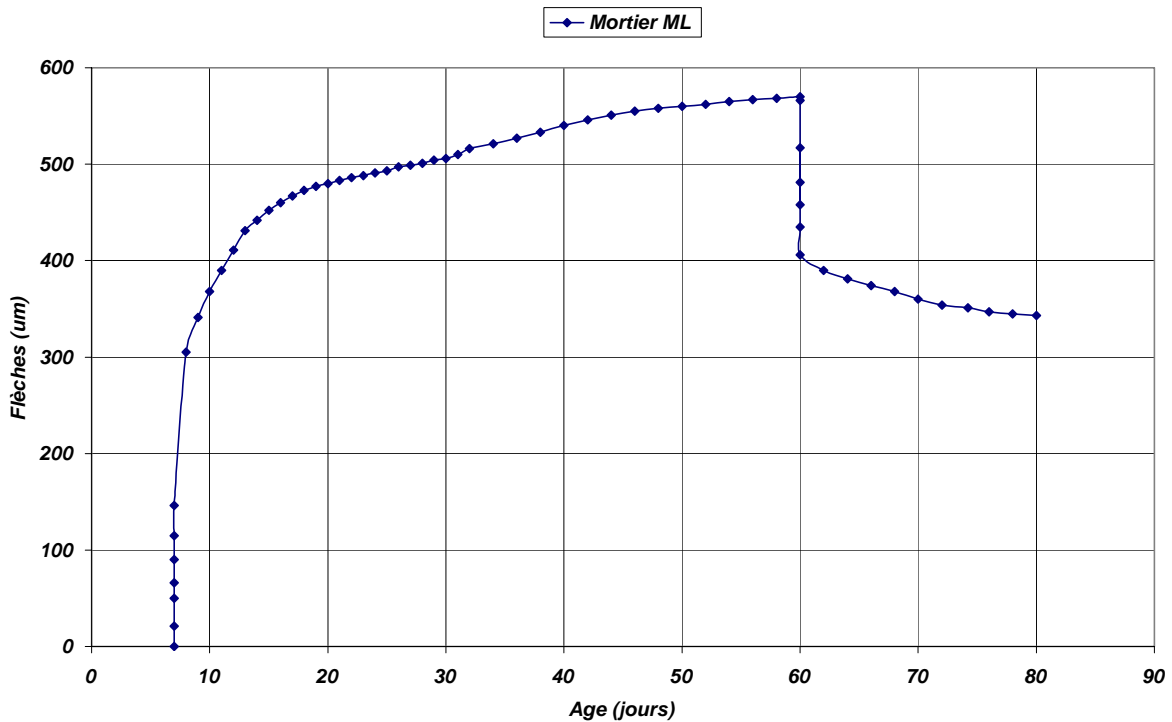


Figure 2.12. Etude du retour de fluage sur poutrelles en mortier [Chabane et Houari, 2007]

Chargement jusqu'à 55 % de la charge de rupture à 7 et déchargement à 60 jours

2.7. Conclusion

Ce chapitre trace dans sa totalité la mise en place d'un dispositif d'essai « bâti de fluage » réalisé au niveau du « Laboratoire des Matériaux et de Durabilité des Constructions (LMDC) » du département de Génie Civil de la faculté des sciences de l'ingénieur à l'université Mentouri de Constantine.

Le dispositif adopté satisfait une exigence de qualité (fiabilité des mesures, répétabilité et reproductibilité des essais), malgré le nombre important de contraintes qui existent dans ce type d'expériences, tant sur le plan expérimental, qu'au niveau des processus intrinsèques du matériau ou inhérents au matériau.

Notre bâti de fluage est très simple en le comparant avec d'autres dispositifs mis en place par différents chercheurs et permettant l'étude du comportement différé en faisant varier un nombre important de paramètres.

Donc, on a réussi à réaliser 15 bâtis afin de pouvoir étudier l'influence de tous les paramètres gouvernants le fluage (paramètres de conservation, de chargement, de composition ... etc.).

Certains membres de l'équipe de recherche du laboratoire ont réussi à terminer leurs programmes expérimentaux sur le fluage de différents types de bétons dans le cadre de l'obtention de leurs diplômes de Doctorat en Génie Civil [*Bentalha, 2007*] ; [*Bensebti, 2008*].

Il faut noter que ce dispositif a fait l'objet d'une publication, et de quelques communications dans des séminaires nationaux et internationaux.

Il a permis aussi de développer le niveau de technicité qui est maintenant suffisant pour mener d'autres expériences sur le fluage, ce qui permettra d'affiner les différentes mesures ou modélisations (validations).

Justement, dans cet objectif, nous avons mené un large programme expérimental permettant d'aboutir à l'étude du fluage de quelques variétés de bétons sous sollicitation de flexion quatre points.

Le prochain chapitre décrit les étapes de ce programme et la caractérisation des matériaux de base.

CHAPITRE 3

CHAPITRE 3

CARACTERISATION DES

CARACTERISATION DES

MATERIAUX DE BASES E

3. CARACTERISATION DES MATERIAUX DE BASE

3.1. Introduction

La recherche bibliographique que nous avons présentée dans le chapitre 1, nous a permis de ce familiariser avec le matériau béton, et connaître de façon détaillée sa manière de se comporter sous l'effet d'une charge maintenue.

En effet, le béton a fait l'objet de progrès continus pour aboutir à une véritable ingénierie du matériau en fonction d'un cahier de charges lié aux performances de la structure à construire. Donc, si le béton se diversifie, la compréhension de son comportement mécanique devient d'autant plus cruciale pour construire en toute sécurité des structures de plus en plus variées où il intervient.

Différents mélanges de bétons sont utilisés partout dans le monde. Leur choix dépend de leur utilité sur chantier. On retrouve les mortiers (considérés comme béton non chargés de gros granulats) conçus spécialement pour les travaux de réparation et de la reconstitution des bétons de surface, et dont les chercheurs tentent toujours de comprendre et prédire leur comportement différé en traction (retrait empêché par le béton de la structure qu'on doit réparer). Il ne faut pas oublier les bétons spéciaux tels que les autoplaçants, qui ont révolutionné le monde de la construction dans ces dix dernières années. Cependant, leur développement est toutefois freiné par une formulation complexe et un comportement différé encore mal connu.

Le fluage du béton dépend de nombreux facteurs qui concernent d'une part, le matériau lui-même (type et diamètre des granulats, rapport eau/liant, quantité de pâte...etc.), d'autre part et surtout, le comportement structurel du béton. Ce phénomène varie notamment en fonction :

- du point de la structure où on le calcule (la maturité du béton, et de là, ses caractéristiques physiques et mécaniques sont différentes en tout point de la structure) ;
- de la contrainte appliquée ;
- de l'âge et de la durée de chargement ;
- des conditions d'environnement (température et degré hygrométrique).

On considère que la pâte de ciment est le seul constituant qui flue dans le béton. La fonction des granulats vis-à-vis du fluage est de restreindre les déplacements de la pâte de ciment [*Smadi & al., 1987*] ; [*Khan & al., 1997*]. L'augmentation de la taille des granulats améliore la raideur du matériau en réduisant sa capacité de déformation [*Harsh & al., 1990*]. Donc, les paramètres volume de la pâte et par conséquent, quantité, qualité et diamètre des granulats sont de première importance dans sa composition.

Les points développés ci-dessus, et le dispositif d'essai de fluage en flexion quatre points présenté dans le chapitre 2, nous ont incité à étudier le comportement différé de différentes compositions de bétons. En tout, 10 formulations différentes ont été testés, et que nous les avons réparti en trois séries.

Avant de passer à l'étude du fluage de ces matériaux, il faut passer d'abord par la caractérisation de tous leurs composants, ensuite, à l'étude de leurs formulations pour aboutir à leur caractérisation classique dans les deux états « frais et durci », et selon les normes en vigueur. A la fin, pour pouvoir estimer les taux de chargement à maintenir sur

les poutrelles, il est indispensable d'étudier le comportement statique de ces dernières en flexion quatre points.

Toute cette étude expérimentale est résumée dans l'organigramme suivant :

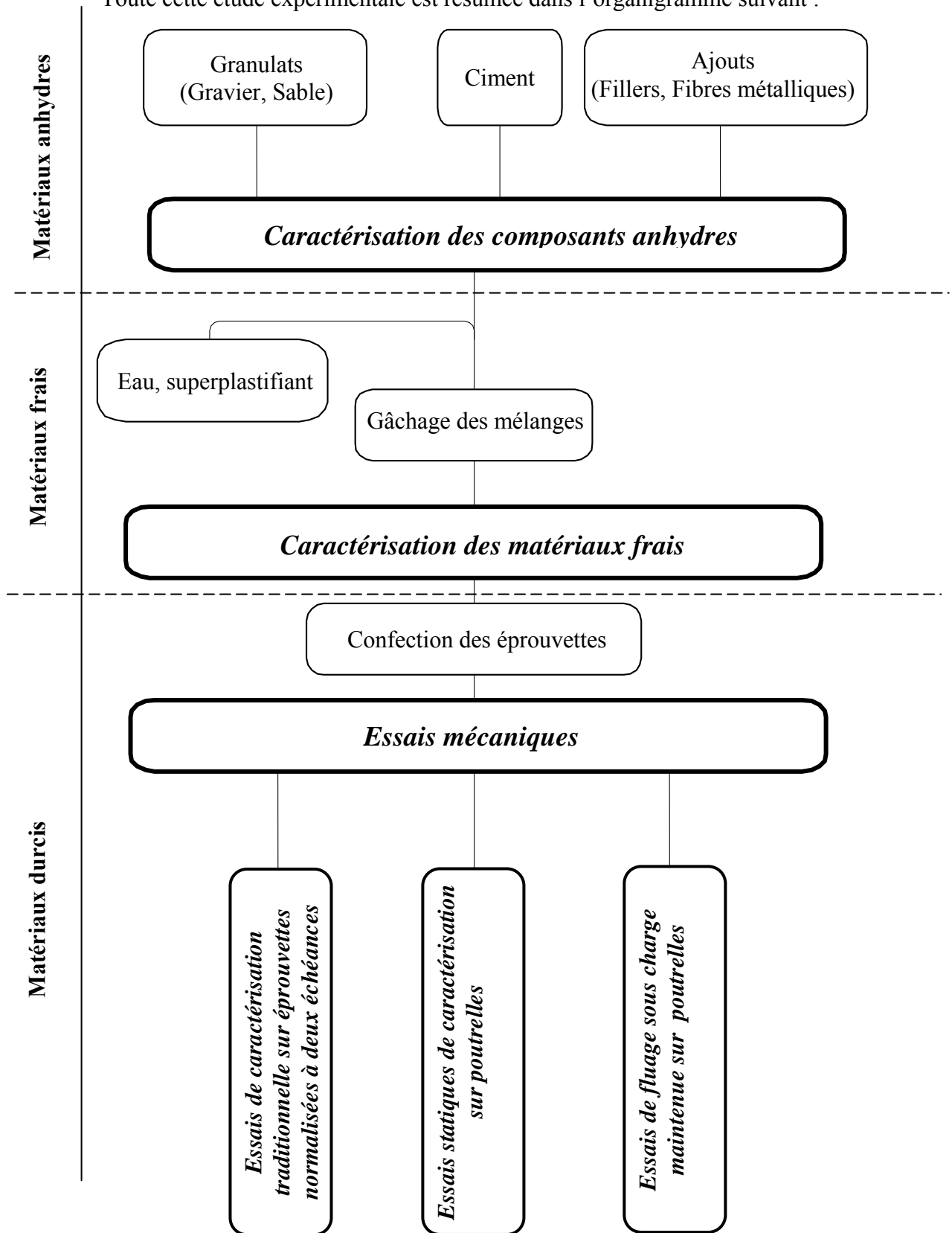


Figure 3.1. Organigramme des expériences réalisées.
Principales étapes de l'étude expérimentale

3.2. Choix des mélanges

Notre objectif principal est de mettre au point une banque de données expérimentales sur le comportement différé des variétés de bétons sous sollicitation de flexion pure. Le choix des mélanges s'appuie sur les paramètres de composition ayant une grande influence sur ce comportement.

En premier lieu, la variation du type des granulats, car, il en existe localement une variété, mais les plus utilisés dans nos chantiers sont soit concassés (de carrière), ou roulés (de mer, oued ...etc.).

En deuxième lieu, l'effet du changement de la taille des granulats. Dans ce cas, utiliser un mortier ou un béton dans les travaux de réparation, ne donne pas le même comportement à court et long terme.

En dernier lieu, étudier l'influence du volume de la pâte de ciment. Pour cela, nous avons trouvé que les bétons autoplaçants sont les plus intéressants, ce qui ne fera que développer leur utilisation dans notre pays.

Donc, les trois séries de mélanges choisies dans notre étude expérimentale sont décrites comme suit :

- **La Première** comporte trois mortiers à base de différents types de granulats.
- **La Deuxième** comprend trois bétons correspondants aux mortiers de la première catégorie (les mêmes types de granulats sont utilisés).
- **La troisième** comporte des bétons spéciaux (deux bétons autoplaçants et un béton autoplaçant renforcé de fibre métalliques). Un béton ordinaire dit « de référence » ayant la même résistance à la compression à 28 jours qu'un des bétons autoplaçants et permettant ainsi une comparaison entre les deux.

Dans le tableau 3.1, on présente en détail ces trois catégories de mélanges.

Les mélanges sont désignés par une première lettre B ou M qui désigne respectivement le béton ou mortier, suivie de la lettre C ou R désignant le type du granulats utilisé (concassé ou roulé). Le terme CR désigne un mélange de granulats (concassé et roulé).

Le terme BAP désigne le béton autoplaçant, suivi de RFM quand il est renforcé de fibres métalliques. Le BOR est un béton ordinaire de référence.

| <i>Séries de mélanges</i> | <i>Notations</i> | Les différentes compositions |
|---------------------------|------------------|---|
| Première | <i>MC</i> | Mortier à base de sable de carrière. |
| | <i>MR</i> | Mortier à base de sable de mer. |
| | <i>MCR</i> | Mortier à base de sable de carrière et sable de mer. |
| Deuxième | <i>BC</i> | Béton à base de granulats Concassés. |
| | <i>BR</i> | Béton à base de granulats Roulés (gravier roulé et sable de mer). |
| | <i>BCR</i> | Béton à base de gravier Concassés et sable de mer. |
| Troisième | <i>BAP</i> | Béton autoplaçant dosé à 400 kg/m ³ , rapport Fillers/Liant = 0.33 |
| | <i>BAP+</i> | Béton autoplaçant dosé à 500 kg/m ³ , rapport Fillers/Liant = 0.17 |
| | <i>BAPRFM</i> | Béton autoplaçant dosé à 400 Kg/m ³ et renforcé de fibres métalliques (0.5% du volume total), rapport Fillers/Liant = 0.33 |
| | <i>BOR</i> | Béton ordinaire de référence de même résistance que le <i>BAP</i> |

Tableau 3.1. Différentes compositions utilisées

3.3. Contenu du programme expérimental

Notre programme expérimental s'est étalé sur une durée d'environ 36 mois. Nous allons présenter les différents essais réalisés dans des tableaux. Les nombres indiqués correspondent aux essais les plus significatifs, les cas aberrants étant exclus (défaillances techniques, surfaces imparfaites...).

Toute étude expérimentale sur bétons, doit commencer par une caractérisation des granulats utilisés. Le tableau 3.2 définit les différentes propriétés (géométriques, physiques, chimiques et mécaniques) testées sur granulats concassés et roulés employés dans notre cas.

| <i>Propriétés testées</i> | <i>Mesures effectuées sur granulats concassés et roulés</i> | <i>Nombre d'échantillonnage</i> |
|---------------------------|---|---------------------------------|
| Géométriques | Composition granulométrique, module de finesse et coefficient d'aplatissement | 3 |
| Physiques | Masses volumiques, équivalent de sable, valeur en bleu de méthylène, et coefficient d'absorption. | 3 |
| Chimiques | Teneur en insolubles, sulfates, carbonates et chlorures (sauf pour les granulats concassés) | 3 |
| Mécaniques | Los Angeles, fragmentation dynamique, Micro Deval | 3 |

Tableau 3.2. Identification et caractérisation des granulats utilisés

Après avoir formulé nos mélanges, nous devons aussi les caractériser à l'état frais par des essais normalisés (densité, affaissement, étalement, air occlus, stabilité au tamis ...etc.). Le tableau 3.3 présente les différentes mesures effectuées.

| <i>Séries de mélanges</i> | <i>Nombre de mélanges</i> | <i>Mesures effectuées</i> | <i>N^{bre} de mesures par gâchée</i> |
|-----------------------------|---------------------------|--|--|
| <i>Première et deuxième</i> | 6 | Densité, affaissement au cône d'Abrams, air occlus | 3 |
| <i>Troisième</i> | 4 | Densité, étalement, boîte en L, stabilité au tamis, entonnoir, air occlus, | 3 |

Tableau 3.3. Caractérisation des mélanges à l'état frais

Ensuite, viennent les essais de caractérisation classiques à l'état durci sur éprouvettes normalisées, à deux échéances (voir tableau 3.4).

| <i>Nombre de mélanges</i> | <i>Nombre d'éprouvettes par mélange</i> | <i>Corps d'épreuves (cm)</i> | <i>Conservation (T °C, HR %)</i> | <i>Age d'écrasement</i> | <i>Type d'essais</i> |
|---------------------------|---|------------------------------|----------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 10 | 05 | 16 × 32 | 20 ± 2 °C 95 ± 5 % | 7 et 28 jours | Compression |
| 10 | 05 | 7 × 7 × 28 | 20 ± 2 °C 95 ± 5 % | 7 et 28 jours | Traction/flexion |

Tableau 3.4. Caractérisation classique des mélanges à l'état durci

Avant d'arriver aux essais de fluage, il fallait passer par des essais statiques monotones en flexion quatre points sur poutrelles 10×10×120 cm. Ces essais ont permis de déterminer quelques caractéristiques importantes telles que : charges et flèches de rupture, charges et flèches de première fissuration et modules d'élasticité tangents (tableau 3.5).

| <i>Nombre de mélanges</i> | <i>Nombre de poutrelles par mélange</i> | <i>Conservation (T °C, HR %)</i> | <i>Age de chargement</i> | <i>Mesures effectuées</i> |
|---------------------------|---|----------------------------------|--------------------------|---|
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C, 55 ± 5 % | 7 jours | Charge de rupture (F_{R7}) |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C, 55 ± 5 % | 7 jours | Charge de première fissuration (F_{f7}) |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C, 55 ± 5 % | 7 jours | Flèche de rupture (f_{R7}) |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C, 55 ± 5 % | 7 jours | Flèche de première fissuration (f_{f7}) |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C, 55 ± 5 % | 7 jours | Module d'élasticité (E_7) |

Tableau 3.5. Essais statiques : Caractérisation des poutrelles (10 × 10 × 120 cm) sous sollicitation de flexion quatre points

A la fin, le tableau 3.6 présente les essais sous charge maintenue en flexion quatre points, sur poutrelles de 10×10×120 cm.

| <i>Nombre de mélanges</i> | <i>Nombre de poutrelles par mélange</i> | <i>Conservation (T °C, HR %)</i> | <i>Taux de chargement</i> | <i>Mesures effectuées</i> | <i>Age de mise en charge</i> | <i>Durée du chargement</i> |
|---------------------------|---|----------------------------------|---|---------------------------|------------------------------|----------------------------|
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C 55 ± 5 % | 0 % (éprouvettes témoins) | flèche | 7 jours | 83 jours |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C 55 ± 5 % | 25 % de la charge de rupture à 7 jours (F_{R7}) | flèche | 7 jours | 83 jours |
| 10 | 5 | 20 ± 2 °C 55 ± 5 % | 45 % de la charge de rupture à 7 jours (F_{R7}) | flèche | 7 jours | 83 jours |

Tableau 3.6. Essais sous charge maintenue pour tous les mélanges

Pourquoi les essais à 7 jours ?

Le remplissage progressif des capillaires par les hydrates résulte de la poursuite de l'hydratation, ce qui va se traduire par une augmentation du volume solide et une diminution du volume poreux alors que le volume apparent de la pâte reste approximativement constant.

Un autre phénomène peut résulter de l'évolution de la porosité c'est la diminution de la perméabilité. La chute brutale de la perméabilité entre 0 et 5 jours est expliquée par la transformation de la structure de la pâte. En fait le réseau capillaire n'est plus continu et les amas d'hydrates forment des barrières dans celui-ci. Le degré d'hydratation nécessaire pour interrompre la continuité du réseau capillaire dépend du rapport E/C. si ce dernier est

compris entre 0,4 à 0,45, le temps nécessaire à l'interruption du réseau capillaire est de 3 à 7 jours. Ce qui explique le choix de commencer les essais à 7 jours. [Kheirbek, 1999].

3.4. Choix et propriétés des constituants

Sur la base des différents paramètres de composition retenus, nous avons choisi pour notre étude les différents constituants suivant :

- un ciment du type **CEM II/A**, source : cimenterie E.R.C.E. de Hamma-Bouziane, Constantine,
- des fillers calcaires **UF20**, source : carrière ENG d'El-Khroub, Constantine,
- des granulats concassés (sable et gravier), source : carrière Hedna de Ain Smara, Constantine,
- un sable de mer (roulé (0/0,5), Annaba,
- un gravier d'oued (roulé), Jijel,
- des fibres métalliques industrielles **MEDAFAC**, source : GRANITEX, Alger,
- un superplastifiant **Medaplast SP40**, source : GRANITEX, Alger,
- une eau de robinet du Laboratoire Matériaux et Durabilité des constructions de l'université Mentouri de Constantine, source : Fesguia.

3.4.1. Le Ciment

Les ciments utilisés dans la construction sont caractérisés par leurs constituants, clinker presque pur (97 %), avec laitier (CLK, CHF) ou ajouts divers (CPJ).

Certains ajouts ont des propriétés pouzzolaniques qui donnent un supplément de résistance à long terme, ainsi qu'une meilleure durabilité (cendres volantes), d'autres sont eux mêmes des liants hydrauliques (laitiers). Cette multiplicité de types de liants hydrauliques correspond aux exigences économiques et techniques actuelles.

Selon les caractéristiques techniques des ciments, il semblerait que ces derniers contenant les cendres, des fillers ou de la pouzzolane (CPJ), soient plus onctueux et plus maniabiles que les ciments portland sans constituants secondaires ; ce supplément de maniabilité sera d'une grande utilité lorsqu'on est en présence de diverses natures de granulats.

Le ciment utilisé pour tous les mélanges est le CEM II/A (CPJ 42.5). Ce ciment provient d'une unique livraison de la cimenterie d'El-Hamma (région de Constantine), et il est conforme à la norme Algérienne NA 442 (voir fiches techniques ci-dessous, tableaux 3.7, 3.8, 3.9 et 3.10).

| SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | MgO | SO ₃ | Na ₂ O | K ₂ O | chlorures | CaO libre | Résidus insolubles | P.A.F |
|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|------|-----------------|-------------------|------------------|-----------|-----------|--------------------|-------|
| 27,83 | 6,21 | 3,12 | 57,22 | 0,94 | 2,02 | / | / | 0,00 | 0,88 | 2,28 | 2,41 |

Tableau 3.7. Composition chimique du clinker

| Eléments | Abréviation | Teneur (%) |
|-------------------------------|-------------|------------|
| Silicate tricalcique | C3S | 56,60 |
| Silicate bicalcique | C2S | 22,98 |
| Aluminate tricalcique | C3A | 9,87 |
| Alumino-ferrite tétracalcique | C4AF | 8,25 |

Tableau 3.8. Composition minéralogique du clinker

| Temps de prise | | Expansion Le Châtelier | | Surface spécifique (BLAINE) | Consistance normale |
|----------------|----------|------------------------|---------|-----------------------------|---------------------|
| Début | Fin | à chaud | à froid | | |
| 2h 50min | 4h 06min | 2,90 | 1,65 | 3891 | 26,91 |

Tableau 3.9. Propriétés physiques du ciment

| Essais | Age | | |
|-------------|---------|---------|----------|
| | 2 jours | 7 jours | 28 jours |
| Compression | 143,2 | 266,4 | 433,1 |
| Flexion | 35,7 | 58,3 | 77,9 |

Tableau 3.10. Résistances mécaniques du ciment (bars)

3.4.2. Les Fillers

Les additions que nous avons utilisées dans notre recherche sont des fillers calcaires, éléments qui représentent des dimensions inférieures à 80 μ m. Ils sont notés UF20 et leur provenance est la carrière ENG d'El-Khroub. Leurs principales caractéristiques présentées dans les tableaux 3.11 et 3.12, proviennent des fiches techniques élaborées au niveau des laboratoires de l'ENG.

| Composant | Teneur en % | Composant | Teneur en % |
|--------------|-------------|-----------|-------------|
| SiO_2 | 0.06 | Al_2O_3 | 0.09 |
| Fe_2O_3 | 0.02 | $CaCO_3$ | 99 |
| MgO | 0.01 | SO_3 | 0.01 |
| Perte au feu | 43.8 | PH | 9 |

Tableau 3.11. Composition chimique du fillers calcaire.

| Fillers | Poids spécifique | Densité apparente | Blancheur | Prise d'huile | Humidité |
|---------|------------------|-------------------|-----------|---------------|----------|
| UF20 | 2.7 Kg/l | 1.23 | 92% | 18% | 0.1% |

Tableau 3.12. Caractéristiques physiques des fillers

En ce qui concerne les propriétés morphologiques du filler calcaire utilisé, le diamètre statistique moyen des grains des fillers « diamètre pour lequel 50% des fillers sont inférieur » est de l'ordre 19 μ . (98% des éléments du fillers présentent un diamètre inférieur à 200 μ , et 26% un diamètre inférieur à 10 μ).

3.4.3. Les granulats

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiments et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage, il est nécessaire d'en établir les caractéristiques par différents essais de laboratoire.

Les spécifications auxquelles doivent satisfaire les granulats sont précisées dans la nouvelle norme XP P 18-540 d'octobre 1997 qui remplace les normes NF P 18-101 de décembre 1990 et NF P 18-541 de mai 1994.

Les résultats de l'analyse granulométrique (normes : NA 2607, NF EN 933-1), le module de finesse du sable ainsi que le coefficient d'aplatissement (normes : NA 256, NF EN 933-3) du gravier sont rassemblés dans le tableau 3.13, et les courbes granulométriques sont représentées sur les figures 3.2 et 3.3.

| | Tamis | Module | Granulats calcaires concassés | | | | Granulats roulés | |
|------------------------------------|-------|--------|-------------------------------|------|------|-------|----------------------|-----------------------|
| | | | Classes granulaires | | | | Sable de mer (0/0,5) | Gravier d'oued (5/20) |
| | | | 0/4 | 3/8 | 8/15 | 15/25 | | |
| Analyse granulométrique | 0,08 | 20 | 10 | | | | 0 | |
| | 0,16 | 23 | 15,5 | | | | 18 | |
| | 0,25 | 25 | 20 | | | | 30 | |
| | 0,315 | 26 | 22 | | | | 52 | |
| | 0,5 | 28 | 28 | | | | 99 | |
| | 0,63 | 29 | 32 | | | | 100 | |
| | 0,8 | 30 | 35,5 | | | | | |
| | 1,25 | 32 | 45 | 0 | | | | |
| | 2,5 | 35 | 75 | 5 | | | | |
| | 4 | 37 | 92 | 38 | | | | 0 |
| | 5 | 38 | 100 | 54 | 0 | | | 2 |
| | 6,3 | 39 | | 85 | 12 | | | 8 |
| | 8 | 40 | | 100 | 37 | | | 17 |
| | 10 | 41 | | | 76 | 0 | | 45 |
| | 12,5 | 42 | | | 99 | 2 | | 82 |
| | 16 | 43 | | | 100 | 25 | | 97 |
| 20 | 44 | | | | 71 | | 100 | |
| 25 | 45 | | | | 100 | | 100 | |
| Module de finesse | | | 3,1 | / | / | / | 1,3 | / |
| Coefficient d'aplatissement | | | / | 20 % | 19 % | 7 % | / | 32 % |

Tableau 3.13. Caractéristiques géométriques des granulats utilisés

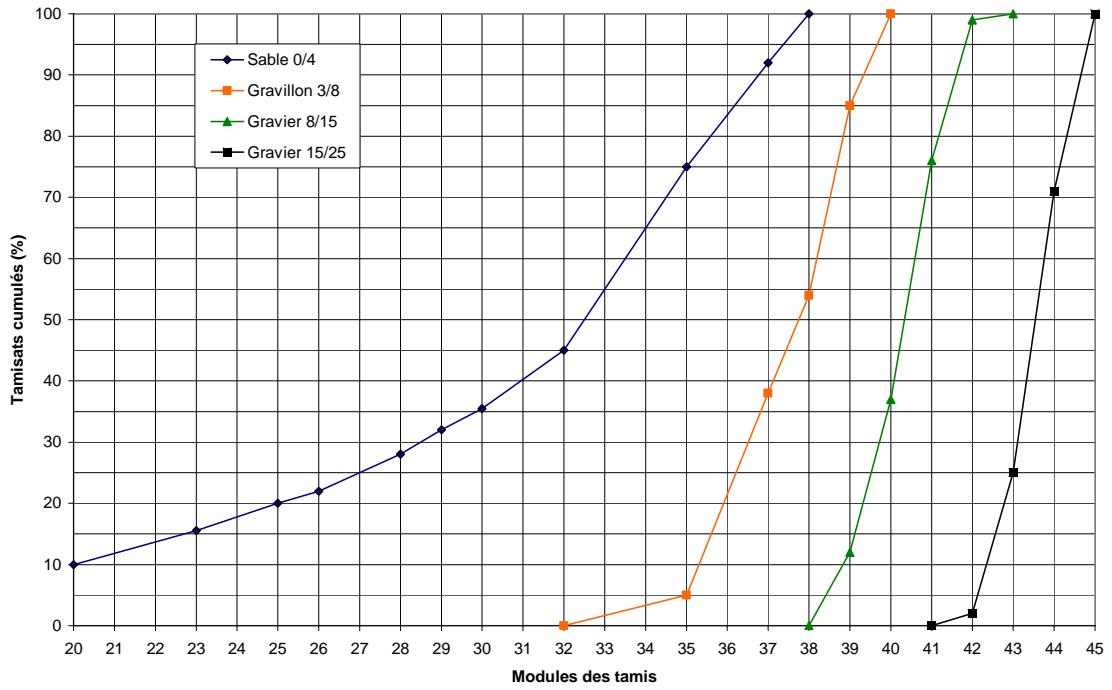


Figure 3.2. Courbes granulométriques des granulats concassés

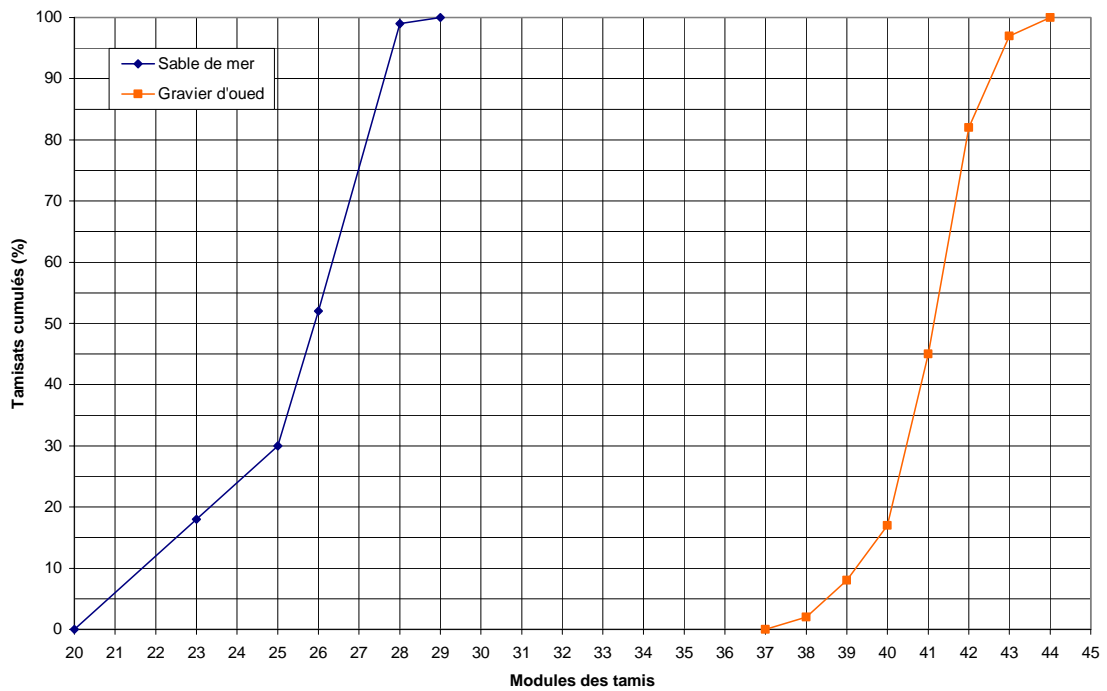


Figure 3.3. Courbes granulométriques des granulats roulés

Le Tableau 3.14 présente les différentes caractéristiques physiques des granulats utilisés : masse volumique absolue, masse volumique apparente et coefficient d'absorption (normes : NA 255 et NF P 18-554 pour gravier et NF P 18-555 pour sable), équivalent de sable (normes : NA 455 et NF P 18-598), et enfin, valeur en bleu de méthylène (normes : NA 1948 et NF P 19-592).

| Propriétés mesurées | | Granulats calcaires concassés | | | | Granulats roulés | |
|-------------------------------------|-------------------|-------------------------------|---------------|--------------|---------------|------------------|--------------|
| | | Sable 0/3 | Gravillon 3/8 | Gravier 8/15 | Gravier 15/25 | Sable 0/0,5 | Gravier 5/20 |
| Masses volumiques (kg/litre) | Absolues | 2,76 | 2,62 | 2,63 | 2,64 | 2,75 | 2,79 |
| | Apparentes | 1,44 | 1,36 | 1,35 | 1,34 | 1,42 | 1,43 |
| Coefficient d'absorption (%) | | 1,10 | 1,22 | 1,35 | 1,41 | 0,51 | 0,10 |
| Équivalent de sable (%) | | 78,67 | / | / | / | 95 | / |
| Valeur au bleu de méthylène | | 0,39 | / | / | / | 0,20 | 0,30 |

Tableau 3.14. Caractéristiques physiques des granulats utilisés

Lors de la fabrication du béton, le malaxage est source de frottement intense entre grains. Si ceux-ci ne sont pas assez résistants, ils peuvent se casser en produisant des sables ou des éléments fins. En plus, lors des essais de fluage, la raideur des granulats peut modifier la réponse du béton sous l'effet du chargement. Pour cela, une caractérisation mécanique des granulats est indispensable. Les essais effectués sont :

- essai d'usure Micro-Deval : conforme aux normes NA 457 et NF P 18-572
- essai Los Angeles qui est décrit en détail dans les normes NA 458 et NF P 18-573
- essai de fragmentation dynamique précisé par les normes NA 459 et NF P 18-574

Le tableau 3.15 regroupe les résultats obtenus et conformes aux normes.

| Propriétés mesurées | Granulats calcaires concassés | | | Granulats roulés |
|-------------------------------------|-------------------------------|------|-------|------------------|
| | 3/8 | 8/15 | 15/25 | 5/20 |
| MD (Micro-Deval) | 16 | 17 | 17 | / |
| LA (Los Angeles) | 20 | 23 | 22 | 14 |
| FD (Fragmentation dynamique) | 19 | 18 | 21 | 13 |

Tableau 3.15. Caractéristiques mécaniques des granulats utilisés

On termine cette caractérisation des granulats par leurs essais chimiques qui ont été réalisés au niveau du laboratoire des travaux publics de l'est « LTP Est ». Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 3.16 conformément aux normes : NA 461 et NF P 18-660.

| Propriétés mesurées | Granulats calcaires concassés | Granulats roulés |
|---------------------|-------------------------------|------------------|
| Insoluble % | 1,90 | 1,43 |
| Sulfates % | Traces | Traces |
| Carbonates % | 89 | 68,52 |
| Chlorure % | 0,29 | / |

Tableau 3.16. Caractéristiques chimiques des granulats utilisés

3.4.4. Les fibres métalliques

Les fibres utilisés, sont des fibres métalliques industrielles, type MEDAFAC, de 50 mm de longueur et 2 mm de largeur et 0,4 d'épaisseur, de forme bâtonnets ondulés, provenant du complexe industriel Granitex à Oued Smar, Alger.

Le choix de ce type de fibres est justifié par la forme qui donne une bonne adhérence avec la matrice.

Grâce à ses propriétés le **MEDAFAC** permet :

- d'augmenter les résistances mécaniques surtout en flexion,
- de donner un très bonne résistance à l'abrasion,

Le dosage de fibres **MEDAFAC** à utiliser peut varier de 20 à 40 kg/m³. Le dosage optimal doit être déterminé en fonction du type de béton et des effets recherchés.

Les caractéristiques des fibres utilisées sont données dans le tableau 3.17.

| Type | Longueur (mm) | Largeur (mm) | Epaisseur (mm) | Forme | Elancement Longueur/épaisseur | Masse volumique (kg/m ³) |
|-------|---------------|--------------|----------------|-----------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| Acier | 50 | 2 | 0,4 | Bâtonnet ondulé | 125 | 7200 |

Tableau 3.17. Caractéristiques des fibres métalliques.

La figure 3.4 représente les fibres métalliques qui ont été utilisées dans la confection des BAPRFM.



Figure 3.4. Fibres métalliques industrielles pour bétons

3.4.5. L'adjuvant (Superplastifiant) (EN 934-2)

Dans notre étude on a utilisé le Superplastifiant **MEDAPLAST SP 40**: (Haut réducteur d'eau conforme à la norme EN 934-2), permettant d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité. En plus de sa fonction principale de **Superplastifiant**, il permet de diminuer considérablement la teneur en eau du béton.

Le MEDAPLAST SP 40 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 été introduite.

Il se caractérise par :

- Forme.....Liquide
- Couleur.....Marron
- PH.....8,2
- Densité..... $1,20 \pm 0,01$
- Teneur en chlore.....< 1g/L

Grâce à ses propriétés le MEDAPLAST SP 40 permet :

Sur béton frais :

- d'améliorer la fluidité.
- d'augmenter la maniabilité.
- de réduire l'eau de gâchage.
- d'éviter la ségrégation.
- de faciliter la mise en œuvre du béton.

Sur béton durci :

- d'augmenter les résistances mécaniques même à jeune âge.
- de diminuer la porosité.
- d'augmenter la durabilité.
- de diminuer le retrait.

3.4.6. L'eau de gâchage

L'eau est un des ingrédients essentiels du béton. Nous pourrions même dire qu'il est le plus important avec le ciment.

En effet, l'eau intervient à toutes les étapes de la vie du matériau pour ses propriétés physico-chimiques.

Ainsi, l'eau introduite dans le béton lors de sa fabrication va remplir deux fonctions essentielles :

- une fonction physique qui confère au béton frais les propriétés rhéologiques d'un liquide,
- et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation et donc des résistances mécaniques.

Mais l'eau qui reste en excès dans les pores du matériau, peut présenter aussi un caractère néfaste ; elle est responsable :

- du ressuage,
- du retrait de dessiccation,
- du fluage,
- et en cas du gel ou si elle contient des agents agressifs, elle peut être facteur de dégradation des structures.

L'eau utilisée dans notre cas, est l'eau du robinet, provenant de la source Fesguia qui alimente notre laboratoire. Le tableau 3.18 représente les résultats de l'analyse chimique effectuée sur cette eau et qui répondent aux prescriptions des normes : NA

1966(5036) et NF P 18-303 relative à la concentration en matières en suspension et sels dissous.

| Echantillons | Concentrations (mg/l) |
|---|-----------------------|
| <i>Matière en suspension</i> | Traces |
| <i>Sels dissous</i> | 1470 |
| <i>Sulfates (SO₄⁻²)</i> | 413,56 |
| <i>Chlorures (Cl)</i> | 298,2 |
| <i>PH</i> | 7,9 |
| <i>Calcium (Ca⁺²)</i> | 36 |
| <i>Magnésium (Mg⁺²)</i> | 60 |
| <i>Bicarbonates (HCO₃⁻)</i> | 27 |
| <i>Carbonates</i> | 3,5 |
| <i>Température (°C)</i> | 19 |

Tableau 3.18. Concentration en matières et sel dissout dans l'eau

3.5. Formulation des mélanges

3.5.1. Première et deuxième série (mortiers et bétons)

3.5.1.1. Généralités sur les formulations

On s'est intéressé, dans cette partie, à mettre au point une formulation optimale pour les différents types de mélanges. Les divers mortiers et bétons avaient en commun les caractéristiques suivantes :

- type et dosage du ciment,
- maniabilité (ouvrabilité).

Les variables de l'étude ont été par conséquent : le type et dosages des granulats, dosage en eau.

D'une façon simple et rapide la méthode Dreux-Gorisse permet de déterminer une formule de composition à peu près adaptée au béton étudié. Ce n'est qu'une gâchée (ou plusieurs) d'essai qui permettrait d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux réellement utilisés.

Dans ce but nous avons appliqué cette méthode qui repose sur les considérations suivantes :

1. *La nature de l'ouvrage:*

2. *Résistance souhaitée:* elle est, en général, définie par la résistance caractéristique f_{c28} obtenue par compression de cylindre.

Dans un travail de formulation, compte tenu des dispersions des résultats sur les éprouvettes, et de l'écart quadratique s , on devrait plutôt viser une résistance moyenne f_m telle que : $f_m > f_{c28}$ car :

$$f_{c28} = f_m - 0,8 s.$$

Si l'on admet un coefficient de variation moyen, on pourra adopter la règle approximative pour la résistance moyenne à viser:

$$f_m \approx f_{c28} + 15 \%$$

3. *Consistance désirée :* on la définira par l'affaissement au moyen du cône d'Abrams « A ».

Nous agissons dans notre recherche sur des mélanges à maniabilité constante ; nos bétons et mortiers sont dit plastiques et $5 \leq A \leq 9$ cm.

4. *Dimension maximale des granulats* : selon la méthode, la dimension D retenue, sera telle que le refus sur le tamis correspondant soit le plus proche possible de 8 %. Pour chaque type de béton, nous donnerons la dimension D correspondante.

Détermination des dosages et étape de leurs calculs :

- Ciment : en général le dosage en ciment C est fixé préalablement, par des conditions minimales imposées par les réglementations (compte tenu de l'environnement,...). Le dosage en ciment choisi est relatif aux dosages habituels dans nos chantiers $C = 350 \text{ Kg/m}^3$.

- Eau : le dosage en ciment C étant choisi, on déduit alors le dosage approximatif en eau totale à prévoir (provisoirement) qu'il conviendra d'ajuster ultérieurement par la confection des gâchées d'essai. L'abaque (V-1) présenté dans le guide du béton (**Dreux, 1995**), donne l'allure générale de la variation du rapport C/E en fonction de l'affaissement au cône et du dosage en ciment. En connaissant le rapport C/E , on peut déduire le dosage en eau E tel que : $E = \frac{C}{\frac{C}{E}}$.

- Tracé de la courbe granulaire de référence : sur un graphique d'analyse granulométrique, on trace une composition granulaire de référence OAB. Le point « O » est l'origine d'abscisse $x_O = 20$, et d'ordonnée $y_O = 0$ %. Le point « B » d'abscisse $x_B =$ le module correspondant à D et d'ordonnée $y_B = 100$ %. Le point de brisure « A » a des coordonnées définies comme suit :

* En abscisse (à partir de la dimension D tamis) :

- si $D \leq 20$ mm l'abscisse est $D/2$,
- si $D \geq 20$ mm, l'abscisse est située au milieu du segment gravier limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D .

* En ordonnée : $Y = 50 - \sqrt{D} + K$, K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats (roulés ou concassés) et du module de finesse du sable. Les valeurs de K sont tirées du tableau (XXIV) du guide du béton (**Dreux, 1995**).

- Pourcentages des différents granulats : la courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. Des lignes de partage entre chacun des granulats doivent être tracées, en joignant le point 95 % de la courbe granulaire du premier granulats au point 5 % du suivant et ainsi de suite. Des points d'intersection entre la courbe de référence et les lignes de partage vont être obtenus. La projection de ces points sur l'axe des ordonnées va donner des segments de droite, présentant chacune un pourcentage en volume absolu de granulats (chaque segment pour chaque granulats). Pour le béton BCR composé de deux sables (sable de mer et sable de carrière 0/4), on a appliqué la formule d'Abrams suscitée pour déterminer le pourcentage relatif à chaque type de sable, tout en choisissant un module de finesse $M_f = 2,5$ (Voir courbe granulométrique accompagnée).

- Coefficient de compacité : le coefficient de compacité γ est le rapport à 1 m^3 du volume des matières solides (ciment + granulats) : $\gamma = \frac{V_s \text{ (en litres)}}{1000}$; la valeur

de ce coefficient dépend de beaucoup de paramètres dont : D la dimension maximale des granulats, la consistance, et le moyen de serrage. Du tableau (XXV) dans le guide du béton (**Dreux, 1995**), on peut tirer une valeur approximative de ce

coefficient. On sait que V_C , le volume absolu du ciment, est égal à : $V_C = \frac{C}{3,1}$, 3,1 étant la masse spécifique des grains de ciment, valeur moyenne généralement admise. Le volume absolu de l'ensemble des granulats est : $V_G = 1000 \gamma - V_C$. le volume absolu de chacun des granulats est déterminé à partir du pourcentage qui lui correspond, et à partir de sa masse volumique absolu, on détermine sa masse dans un mètre cube du mélange. D'où, la formule théorique finale donnant la masse de chacun des composants et la masse volumique théorique du béton frais mise en œuvre P (kg/m^3).

- Essais d'études : pour avoir la consistance désirée, on mettra dans le malaxeur un peu moins d'eau que prévu, de façon à ajuster et à mesurer la quantité réellement nécessaire ; c'est en définitive cette quantité qui sera celle à indiquer dans la formule finale. On ajustera ensuite au mètre cube les masses des granulats utilisés, après la mesure de la densité réelle ρ_R du béton frais mis en œuvre. Cette dernière est sûrement différente de densité théorique. Donc, la correction à effectuer sur l'ensemble des granulats est $(1000 \rho_R - P)$.

En ce qui concerne les mortiers, nous avons choisi pour notre étude ceux conçus spécialement pour les travaux de réparation et de la reconstitution des bétons de surface et cela pour pouvoir comparer leurs résultats avec ceux des bétons utilisés. Le dosage minimum requis pour ce type de mortiers est de $450 kg/m^3$. On a choisi un dosage en ciment de $600 kg/m^3$.

La composition de base des mortiers est obtenu à partir de la formule de **Feret**, en considérant que le volume total du ciment, d'eau et du sable est de $1 m^3$. On choisi un rapport moyen C/E et on détermine par la suite le volume de sable nécessaire et à l'aide de gâchées d'essai, on détermine la quantité d'eau donnant un affaissement au cône d'**Abrams** équivalent à celui des bétons (entre 5 et 9 cm).

3.5.1.2. Détermination des différentes compositions

Nous avons étudié les modifications que la présence de granulats entraîne dans les compositions des bétons traditionnels à base de granulats de différents types (voir les fuseaux granulométriques des différents granulats utilisés figures 3.5, 3.6 et 3.7) établies par la méthode de DREUX-GORISSE.

Après avoir déterminé les squelettes optimaux, nous avons étudié l'influence du dosage en eau sur l'ouvrabilité, afin d'avoir la maniabilité souhaitée.

L'ouvrabilité requise que nous avons fixé pour tous les mélanges est entre 5 et 9 cm.

Le dosage en ciment a été de $600 kg/m^3$ et $350 kg/m^3$ respectivement pour les mortiers et bétons pour toute l'étude.

La classe dominante est une tranche du sable, c'est donc essentiellement la compacité propre de cette classe qui gouverne la compacité du mélange, les autres classes n'intervenant que de manière secondaire.

Par ailleurs, le nombre de classes (ou rapport $\frac{S}{G}$) est le plus souvent fixé sur chantiers pour les raisons :

- d'équilibre des stocks et de coût des matériaux,
- des possibilités de stockage à la centrale.

Quelques essais préliminaires ont montré que l'ouvrabilité du mélange était fortement influencée par le type de granulats.

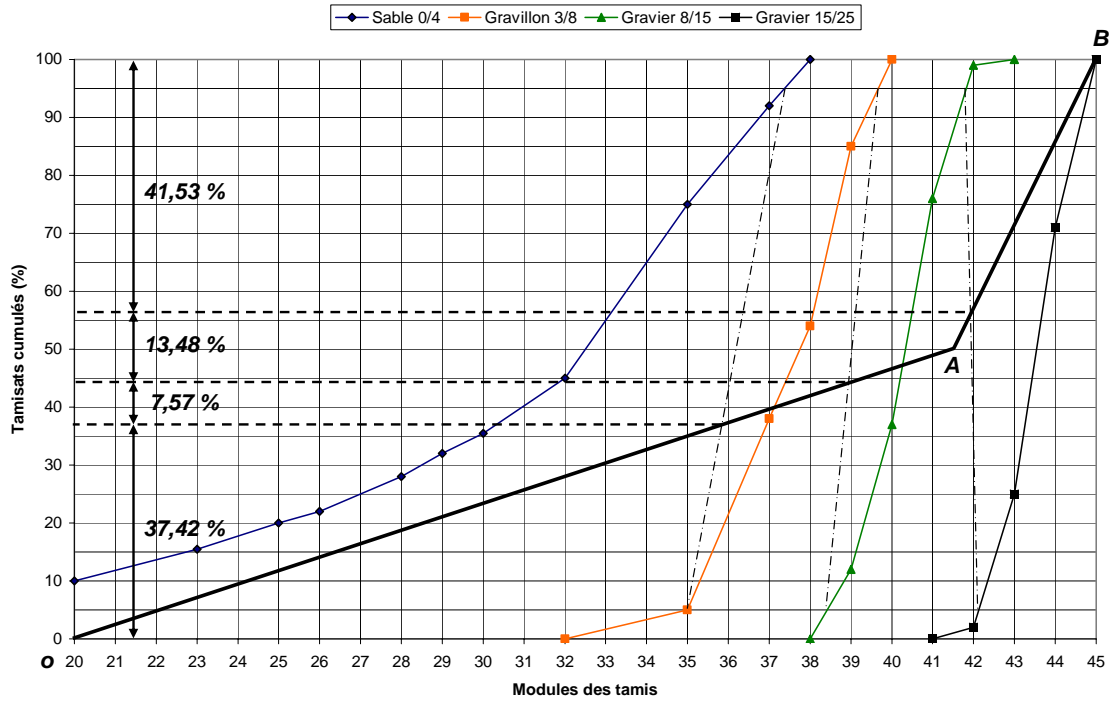


Figure 3.5. Détermination de la composition granululaire du Béton BC

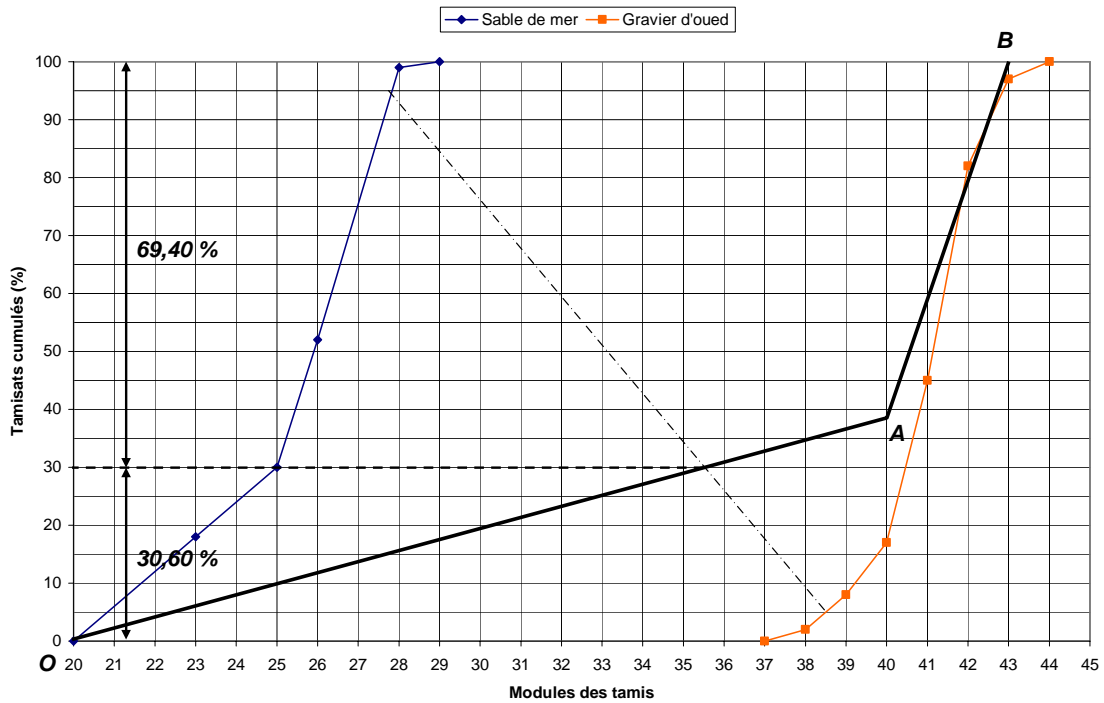


Figure 3.6. Détermination de la composition granululaire du Béton BR

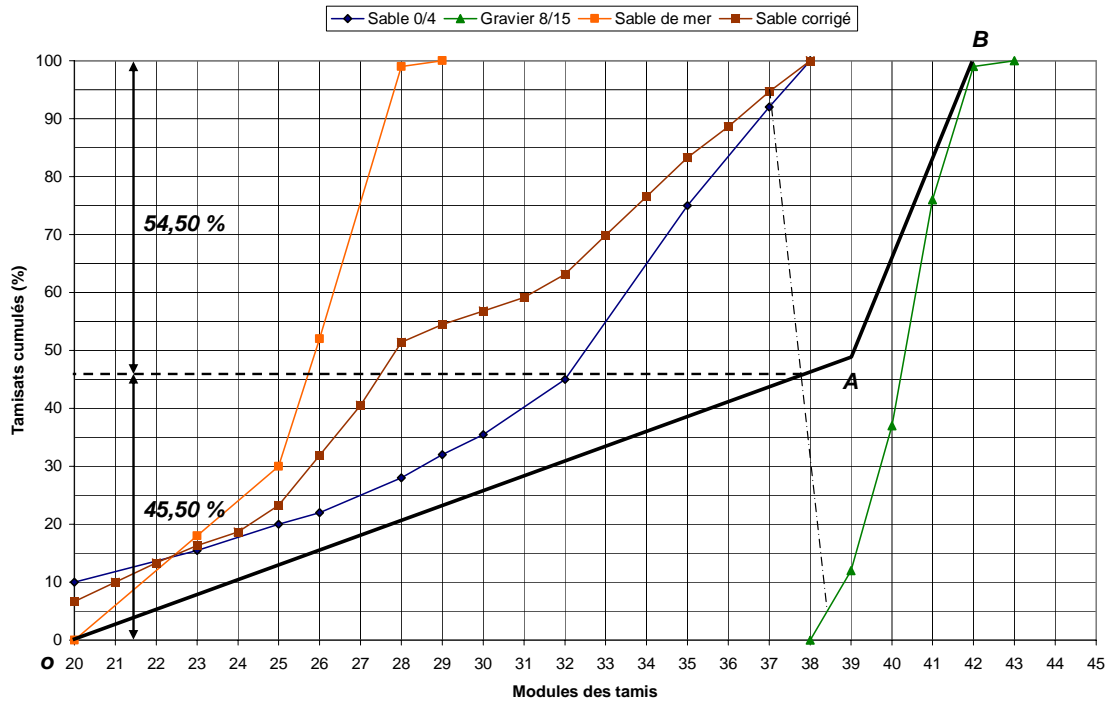


Figure 3.7. Détermination de la composition granululaire du Béton BCR

L'absence de gravier dans les mortiers nous a permis d'obtenir cette maniabilité avec une quantité d'eau inférieure à celle utilisée pour la confection des bétons.

A la suite de ces essais de correction, on a retenu les compositions suivantes pour 1m^3 (tableaux 3.19 et 3.20):

| MC | | MR | | MCR | |
|-------------------|-------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
| Composant | Dosage (kg) | Composant | Dosage (kg) | Composant | Dosage (kg) |
| <i>Ciment</i> | 600 | <i>Ciment</i> | 600 | <i>Ciment</i> | 600 |
| <i>Eau</i> | 270 | <i>Eau</i> | 330 | <i>Eau</i> | 264 |
| <i>Sable 0/4</i> | 1315 | <i>Sable de mer</i> | 1310,2 | <i>Sable de mer</i> | 445,5 |
| <i>E/C = 0,45</i> | | <i>E/C = 0,55</i> | | <i>Sable 0/4</i> | 867,9 |
| | | | | <i>E/C = 0,44</i> | |

Tableau 3.19. La composition d'un mètre cube des mortiers

| BC | | BR | | BCR | |
|-------------------|-------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
| Composant | Dosage (kg) | Composant | Dosage (kg) | Composant | Dosage (kg) |
| <i>Ciment</i> | 350 | <i>Ciment</i> | 350 | <i>Ciment</i> | 350 |
| <i>Eau</i> | 227,5 | <i>Eau</i> | 259 | <i>Eau</i> | 227,5 |
| <i>Sable 0/4</i> | 713 | <i>Sable de mer</i> | 577 | <i>Sable de mer</i> | 205,4 |
| <i>G1 : 3/8</i> | 137 | <i>Gravier 5/20</i> | 1365 | <i>Sable 0/4</i> | 398,7 |
| <i>G2 : 8/15</i> | 245 | <i>E/C = 0,74</i> | | <i>G2 : 8/15</i> | 1208 |
| <i>G3 : 15/25</i> | 757 | | | <i>E/C = 0,65</i> | |
| <i>E/C = 0,65</i> | | | | | |

Tableau 3.20. La composition d'un mètre cube des bétons

3.5.2. Troisième série

Cette série de mélanges comporte : deux bétons autoplaçants BAP et BAP+, un béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques BAPRFM et un béton ordinaire de référence (BOR).

3.5.2.1. Présentation du BAP

Le **béton autoplaçant** (BAP) ou en anglais « *self-compacting concrete (SCC)* » est un béton capable, sous le seul effet de la pesanteur, de se mettre en place dans les coffrages même les plus complexes et très encombrés sans nécessiter pour autant des moyens de vibration afin de consolider le mélange avec comme résultat un produit très homogène.

Plus qu'une nouvelle famille de béton, les BAP constituent davantage une nouvelle technologie de construction. Les différents avantages technico-économiques qu'elle présente ont suscité un intérêt grandissant des industriels à travers le monde, aussi bien dans les secteurs de la préfabrication que dans ceux des centrales de béton prêt à l'emploi. D'autre part, le champ d'utilisation des BAP est très varié du point de vue de la résistance mécanique (des bétons ordinaires aux bétons à hautes performances) comme du point de vue des applications visées (des bâtiments aux ouvrages d'art). Ceci confirme l'existence des BAP en tant que bétons de structure à part entière.

Au milieu des années quatre-vingts, des efforts importants ont été entrepris au Japon afin d'améliorer la durabilité des ouvrages en béton grâce à des mesures appropriées. A l'origine d'une durabilité insuffisante on retrouvait souvent un compactage du béton non conforme aux règles de l'art. Ce constat fut le point de départ pour le développement du béton autoplaçant BAP [Proust, 2002].

Le premier prototype d'un tel béton fut développé en 1988 par le professeur Hajime **Okamura** de l'Université de Kochi au Japon. Sa première utilisation pratique intervint deux années plus tard pour la construction d'un pont.

Cette découverte en matière de technologie du béton suscita un énorme intérêt au niveau mondial. A la fin des années nonante on vit apparaître les premières applications en Suède, en France et aux Pays-Bas. Peu après, de premiers éléments d'ouvrages en BAP furent également réalisés en Suisse. Ces bétons se développent maintenant en Europe et

semblent être amenés à remplacer, à terme, les bétons vibrés classiques dans de nombreuses applications [Holcim, 2006].

3.5.2.2. Pratique actuelle de la formulation des BAP

La mise au point d'une formule d'un BAP est beaucoup plus complexe que celle d'un béton ordinaire BO, parce que, d'abord, les constituants du premier sont au nombre minimal de six contre quatre dans le cas du deuxième (figure 3.8).

Ensuite, le cahier des charges d'un BAP comporte plus de clauses, en particulier à l'état frais ; il faut réaliser, en plus de l'essai au cône, l'essai à la boîte en L, l'essai à l'entonnoir et l'essai de stabilité au tamis. Enfin, et surtout, les propriétés des BAP sont contradictoires ; un béton riche d'une pâte fluide est très sensible à la ségrégation.

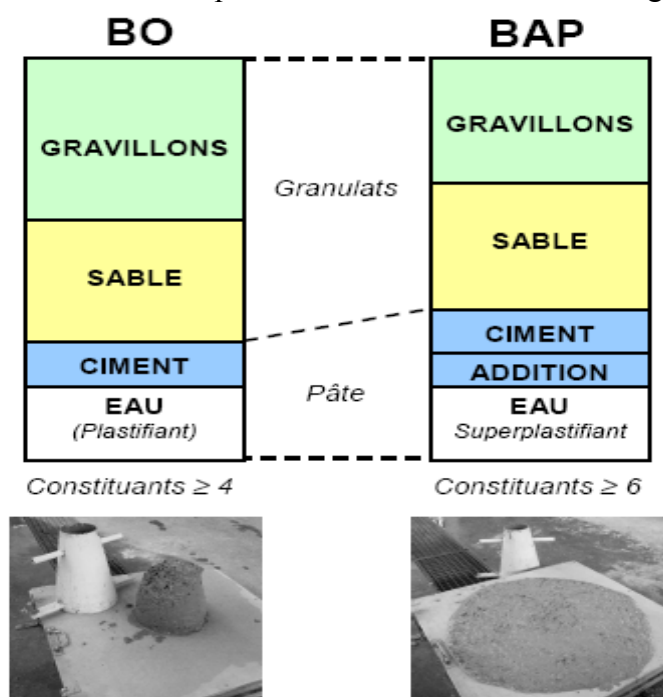


Figure 3.8. Composition d'un béton ordinaire (BO) et d'un BAP. Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP [Turcry, 2004]

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est en effet pas adaptée, car elle ne prend en compte les additions. La formulation se fait donc sur la base de l'expérience acquise ces dernières années.

Par chance, le cahier des charges des BAP est très souvent réduit à sa plus simple expression, puisqu'il ne concerne que les propriétés à l'état frais.

En outre, l'aspect économique n'est pas encore le critère prédominant de la formulation ; les dosages en superplastifiant et en fines ne sont donc pas bornés. Il est vrai, paradoxalement, que l'utilisation des agents de viscosité n'est pas très diffusée, justement à cause de leur coût.

Avec le temps, et le retour d'expérience, certaines plages se sont dessinées pour chaque constituant, facilitant un peu le travail du formulateur.

- Le volume de gravillons est limité en prenant un rapport G/S (masse de gravillons sur masse de sable) proche de 1,

- Le volume de pâte varie entre 330 et 400 l/m³,
- La masse de ciment est supérieure ou égale au minimum requis par la norme du BPE (P18-305), soit en général de 300 à 350 kg/m³. En complément, la masse d'addition se situe entre 120 et 200 kg/m³,
- Le dosage en superplastifiant est proche de son dosage à saturation.

La formulation se fait par tâtonnement sur la base de ces plages. Certains formulateurs ont certes développés leur propre outil. Ce sont le plus souvent des méthodes dérivées de la méthode Dreux-Gorisse, avec une courbe granulométrique de référence englobant les éléments fins. Ces approches sont intéressantes dans le sens où elles permettent de détecter les classes granulaires manquantes. On ne peut toutefois pas les considérer comme des techniques de composition, car il n'existe pas de courbe de référence universelle (la granulométrie n'est pas suffisante pour décrire un empilement, puisque la forme des grains est un facteur tout aussi essentiel). Ce sont plus des supports qui facilitent la formulation.

Après la conception sur le papier, la formule est vérifiée et optimisée par des essais effectués en laboratoire. Le nombre d'essais à réaliser dépend de la justesse de la composition initiale.

Il existe dans la littérature des techniques de formulation moins empiriques. Les grandes familles d'approches sont :

- Approche Japonaise « méthodes basées sur l'optimisation des mortiers »
- Méthodes basées sur l'optimisation du squelette granulaire
- Méthode basée sur un plan d'expérience

3.5.2.3. Composition des bétons utilisés

Pour formuler le béton ordinaire utilisé dans cette série, la méthode utilisée est celle qui a déjà été citée et expliquée pour concevoir les bétons utilisés dans la deuxième série de mélanges (Dreux-Gorisse). La figure suivante montre les courbes granulométriques qui ont déterminées la composition granulaire de ce béton.

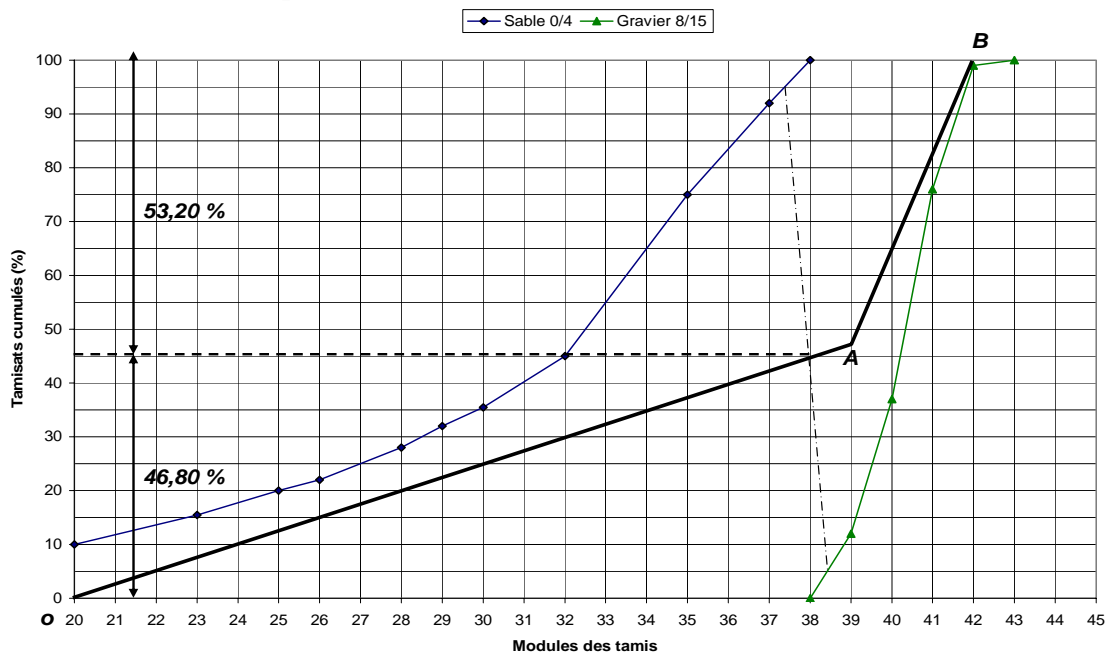


Figure 3.9. Détermination de la composition granulaire du Béton BOR

Par contre, les compositions des bétons autoplaçants retenus ont été étudiées et optimisées selon l'approche Japonaise par les membres de notre équipe de recherche chargée de la formulation, car, ils ont trouvé que c'est la méthode la plus simple et la plus adaptable aux bétons à base de matériaux locaux.

Principe et application de l'approche japonaise :

La formulation des BAP par l'approche développée à l'Université de Kochi se fait de manière sécuritaire, en privilégiant le volume de pâte au détriment des granulats [Okamura, 1999]. Les bétons obtenus sont sous dosés en granulats et par conséquent loin d'un optimum économique. Le surcoût engendré sur le matériau est compensé, au Japon, par les économies sur la main d'oeuvre. Les principes de formulation et leur application sont les suivants.

Dosage des gravillons : Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé lorsque le volume du gravillon pour 1 m³ de béton est limité à la moitié de sa compacité. Par définition, la compacité d'un mélange de grains est le rapport du volume de grains et du volume total du système « grains + vides » (figure 3.10). Elle dépend bien sûr du mode de compactage.

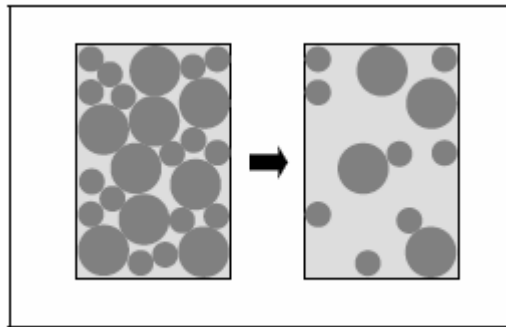


Figure 3.10. Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité

Dosage du sable : Le volume du sable est posé forfaitairement à 40 % du volume de mortier du béton. La fluidité du béton est garantie par la réduction des frictions granulaire

Dosage du liant : La méthode ne précise pas comment doser le liant. Néanmoins, la quantité de ciment peut être fixée, par exemple, en respectant la donnée des normes (soit ici une masse minimale de ciment de 350 kg/m³). Les rapports massiques « eaux / ciment » et « fillers / ciment » peuvent également être choisis sur des critères de résistance.

Dosage de l'eau et du superplastifiant : Les dosages en eau et en superplastifiant sont déterminés au moyen d'essais sur mortiers, dont le volume de sable est fixé à 40 %. On réalise des mesures d'étalement avec un cône à mortier et des mesures d'écoulement à l'entonnoir. Les auteurs définissent l'étalement relatif D par l'équation (1),

$$D = \frac{d^2 - d_0^2}{d^2} \quad (1)$$

Où d est le diamètre de la galette et d_0 la base du cône. Ils définissent également l'écoulement relatif T par l'équation (2).

$$T = \frac{10}{t_e} \quad (2)$$

Où t_e est le temps d'écoulement à l'entonnoir.

L'étalement normalisé D optimal est égal à 5 et le temps d'écoulement relatif T optimal est égal à 1. Selon les auteurs, ce couple est optimal dans le sens où il donne un béton fluide avec un risque de ségrégation minimale.

Les auteurs ont montré que la relation entre l'étalement et l'écoulement est linéaire lorsque le dosage en eau varie à quantité de superplastifiant constante. A l'aide de peu d'essais, il est alors possible de trouver un couple (adjuvant, eau) permettant de fluidifier de manière optimale le mortier.

Le tableau 3.21 présente les différentes formulations des bétons que nous avons confectionnées lors de notre recherche.

| Notations | Dosages des composants en Kg | | | | | | |
|---------------|------------------------------|---------|-------|---------------|----------------------|------------------------|-----------------------|
| | Ciment | Fillers | Eau | Sable: 0/4 | Gravier G2 : 8/15 | Superplastifiant SP | Fibres métalliques |
| BAP | 400 | 200 | 211 | 762 | 772 | 9,60 | 0 |
| BAP+ | 500 | 100 | 221 | 762 | 772 | 10.80 | - |
| BAPRFM | 400 | 200 | 211 | 762 | 745 | 9,60 | 38,25 |
| BOR | 400 | 0 | 228,5 | 850.92 | 914.35 | 0 | 0 |

Tableau 3.21. La composition d'un mètre cube des bétons spéciaux

3.6. Fabrication des mélanges

3.6.1. Malaxage

Le béton ou mortier a été fabriqué dans un malaxeur à axe vertical et mouvement planétaire de capacité 125 litres. Le temps de malaxage suivant la norme NF P 18-404 est de :

- malaxage à sec : 2 minutes,
- introduction de l'eau et superplastifiant et malaxage humide : 3 minutes.

3.6.2. Contrôle des mélanges frais

3.6.2.1. Affaissement (mortiers et bétons ordinaires)

L'affaissement est mesuré au cône d'ABRAMS selon la norme NF P 18-451(NA 431).

3.6.2.2. Etalement (pour les BAP)

Pour la détermination de l'étalement (Slump Flow) on utilise le même cône que celui normalement utilisé pour l'essai d'affaissement. Ce cône est placé sur une plaque d'étalement, à surface propre et humidifiée et de dimension suffisante (≥ 800 mm), puis il est rempli de béton BAP. Le cône est ensuite soulevé et le BAP en sort en formant une

galette qui s'élargit sous sa propre énergie, sans qu'il soit nécessaire de soulever et de laisser retomber la plaque, comme dans l'essai classique d'étalement (figure 3.11 et 3.12).



Figure 3.11. Détermination de l'étalement (Slump Flow)

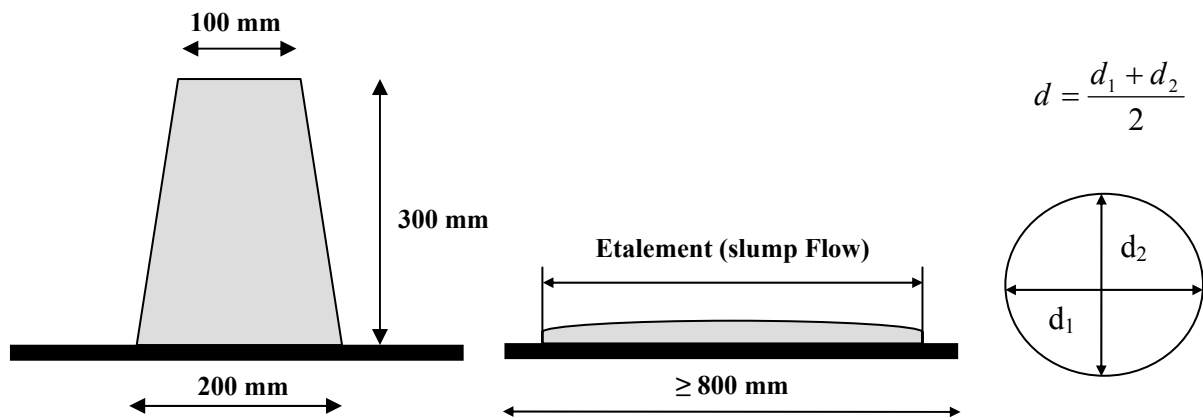


Figure 3.12. Représentation schématique de l'essai d'étalement

La valeur de l'étalement correspond au diamètre moyen de la galette de béton ainsi obtenue, et elle est estimée suivant les recommandations de l'AFGC entre 600 et 750 mm [AFGC, 2000]. La tendance à la ségrégation peut être évaluée qualitativement.

Les granulats grossiers devraient être repartis uniformément et aucune concentration ou séparation de fines ne devrait apparaître sur les bords de la galette.

3.6.2.3. Résistance à la ségrégation (pour les BAP)

Pour que le BAP soit accepté, le taux de remplissage de la boîte en L (rapport des hauteurs H_2/H_1 , voir figure 3.13 doit être supérieur à 0,8 [AFGC, 2000]. Des temps d'écoulement peuvent aussi être mesurés pour apprécier la viscosité du béton.

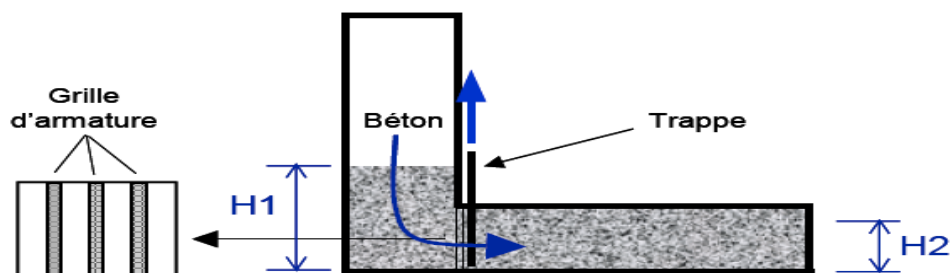


Figure 3.13. Essai de boîte en L (L-Box)

3.6.2.4. Essai d'entonnoir pour mesurer le temps d'écoulement du BAP

Le temps d'écoulement doit être inférieur à 10 secondes pour l'entonnoir SS (Small) et à 12 secondes pour l'entonnoir LS (Large) pour que le béton soit considéré comme ayant une résistance à la ségrégation suffisante.

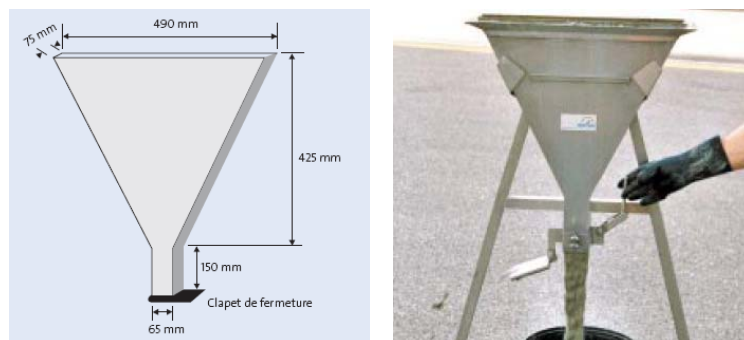


Figure 3.14. Essai d'entonnoir

3.6.2.5. Essai de stabilité au tamis (pour les BAP)

À la fin du malaxage, dix litres de béton sont versés dans un seau. Après une attente de quinze minutes, une masse 4,8 kg de béton est versée du seau sur un tamis de maille 5 mm. Deux minutes plus tard, on pèse la quantité de pâte (laitance) ayant traversé le tamis. Un pourcentage élevé de laitance par rapport à la masse initiale est un indicateur d'une faible résistance à la ségrégation. L'AFGC préconise que le pourcentage de laitance trouvé soit inférieur ou égal à 15 % [AFGC, 2000].

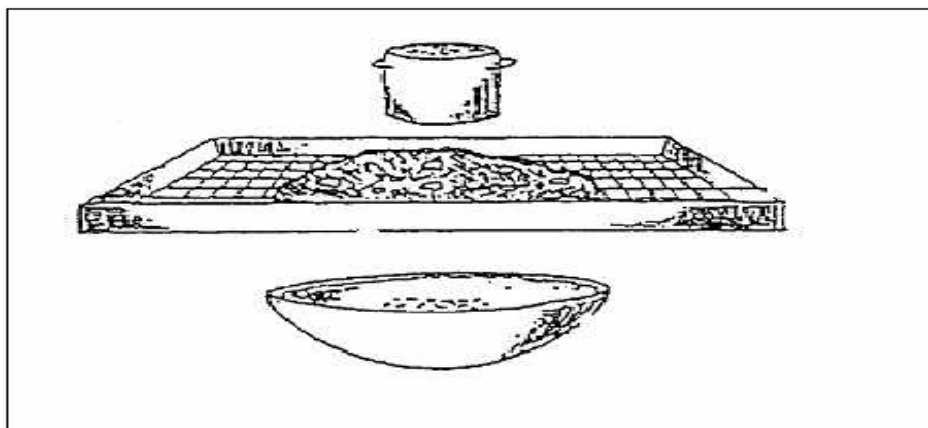


Figure 3.15. Essai de stabilité au tamis

3.6.2.6. Air occlus

La mesure de l'air occlus a été effectuée au moyen d'un aéromètre de huit litres modèle « CONTROLS ». On commence d'abord par remplir la chambre inférieure de l'appareil, sur trois couches égales tout en vibrant à chaque fois, on fixe ensuite la chambre supérieure, on injecte de l'eau à l'aide d'une pissette dans le premier robinet, le deuxième est ouvert, quand l'eau commencera à sortir de ce dernier, on ferme les deux robinets et on applique une pression en actionnant la pompe manuelle intégrée jusqu'à ce que l'aiguille du manomètre de l'appareil indique la valeur de référence 0 %. On ouvre la valve qui sépare les volumes des deux chambres (supérieures et inférieures), le mélange est alors

comprimé et le pourcentage d'air occlus est directement indiqué par l'aiguille du manomètre.

3.6.2.7. Densité

On se sert toujours de la chambre inférieure de l'aéromètre remplis par le mélange, avant la mesure de l'air occlus. Si les poids de la chambre pleine et vide sont successivement P et P₀, la densité du mélange frais est ρ tel que : $\rho = \frac{P - P_0}{V}$. (V = 8 litres, volume de la chambre inférieure).

3.6.2.8. Résultats

Lors du gâchage des mélanges, on a noté une importante effervescence due au piégeage de nombreuses bulles d'air pendant le malaxage en fonction du type des granulats.

Toutefois, il semblerait que la teneur en air occlus reste faible pour les bétons contenant du sable issus de concassage (moins de 2 %).

| Mesures effectuées | MC | MR | MCR |
|--------------------------|-------|-------|-------|
| <i>Affaissement (cm)</i> | 7 | 6 | 7 |
| <i>Densité</i> | 2,292 | 1,980 | 2,237 |
| <i>Air Occlus (%)</i> | 3,9 | 6,8 | 3,6 |

Tableau 3.22. Résultats des mesures effectuées sur la première série de mélanges (mortiers)

| Mesures effectuées | BC | BR | BCR |
|--------------------------|-------|-------|-------|
| <i>Affaissement (cm)</i> | 8 | 7 | 8 |
| <i>Densité</i> | 2,438 | 2,331 | 2,440 |
| <i>Air Occlus (%)</i> | 1,6 | 2,6 | 1,1 |

Tableau 3.23. Résultats des mesures effectuées sur la deuxième série de mélanges (bétons)

A partir de ces deux tableaux nous pouvons citer quelques remarques :

- la quantité d'eau permettant d'obtenir la maniabilité visée (affaissement au cône entre 6 et 8 cm) est plus importante pour les mélanges à base de granulats roulés par rapport aux mélanges à base de granulats concassés,
- la même remarque concernant le pourcentage d'air occlus,

A notre avis, la raison de ces deux remarques est liée au sable de mer qui est dépourvu de fines (grains dont le diamètre est inférieur à 80 μm). La présence de 10% de fines dans le sable concassé a permis aux mélanges qui contiennent ce dernier un gain d'eau est une diminution du volume d'air.

Les résultats des quatre mélanges de la troisième série sont représentés dans le tableau 3.24 :

| Mesures effectuées | BAP | BAP+ | BAPRF | BOR |
|--|-------|-------|-------|-------|
| <i>Étalement (cm)</i> | 70 | 68 | 64 | - |
| <i>Affaissement (cm)</i> | - | - | - | 8 |
| <i>Densité</i> | 2,363 | 2,362 | 2,379 | 2,361 |
| <i>Air Occlus (%)</i> | 2,8 | 2,7 | 3,4 | 3,0 |
| <i>Stabilité au tamis (%)</i> | 19 | 22 | 21 | - |
| <i>Rapport à la boîte en L</i> | 0,89 | 0,84 | - | - |
| <i>Temps d'écoulement au V-Funnel (secondes)</i> | 8,3 | 11,2 | 36,0 | - |

Tableau 3.24. Résultats des mesures effectuées sur la troisième série de mélanges

Une liste non exhaustive des essais de caractérisation des propriétés des bétons autoplaçants à l'état frais a été présentée dans le paragraphe (3.6.2). Les essais de ségrégation (stabilité au tamis), à la boîte en L, au V-funnel et d'étalement ont été conduits selon les recommandations de l'AFGC- Bétons autoplaçants. Leurs résultats sont conformes à ces dernières [AFGC, 2000] :

Plusieurs observations peuvent être faites sur les résultats de caractérisation des BAP et du béton ordinaire de référence (BOR) à l'état frais :

- Le BOR a été formulé de telle façon à avoir la même résistance à la compression à 28 jours que celle du BAP. On remarque qu'il donne un affaissement au cône de 8 cm, ce qui le classe comme un béton plastique
- Sur l'étalement des BAP et BAP+ : l'étalement spécifié était compris entre 68 et 70 cm.
- Sur l'auréole de laitance des BAP : pour toutes les compositions de BAP, l'auréole de laitance à la périphérie des galettes de béton était absente ou très faible (de 1 à 2 mm). De plus, les gros granulats ont toujours été entraînés correctement par la matrice cimentaire et ne sont pas restés amoncelés au milieu des galettes de béton.

En ce qui concerne le BAPRFM, on remarque que l'introduction des fibres a conduit à une diminution appréciable de l'étalement, à une augmentation du temps d'écoulement au V-Funnel et à une augmentation du pourcentage de laitance perdue à l'essai au tamis. Ceci s'explique par le rôle que joue les fibres dans le mélange :

- l'étalement est diminué parce que les fibres, de part leur élancement, bloquent le système lors de son étalement,
- le temps au V-Funnel est considérable, parce que les fibres se chevauchent et forment des zones de blocage de l'écoulement,
- quant au mouvement du béton dans la boîte en L, le système est rapidement bloqué par la formation de maillage très réduit au niveau des barres d'armatures de la boîte,
- en ce qui concerne le pourcentage de laitance perdue au tamis qui a augmenté pour les bétons renforcés de fibres, ce qui peut paraître a priori contradictoire, s'explique par le fait que l'on a réduit le dosage de gros granulats, qui retenait une quantité de la laitance, par des fibres lisses qui ne retiennent pas tellement de pâte et qui en même temps forment des conduits laissant échapper la laitance,
- l'introduction des fibres augmente la densité du BAP. Ceci s'explique par le fait que le remplacement du gravier par des fibres (0,5 % du volume total du béton) c'est fait par rapport au volume et pas à la masse (densité du gravier 2,63 et celle des fibres 7,20).

3.6.3. Fabrication des corps d'épreuves

Le remplissage moules en acier se fait en deux ou trois couches successives suivant les dimensions des moules, jusqu'au meilleur remplissage.

Une table vibrante nous a servi à mettre les mélanges en place dans ces moules.

La finition de la surface est effectuée à l'aide d'une règle métallique.

Après mise en place du mélange dans les moules, ils sont laissés pendant 24 heures dans la salle de fabrication sous protection d'un film de plastique souple. Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées.

Les différents corps d'épreuves sont :

3.6.3.1. Eprouvettes cylindriques 16 × 32 cm

Conformément aux normes : NA 427 et NF P18-406, les éprouvettes cylindriques d'élanement 2, dont les extrémités ont été préalablement rectifiées, sont utilisées pour l'essai d'écrasement en compression simple.

Ce type d'éprouvette a été conçu pour la détermination de la résistance à la compression à 7 et 28 jours, des mortiers et des bétons utilisés dans notre recherche.

3.6.3.2. Eprouvettes prismatiques 7 × 7 × 28 cm

Les éprouvettes sont des prismes de section carrée et d'élanement 4. Ces éprouvettes sont réalisées pour les essais de traction par flexion, selon les normes : NA 428 et NF P 18-407, qui précise les détails d'exécution.

3.6.3.3. Poutrelles 10 × 10 × 120 cm

Ces poutrelles de sections carrées 10 × 10 cm², ayant une longueur de 120 cm sont destinées à l'étude du comportement statique (monotone) (chapitre 4) et le comportement différé (chapitre 5) en flexion quatre points, suivant le descriptif de la figure 3.16 et conformément à la norme **ASTM C78**.

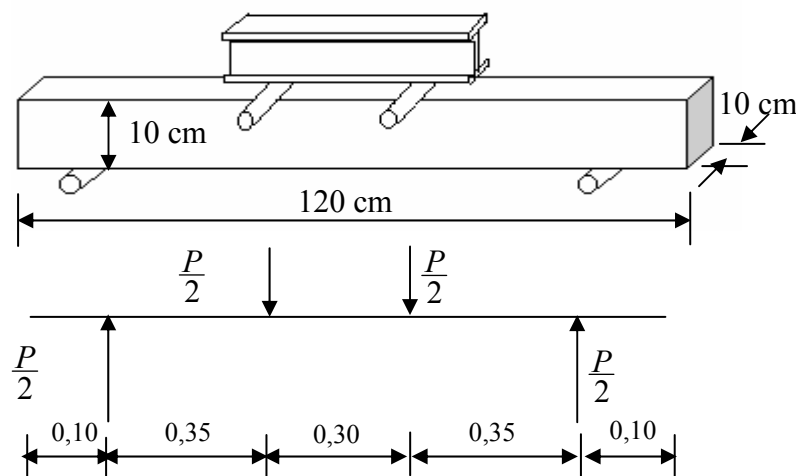


Figure 3.16. Dispositif d'essai de flexion quatre points

Ce type de chargement, nous permet d'éliminer toute contrainte de cisaillement dans la partie centrale, en y conservant un moment fléchissant constant. Par ailleurs, selon plusieurs auteurs, la flexion quatre points donne des résultats moins dispersés que la flexion trois points. Les dispositifs et procédures d'essai seront détaillés ultérieurement (chapitres 4 et 5).

3.6.4. Conservation

Après la fabrication des corps d'épreuve, on couvre leurs parties apparentes (facettes supérieures) par l'intermédiaire d'un film plastique, pour éviter tout départ d'eau ou échange avec le milieu extérieur.

Après 24 heures, on effectue le démoulage. Par la suite, les éprouvettes sont conservées jusqu'au moment de l'essai comme suit :

- Les cylindres (16 × 32) cm et les prismes (7 × 7 × 28) cm destinées à l'écrasement pour la détermination des propriétés mécaniques classiques sont conservées dans un milieu de 95 ± 5 % d'humidité relative et à une température de 20 ± 2°C.
- Les poutrelles (10 × 10 × 120) cm sont conservées dans une salle à atmosphère ambiante (HR = 50 ± 5 % et T = 20 ± 2 °C) jusqu'au moment de l'essai qui s'effectue à 7 jours.

3.6.5. Préparation des éprouvettes (surfaçage) normes : NA 2588 et NF P 18-416

Deux heures avant l'essai, les éprouvettes destinées aux essais de caractérisation traditionnelle (16 × 32 cm pour les essais de compression et 7 × 7 × 28 cm pour les essais de traction par flexion) ont été surfacées par coulis, par contre les poutrelles destinées aux essais de flexion monotone et de fluage ont été surfacées par meulage.

L'opération de surfaçage permet d'obtenir deux surfaces planes, parallèles entre elles, et perpendiculaires à l'axe de l'éprouvette.

3.7. Contrôle des mélanges à l'état durci

3.7.1. Résistance à la compression

La machine d'essai est une presse de force de classe "B" et d'une capacité maximale de 1500 KN conforme aux normes : NA 2832 et NF P 18-412.

La charge de rupture, est la charge maximale enregistrée au cours de l'essai.

Si on considère que la charge de rupture est P et l'aire de la section transversale de l'éprouvette est S , la résistance à la compression f_c est le rapport $f_c = \frac{P}{S}$.

Si on considère P en Newtons et $S = 20000 \text{ mm}^2$, $f_c = \frac{P}{20000}$ méga pascals.



Figure 3.17. Machine utilisée dans les essais de compression sur éprouvettes cylindriques 16 × 32 cm

3.7.2. Résistance à la traction par flexion

Le croquis suivant décrit l'appareil de chargement destiné à cet essai selon les normes : NA 2831 et NF P 18-411.

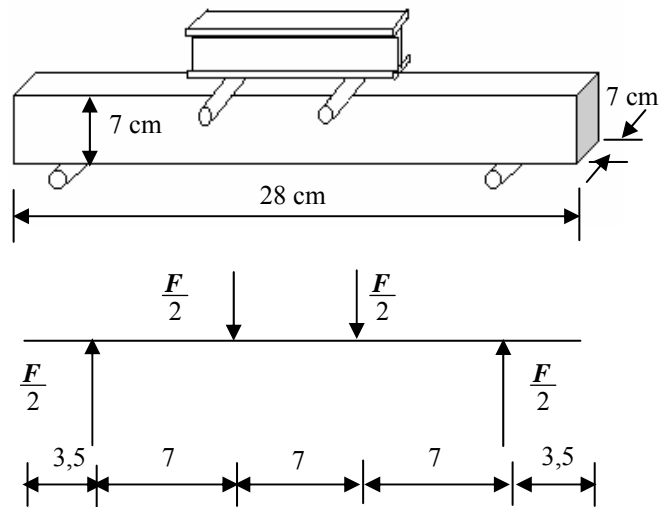


Figure 3.18. Croquis décrivant l'appareil destiné à l'essai de traction par flexion

Si F est la charge de rupture (en newtons) et a le coté de la base en mm, la contrainte de rupture en traction par flexion est :

$$f_t = 1,8 \frac{F}{a^2} \text{ (en MPa)}$$

Ceci suppose que la contrainte calculée par la formule de l'élasticité $f_t = \frac{M}{I} y = 3 \frac{F}{a^2}$, car $M = \frac{F}{2} \times a$ et $\frac{I}{y} = \frac{a^3}{6}$, est affectée d'un coefficient 0,6.

Ceci s'explique par le fait que l'application de la loi de Hooke qui donnerait le diagramme de contrainte AA' avec $B'A' = \frac{M}{I} y$ n'est plus applicable lorsqu'on arrive à la rupture et que le diagramme réel est vraisemblablement de la forme AA'₁ avec : $B'A'_1 \approx 0,6 B'A'$ en supposant une sorte de plastification en traction précédant la rupture ; par ailleurs, la comparaison d'essais jumelés en traction/flexion et en traction directe donne un rapport moyen voisin de 0,6, mais sa valeur varie en fonction de la dimension des prismes. Ce coefficient n'a donc qu'une signification tout à fait approximative et conventionnelle.

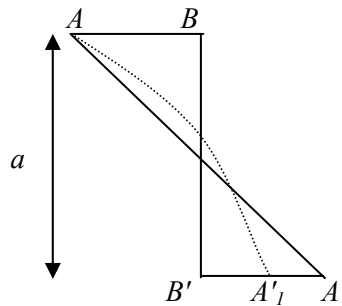


Figure 3.19. Diagramme réel de contraintes dans un essai de traction par flexion sur prisme 7 × 7 × 28 cm

3.7.3. Résultats

On présente les résultats de la caractérisation des mélanges, dans le but de générer un ensemble d'information suffisamment riche pour permettre de relier la composition des bétons avec leurs performances.

Le résultat d'un essai (ou une mesure) est la moyenne d'au moins cinq valeurs sur cinq éprouvettes issues d'une même gâchée (NF P 18 305).

Ce nombre, à notre avis est suffisant car les essais sont effectués conformément aux normes avec le plus grand soin (répétabilité et reproductibilité) (écart maximal de 3 MPa)

3.7.3.1. Résistances à la compression sur cylindres (RC) 16 × 32 cm

Nous avons reporté sur les tableaux 3.25, 3.26 et 3.27, les résultats obtenus avec les 10 mélanges. Ils représentent la moyenne des valeurs mesurées sur cinq éprouvettes.

A partir de ces tableaux, on peut formuler les remarques suivantes :

- L'évolution des résistances en compression en fonction du temps présente la même allure quelle que soit le type du mélange,
- L'ordre de classement des valeurs des résistances des différents mélanges s'explique par plusieurs facteurs, dont la densité, la teneur en fines, la teneur en air occlus et l'ajout des fibres métalliques.
- Les mélanges à base de granulats concassés (MC et BC) donnent des résistances plus élevées à long terme (28 jours) par rapport à ceux à base de granulats roulés (MR et BR) ; par contre, à court terme (7 jours), les résistances de ces mélanges sont rapprochées, ce qui explique qu'on est en présence d'hydratation lente. C'est à dire que la résistance varie avec la teneur en eau (avec le séchage du béton).

- Les granulats issus de concassage absorbent beaucoup d'eau, ce qui implique une mauvaise hydratation du ciment ; par contre, pour les granulats roulés, le mode de conservation accélère les réactions d'hydratation du ciment, cela entraîne un déclenchement plus rapide du phénomène de prise à court terme.
- On remarque que le rapport $RC7j/RC28j$ est de l'ordre de 60 %, ce qui montre que plus de 50 % de la résistance est acquise pendant les 7 premiers jours.
- Il est à noter que le béton ordinaire de référence (BOR) présente les plus faibles résistances par rapports aux autres bétons spéciaux.
- on peut remarquer que l'augmentation du taux de substitution du ciment par du filler calcaire de 17 à 33%, fait chuter la résistance à la compression de 18% à 7 jours et de 26% à 28 jours. Toutefois, il est intéressant de constater que même avec 33% de fillers la résistance à la compression à 28 jours reste dans des limites raisonnables (25 MPa).
- Le BAPRFM donne des résistances plus élevées à long terme (28 jours) par rapport au correspondant sans fibres.
- L'observation lors de l'essai de compression montre que la rupture est brutale et sur déformation importante pour tous les mélanges. Cela est dû au caractère plutôt fragile du matériau. Par contre, pour le BAPFM, la rupture est non brutale. Cela est dû à la présence des fibres métalliques. La forme de rupture change en fonction du produit interface pâte-granulats et des différences de résistance sont alors constatées.

| Mortiers | RC 7 jours (MPa) | RC 28 jours (MPa) |
|------------|---------------------|----------------------|
| <i>MC</i> | 13,75 | 25,00 |
| <i>MR</i> | 12,57 | 20,59 |
| <i>MCR</i> | 16,54 | 28,07 |

Tableau 3.25. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la première série de mélanges

| Bétons | RC 7 jours (MPa) | RC 28 jours (MPa) |
|------------|---------------------|----------------------|
| <i>BC</i> | 12,37 | 22,50 |
| <i>BR</i> | 12,60 | 18,00 |
| <i>BCR</i> | 11,67 | 21,07 |

Tableau 3.26. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la deuxième série de mélanges

| Bétons | RC 7 jours (MPa) | RC 28 jours (MPa) |
|---------------|---------------------|----------------------|
| <i>BAP</i> | 15,30 | 25.80 |
| <i>BAP+</i> | 18,69 | 34.90 |
| <i>BAPRFM</i> | 15,25 | 27.53 |
| <i>BOR</i> | 14,50 | 25,68 |

Tableau 3.27. Résultats des essais de compression sur éprouvettes 16 × 32 cm de la troisième série de mélanges

3.7.3.2. Résistances à la traction/flexion sur prismes $7 \times 7 \times 28$ cm

Analogiquement à la compression, on a pu constater à partir des tableaux 3.28, 3.29 et 3.30 que :

- La résistance à la traction évolue de la même manière que celle à la compression.
- L'ordre des performances enregistrées sur les différents mélanges, reste inchangé, c'est à dire que la meilleure performance est enregistrée à long terme sur les mélanges à base de granulats concassés et à court terme sur les mélanges à base de granulats roulés, et cela est dû toujours à l'accélération des réactions d'hydratation du ciment pour ces derniers.
- Pour les mortiers et bétons, la résistance à la traction est en moyenne d'environ 12 fois plus faible que la résistance à la compression.
- Pour les bétons spéciaux, la résistance à la traction est en moyenne d'environ 6 fois plus faible que la résistance à la compression. On observe aussi que les résistances à la traction varient avec le dosage en fillers comme pour les résistances à la compression, mais avec un gain plus faible. Par contre, la variation est très sensible à la présence des fibres d'où les meilleures performances sont obtenues.

| Mortiers | Rt 7 jours (MPa) | Rt 28 jours (MPa) |
|------------|------------------|-------------------|
| <i>MC</i> | 1,21 | 2,01 |
| <i>MR</i> | 1,08 | 1,63 |
| <i>MCR</i> | 1,27 | 1,90 |

Tableau 3.28. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la première série de mélanges

| Bétons | Rt 7 jours (MPa) | Rt 28 jours (MPa) |
|------------|------------------|-------------------|
| <i>BC</i> | 0,87 | 1,71 |
| <i>BR</i> | 0,90 | 1,29 |
| <i>BCR</i> | 1,13 | 1,57 |

Tableau 3.29. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la deuxième série de mélanges

| Bétons | Rt 7 jours (MPa) | Rt 28 jours (MPa) |
|---------------|------------------|-------------------|
| <i>BAP</i> | 2,60 | 5,09 |
| <i>BAP+</i> | 2,90 | 5,19 |
| <i>BAPRFM</i> | 3,80 | 7,61 |
| <i>BOR</i> | 3,40 | 6,32 |

Tableau 3.30. Résultats des essais de traction par flexion sur éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm de la troisième série de mélanges

3.8. Conclusion

Nous avons abordé dans ce chapitre différents points :

- D'abord nous avons présenté le programme expérimental retenu dans cette étude,
- Ensuite, nous avons donné les principaux résultats des essais de caractérisation des constituants, et leurs différentes proportions nécessaires pour la fabrication des dix mélanges,
- Enfin, nous avons indiqué les résultats de caractérisation des mélanges frais et durcis.

Pour les mélanges de la première série, on remarque que les mortiers MC et MCR ont pratiquement le même rapport E/C, mais les résultats des essais de compression ont montré que c'est le mélange MCR qui présente la plus grande résistance. Contrairement aux résultats des essais de traction/flexion, où le mélange MC a donné la plus grande résistance.

Pour les mélanges de la deuxième série, malgré que les deux bétons BC et BCR ont presque la même densité et le même rapport E/C, les résultats des essais sur bétons durcis présentent quand même une légère différence en traction par flexion mais en compression, c'est le mélange BC qui l'emporte.

L'étude de ces deux premières séries de mélanges montre que ceux confectionnés à partir des matériaux locaux (calcaires) se révèlent stables et satisfaisants.

Pour les mélanges de la troisième série, nous pourrions donner plusieurs remarques :

- L'objectif de comparer un béton ordinaire à un béton autoplaçant est atteint, car on a réussi à formuler un BOR qui a pratiquement les mêmes caractéristiques que le BAP (même dosage en ciment, rapports E/C et G/S voisins, densité et air occlus rapprochés, et mêmes résistances à la compression à 7 et 28 jours). Les seules différences résident dans la résistance à la traction par flexion qui est remportée par le BOR et le volume de la pâte liante qui est plus important pour le BAP.
- Pour les bétons autoplaçants renforcés de fibres métalliques, on remarque qu'ils donnent des résistances à la compression comme à la traction plus élevées que les bétons non renforcés, due à l'introduction des fibres métalliques.
- L'incorporation des fibres métalliques permet d'obtenir des résistances légèrement supérieures en compression mais, des résistances plus élevées en traction par flexion. Par ailleurs, on a observé des différences significatives du mode de rupture selon le choix du squelette granulaire (taux de fillers et présence de fibres).
- Il est intéressant de remarquer que ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par d'autres auteurs.

Toutes les caractéristiques importantes des matériaux obtenues et présentées dans ce chapitre, nous ouvrent la voie pour mener une étude complète sur le comportement différé de ces derniers.

Avant de passer à cette étude, nous allons caractériser les poutrelles de dimensions $10 \times 10 \times 120$ cm en flexion quatre points sous chargement monotone. Le chapitre 4 montre tous les détails et les résultats de cette étude de caractérisation.

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT MONOTONE
COMPORTEMENT MONOTONE
CROISSANT EN FLEXION
QUATRE POINTS

4. COMPORTEMENT MONOTONE CROISSANT EN FLEXION QUATRE POINTS

4.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter une étude du comportement des poutrelles de dimensions $10 \times 10 \times 120$ cm sous l'effet d'une charge monotone provoquant une sollicitation de flexion quatre points.

Cette étude montre l'influence des paramètres de compositions retenus pour les différentes séries de mélanges qui ont déjà été présentés dans le chapitre 3 et qui seront notés dans ce chapitre comme suit : première série : « mortiers », deuxième série « bétons » et la troisième série « bétons spéciaux ».

En effet, le fait que les essais de caractérisation classique des différents mélanges à l'état durci ont montré des différences d'un mélange à un autre, l'étude du comportement monotone doit certainement présenter la même chose.

Les différentes caractéristiques qu'on doit mesurer dans cette étude sont :

- La charge de première fissuration,
- La flèche de première fissuration,
- La charge de rupture,
- La flèche de rupture,
- Le module d'élasticité tangent.

La charge de rupture sert à estimer les taux de chargement à appliquer sur les poutrelles dans l'étude du fluage.

A partir de la charge de première fissuration, on peut comprendre et expliquer la différence du comportement entre les variétés de mélanges soumis au même taux de chargement, car, les deux charges de rupture et de première fissuration peuvent être proches ou éloignées d'un mélange à un autre.

Les deux flèches de rupture et de première fissuration nous permettront d'effectuer leurs comparaisons avec les flèches de fluage.

Enfin, le module d'élasticité nous aidera à estimer les flèches au milieu des poutrelles à partir des déformations longitudinales mesurées par jauges de déformation, pour pouvoir contrôler la fiabilité des mesures du comparateur.

4.2. Hypothèses relatives au comportement du matériau béton

La résistance ultime du béton en compression apparaît bien souvent comme le facteur caractéristique essentiel dans la conception des ouvrages. S'il est vrai que cette notion reste fondamentale, elle ne peut permettre, associée à certaines hypothèses, que la détermination d'un état limite de résistance de la structure, mais non l'apparition puis l'évolution progressive et stable des dégradations dans le béton en service, bien avant qu'il y ait risque de ruine.

Le béton rentre dans la catégorie des matériaux fragiles. La rupture de ce type de matériaux survient sans qu'aucune déformation permanente ne se produise, ou presque (on peut en effet facilement remettre en place les morceaux d'une poutrelle en béton après sa rupture). Il n'est donc pas question ici de distorsion, car la structure atomique des matériaux fragiles ne permet pas qu'un glissement des plans d'atomes se produise en présence de dislocations, comme c'est le cas pour les matériaux ductiles.

Un calcul théorique, basé sur les forces d'attraction entre les atomes, montrerait que la résistance des matériaux à la traction est très élevée (quelques fois plus que dans la réalité). Dans le cas des matériaux ductiles, c'est la présence d'imperfections (dislocations) qui provoquerait l'amorce d'une déformation permanente.

En ce qui concerne les matériaux fragiles, c'est à Griffith, qu'on doit l'explication de leur faible résistance à la traction. Les matériaux réels renfermant un grand nombre de microfissures qui donnent lieu à des concentrations de contraintes élevées, ces microfissures s'ouvrent et s'allongent sous l'effet d'un champ de contraintes résultant d'une traction ; la rupture finale se produit lorsque les fissures s'agrandissent au point de devenir instables. On dit alors quelles ont atteint leurs longueurs critiques. Par ailleurs le mécanisme de rupture imputable aux microfissures explique très bien pourquoi les matériaux fragiles sont beaucoup plus résistants à la compression qu'à la traction : la compression entraîne en effet la fermeture des microfissures.

Le béton est un mélange de pâte de ciment et de granulats. La pâte de ciment est constituée principalement de carbonates et de silicates hydratés, en abrégé CSH, formant un ensemble poreux. La réaction d'hydratation n'est pas immédiate, et pendant longtemps la pâte de ciment évolue. Ses propriétés mécaniques se modifient au cours du temps, augmentant progressivement, mais de plus en plus lentement. Il est habituel de mesurer ces propriétés à 28 jours. L'hydratation engendre les phénomènes suivants :

- augmentation de la surface spécifique des grains d'un facteur qui peut atteindre 100,
- contraction ou retrait de l'ordre de 0,3 mm/m,
- dégagement de chaleur (de l'ordre de 100 calories/g de ciment),
- durcissement en fonction du temps : la résistance à la rupture en compression normée à 1 au 7^{ème} jour et de 0,35 au 2^{ème} jour, de 1,5 au 28^{ème} jour de 1,8 au bout d'un an et de 2,2 au bout de 10 ans.

Enfin la structure du béton durci est la suivante :

- des granulats de différentes dimensions,
- de la pâte de ciment liée aux granulats,
- des défauts de liaison pâte-grains constitués par des microfissures dues au retrait et des cavités provenant des bulles d'air emprisonnées lors du moulage.

Il importe aussi de ne pas oublier qu'il subsiste de l'eau à l'intérieur des pores, adsorbée sur leur surface à l'état liquide ou à l'état de vapeur. Elle est susceptible de migrer dans la pâte de ciment et des échanges ne cessent d'avoir lieu avec le milieu extérieur. Il faut donc veiller à bien définir les conditions ambiantes de stockage du béton pour en apprécier les propriétés.

Les granulats sont de compositions, de formes et de tailles très variées. L'interface entre ces granulats et la pâte de ciment constitue souvent une zone de faiblesse. Sa composition y est d'ailleurs différente, on l'appelle « l'auréole de transition ». Les variations volumiques de la pâte en cours de prise induisent des contraintes, voire des fissures, favorisées en partie inférieure des granulats par une mauvaise résistance en raison du ménisque d'eau formé lors du moulage.

On peut, donc, représenter le béton comme un milieu multifissuré depuis l'échelle la plus fine des plaquettes de CSH (quelques nanomètres) jusqu'à celle des cailloux les plus gros (quelques centimètres).

A chacune des fissures correspond une contrainte critique de propagation. L'évaluation du critère de rupture à cette échelle n'est pas une chose aisée en raison des diverses orientations des fissures dans le champ de contrainte et des interactions des fissures entre elles et avec les granulats. En particulier, le béton travaillant le plus souvent en compression, le déplacement des lèvres est freiné par le frottement. Au cours du chargement, les fissures les plus critiques commencent à se propager. Soumises à une

contrainte normale, elles seraient instables si elles ne rencontraient pas des granulats qui les obligent à dévier en suivant les interfaces. Alors que la pâte de ciment est très fragile, le béton l'est beaucoup moins en raison du rôle stabilisateur des granulats. Cet effet, s'il joue peu en traction, est particulièrement efficace dans un champ de compression. Dans un essai de compression pure, les fissures dévient en ce plaçant dans une position parallèle à l'axe de compression, où elles ne sont plus alors sollicitées. Elles se stabilisent donc.

Un essai de traction sur une éprouvette en béton donne une courbe charge-déplacement qui commence à dévier par rapport à la linéarité peu avant la charge maximale de rupture.

Il est cependant difficile de séparer les phénomènes de déformation et de rupture car les microfissures et les cavités initiales qui existent avant toute sollicitation, en se développant par des mécanismes de rupture fragile, engendrent des déformations permanentes.

- Ce phénomène est malgré tout peu important en dessous d'une certaine valeur de la sollicitation. La déformation dans cette première phase est le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes et peut être considérée comme élastique avec une viscosité faible.

- La rupture fragile par décohesion pâte-grains étant le phénomène essentiel de déformation permanente et de rupture, elle est fortement influencée par la nature de la sollicitation. La limite d'élasticité ou la résistance à la rupture sont de l'ordre de 12 fois plus élevées en compression qu'en traction ce qui explique qu'on utilise le béton essentiellement en compression. Au-delà de la sollicitation correspondant à la limite d'élasticité, les microfissures aux liaisons de la pâte et des grains les plus gros commencent à progresser à la périphérie des grains engendrant au niveau macroscopique des déformations permanentes qui viennent se superposer aux déformations élastiques.

- Pour des sollicitations encore plus importantes, dans une troisième phase, les microfissures gagnent la pâte par décohesion en s'alignant parallèlement à la contrainte s'il s'agit d'une compression. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant. L'endommagement de microfissuration devient fortement anisotrope.

- La quatrième phase est la phase de rupture : des fissures macroscopiques apparaissent, la contrainte nécessaire pour engendrer de nouvelles déformations diminue, le volume spécifique augmente, la rupture finale intervient lorsque des macrofissures se rejoignent pour former une surface de discontinuité traversant tout l'objet.

Pour ces ruptures fragiles, c'est en général l'élément le moins résistant qui en est responsable. Dans le cas du béton, l'élément le moins résistant est l'auréole de transition.

4.3. Caractéristiques des matériaux testés

Cette étude du comportement statique en flexion a permis de tester 10 compositions différentes partagées en trois séries. Un rappel des caractéristiques des différents mélanges est donné dans le tableau 4.1.

Pour chaque série de mélange, des paramètres de compositions identiques ont été retenus. A savoir, le même type et dosage en ciment et la même ouvrabilité.

Les essais ont été systématiquement effectués à l'âge de 7 jours après une conservation dans une salle de température 20 ± 2 °C et d'humidité relative $HR = 55 \pm 5$ %.

| Séries de mélanges | | <i>Première série</i> | | | <i>Deuxième série</i> | | | <i>Troisième série</i> | | | |
|--|---|-----------------------|-----------|------------|-----------------------|-----------|------------|------------------------|-------------|---------------|------------|
| | | <i>MC</i> | <i>MR</i> | <i>MCR</i> | <i>BC</i> | <i>BR</i> | <i>BCR</i> | <i>BAP</i> | <i>BAP+</i> | <i>BAPRFM</i> | <i>BOR</i> |
| Constituants (kg/m³) | <i>Ciment C</i> | 600 | 600 | 600 | 350 | 350 | 350 | 400 | 500 | 400 | 400 |
| | <i>Fillers F</i> | - | - | - | - | - | - | 200 | 100 | 200 | - |
| | <i>Sable 0/4</i> | 1315 | - | 867,9 | 713 | - | 398,7 | 762 | 762 | 762 | 850.92 |
| | <i>Sable de mer</i> | - | 1310,2 | 445,5 | - | 577 | 205,4 | - | - | - | - |
| | <i>Gravillon 3/8</i> | - | - | - | 137 | - | - | - | - | - | - |
| | <i>Gravier 8/15</i> | - | - | - | 245 | - | 1208 | 772 | 772 | 745 | 914.35 |
| | <i>Gravier 15/25</i> | - | - | - | 757 | - | - | - | - | - | - |
| | <i>Gravier d'oued</i> | - | - | - | - | 1365 | - | - | - | - | - |
| | <i>Eau</i> | 270 | 330 | 264 | 227,5 | 259 | 227,5 | 211 | 221 | 211 | 228,5 |
| | <i>Superplastifiant</i> | - | - | - | - | - | - | 9,60 | 10,80 | 9,60 | - |
| | <i>Fibres métalliques</i> | - | - | - | - | - | - | - | - | 36 | - |
| Importantes Caractéristiques | <i>Volume de pâte (l/m³)</i> | 464 | 524 | 421 | 340 | 372 | 340 | 422 | 428 | 422 | 357 |
| | <i>C +F (kg/m³)</i> | 600 | 600 | 600 | 350 | 350 | 350 | 600 | 600 | 600 | 400 |
| | <i>F/(C+F)</i> | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,33 | 0,17 | 0,33 | 0 |
| | <i>G/S</i> | 0 | 0 | 0 | 1,60 | 2,37 | 2,00 | 1,01 | 1,01 | 0,98 | 1,07 |
| | <i>E/C</i> | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,53 | 0,44 | 0,53 | 0,57 |
| | <i>E/(C+F)</i> | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,35 | 0,37 | 0,35 | 0,57 |
| | <i>Affaissement (cm)</i> | 7 | 6 | 7 | 8 | 7 | 8 | - | - | - | 8 |
| | <i>Etalement (cm)</i> | - | - | - | - | - | - | 70 | 68 | 64 | |
| | <i>Densité</i> | 2,292 | 1,980 | 2,237 | 2,438 | 2,331 | 2,440 | 2,363 | 2,362 | 2,379 | 2,361 |
| | <i>Air occlus (%)</i> | 3,9 | 6,8 | 3,6 | 1,6 | 2,6 | 1,1 | 2,8 | 2,7 | 3,4 | 3,0 |
| Résistance (MPa) | <i>RC 7 jours</i> | 13,75 | 12,37 | 16,54 | 12,37 | 12,60 | 11,67 | 15,30 | 18,69 | 15,25 | 14,50 |
| | <i>RC 28 jours</i> | 25,00 | 20,59 | 28,07 | 22,50 | 18,00 | 21,07 | 25,80 | 34,90 | 27,53 | 25,68 |
| | <i>Rt 7 jours</i> | 1,21 | 1,08 | 1,27 | 0,87 | 0,90 | 1,13 | 2,60 | 2,90 | 3,80 | 3,40 |
| | <i>Rt 28 jours</i> | 2,01 | 1,63 | 1,90 | 1,71 | 1,29 | 1,57 | 5,09 | 5,19 | 7,61 | 6,32 |

Tableau 4.1. Caractéristiques des différents mélanges

4.4. Méthodologie d'essais

4.4.1. Essai de flexion quatre points

4.4.1.1. Notions générales sur la flexion quatre points

Lors du calcul d'une poutrelle en flexion, on fait généralement appel à deux hypothèses :

- NAVIER : les sections droites avant déformations restent droites après déformations
- SAINT-VENANT : les valeurs locales de contraintes, dans une section éloignée des points d'application des efforts extérieurs, sont déterminés par les valeurs de l'effort normal $N(t)$ et du moment fléchissant $M(t)$ résultant appliqué à la section au temps t .

Sous la forme la plus simple de la flexion pure, les contraintes normales sont les seules qui existent dans la section droite. Dans chaque section droite de la poutrelle, il y a des contraintes normales, qui évoluent depuis la traction d'un côté, jusqu'à la compression de l'autre. Les contraintes de cisaillement sont absentes. La flexion pure est donc un exemple de contrainte monoaxiale et comme telle, c'est une application des principes de la traction et de la compression simples. Le seul facteur supplémentaire, est la variation de la contrainte à travers la section droite et c'est de ce facteur que nous nous occuperons tout d'abord.

Une forme courante de charge, produisant une flexion pure, est représentée sur la figure (4.1) ; les deux charges sont à égales distances des supports d'extrémités et M varie conformément au diagramme du moment fléchissant de la figure (4.2). On voit que la partie centrale BC est en flexion pure, puisque le moment est constant dans cette partie.

Les relations nécessaires entre le moment fléchissant, la contrainte et la flèche des poutrelles prismatiques, faites en matériaux obéissant à la loi de Hooke et ayant les mêmes propriétés élastiques en traction et en compression, peuvent être établies par une théorie élémentaire.

Tenant compte des hypothèses énoncées précédemment, considérons un petit tronçon de la poutrelle de la figure (4.1), limité par deux sections droites. Lorsqu'on exerce le moment fléchissant, les fibres supérieures se raccourcissent et les fibres inférieures s'allongent, ce qui produit une rotation de la section droite (figure 4.3). La déformation d'une fibre quelconque est donnée par le rapport de sa variation de longueur Δ , à la longueur initiale l_0 du tronçon. On peut voir aisément que Δ et par conséquent la déformation ε_x sont nulles, quelque part au milieu de la poutre et varient linéairement dans chaque sens à partir de ce point. La variation de la déformation est représentée sur la figure (4.4).

La surface neutre, ou lieu de déformation nulle, coupe chaque section droite suivant son axe neutre, passant par le centre de la figure de la section droite. Cette proposition peut se vérifier en faisant la somme des forces axiales internes et en les égalant à zéro comme ci-après.

D'après la géométrie de la déformation (figure 4.3), nous avons la proportionnalité :

$$\frac{\Delta}{y} = \frac{l_0}{\rho}$$

où :

$$\varepsilon_x = \frac{y}{\rho}$$

Il résulte de la loi de Hooke que :

$$\sigma_x = E\varepsilon_x = E \frac{y}{\rho}$$

Comme on le voit sur la figure (4.5). La force agissant sur chaque élément de la section droite est $\Delta_x \cdot dA$, où dA est la surface de l'élément. Si on additionne ces forces et qu'on égale le résultat à zéro, pour l'équilibre

$$\int dF_x = \int_A \sigma_x dA = \frac{E}{\rho} \int_A y dA = 0$$

ce qui montre, puisque

$$\int y dA = A\bar{y},$$

que $\bar{y} = 0$. Ainsi, l'axe neutre passe par le centre géométrique de la section droite.

La contrainte produite par le moment fléchissant M s'obtient en faisant la somme des moments par rapport à l'axe neutre de la section droite

$$M = \int_A (\sigma_x dA) y = \frac{E}{\rho} \int_A y^2 dA = \frac{EI_z}{\rho}$$

Où : I_z = moment d'inertie de la section droite autour de l'axe neutre.

Puisque $\sigma_x = \frac{Ey}{\rho}$, il s'ensuit que :

$$\sigma_x = \frac{My}{I_z} \quad \text{ou} \quad (\sigma_x)_{\max} = \frac{My_{\max}}{I_z}$$

Où : y_{\max} = distance de l'axe neutre aux fibres extrêmes.

Le comportement d'un matériau en flexion pure est représenté par les relations entre différents paramètres de force et de déformation. Puisque la contrainte n'est pas constante à travers la section droite, l'emploi de la contrainte comme paramètre de force nécessite le choix d'une valeur particulière telle que $(\sigma_x)_{\max}$. Par conséquent, il est tout aussi significatif et plus facile d'employer, comme paramètre de force, le moment fléchissant M ou la charge P . La déformation maximale est un bon paramètre de déformation, parce qu'elle est simple à mesurer et que la variation de la déformation est toujours linéaire à travers la section droite. A cause de la facilité de sa mesure, on a employé la flèche du milieu de la poutrelle. Pour les matériaux obéissant à la loi de Hooke, la formule de flexion donne :

$$M = \frac{I_z}{y_{\max}} (\sigma_x)_{\max} = \frac{EI_z}{y_{\max}} (\varepsilon_x)_{\max}$$

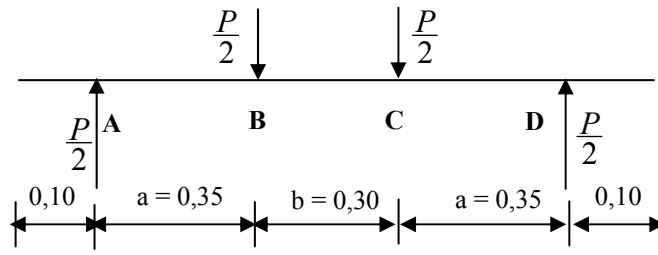


Figure 4.1. Chargement des poutrelles

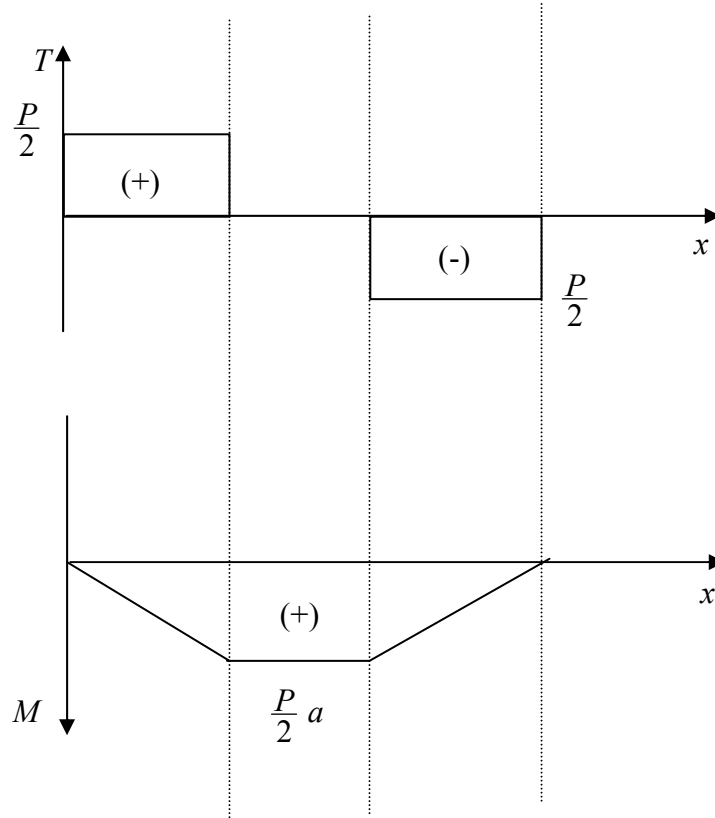


Figure 4.2. Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

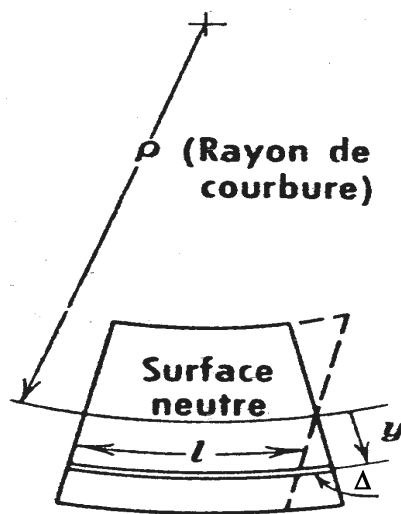


Figure 4.3. Tronçon de poutrelle fléchié montrant la rotation des sections droites

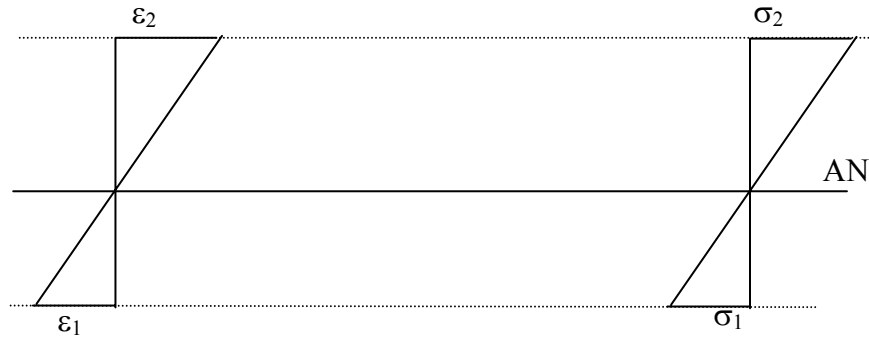


Figure 4.4. Diagramme des déformations

Figure 4.5. Diagramme des contraintes

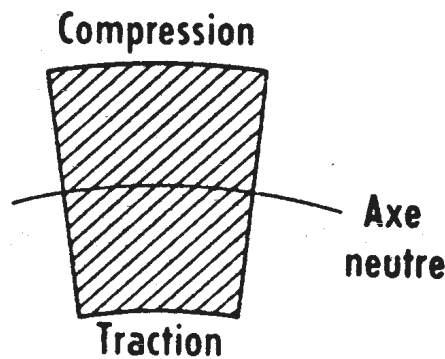


Figure 4.6. Section droite de la poutrelle

Le coefficient 0,6, déjà décrit dans l'essai de traction par flexion, supposant une sorte de plastification en traction précédant la rupture, correspond aux prismes $7 \times 7 \times 28$ cm. Toutefois, la valeur du coefficient est une fonction croissante de la section de l'éprouvette, se rapprochant de 1 lorsque la section augmente [Bruneau, 1978] ; c'est pour cela qu'on a estimé dès le début une valeur de 1 pour ce coefficient

Puisque le matériau béton est considéré fragile, la formule de flexion peut être employée tout le temps jusqu'à la rupture. La contrainte calculée par l'équation précédente, en utilisant le moment fléchissant à la rupture, est :

$$\sigma_r = \frac{M_r y_{\max}}{I_z}$$

et on l'appelle le *module de rupture*. Puisque aucun matériau n'est en réalité parfaitement fragile, la contrainte σ_r n'est jamais tout à fait égale à la contrainte maximale dans la poutre à la rupture. C'est cependant une propriété couramment employée pour un matériau tel que le béton, malgré qu'il présente une déformation non élastique avant la rupture.

On peut également estimer la flèche au milieu de la poutrelle en fonction de la déformation maximale $(\epsilon_x)_{\max}$, et cela en appliquant le Théorème de Veritchaguine :

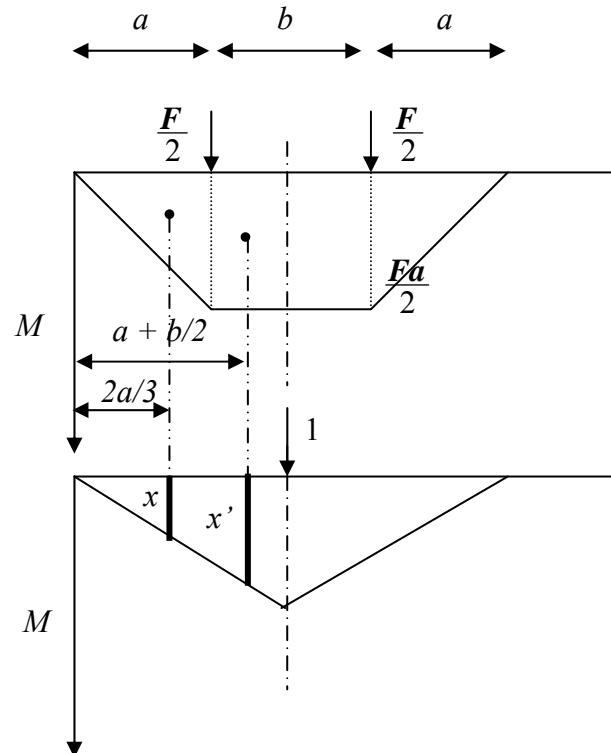


Figure 4.7. Diagramme du moment fléchissant (méthode de VERITCHAGUINE)

La flèche dans un point quelconque est égale au produit de la surface du diagramme des moments fléchissant dus au chargement extérieur, et de l'ordonnée du diagramme du moment fléchissant dû à une charge unitaire appliquée au point de la flèche voulue et correspondant à la position du CDG du premier diagramme.

$$EIy = 2 \left[\frac{1}{2} Fa \cdot a \cdot x + \frac{b}{2} F \cdot a \cdot x' \right] = \left[\frac{F \cdot a^3}{3} + F \cdot a \cdot b \cdot \frac{\left(a + \frac{b}{4} \right)}{2} \right] \Rightarrow$$

$$EIy = Fa \left[\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right] = M \left[\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right] \text{ avec } M = F \cdot a$$

On peut en fin de compte estimer la flèche en fonction du moment fléchissant de la manière suivante :

$$y = \frac{M}{EI} \left(\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right)$$

Si $M = \frac{P \cdot a}{2}$, $a = 0,35 \text{ m}$, $b = 0,30 \text{ m}$ on aura à la fin :

$$\frac{P}{y} = \frac{EI}{\frac{a^3}{6} + \frac{b \cdot a}{4} \left(a + \frac{b}{4} \right)} = 54,64EI \text{ (KN/m)}$$

En utilisant la formule : $M = \frac{EI_z}{y_{\max}} (\varepsilon_x)_{\max}$ et en remplaçant la valeur de M par :

$$M = \frac{Pa}{2} \text{ et } P = \frac{EI}{\frac{a^3}{6} + \frac{b \cdot a}{4} \left(a + \frac{b}{4}\right)} y$$

On trouvera alors la relation se trouvant entre la déformation maximale et la flèche au milieu de la poutelle, qui est la suivante :

$$(\varepsilon_x)_{\max} = \frac{y_{\max}}{\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4}\right)} y$$

4.4.1.2. Expériences en flexion pure

Lorsqu'on étudie expérimentalement le comportement des matériaux en flexion pure, il est tout d'abord nécessaire de satisfaire les conditions précédemment admises - charge dans un plan de symétrie, absence de liaisons longitudinales et moment constant avec cisaillement nul dans la portion de la poutre considérée -.

Le montage habituel dans les expériences est représenté schématiquement sur la figure (4.8). L'un des supports au moins doit avoir la forme d'un galet dur, qui permet longitudinalement la plus grande liberté possible.

Les charges sont exercées par l'intermédiaire d'une poutre de charge (de répartition), reposant par deux barres de fer à rond lisse de diamètre 2 cm, sur la face supérieure de la poutelle étudiée suivant l'essai normalisé ASTM de résistance à la flexion du béton (normes américaines ASTM C78). On obtient un moment constant et un cisaillement nul, grâce à un écartement précis des supports et des points de charge. La poutre de charge, elle-même, doit être soigneusement chargée, au centre de l'intervalle entre les deux barres. Celles-ci à leur tour doivent être soigneusement placées à égales distances des supports de la poutre principale.

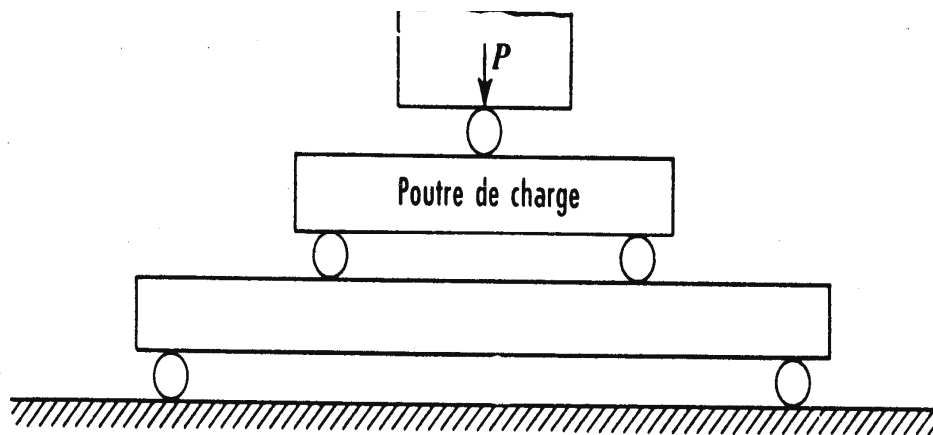


Figure 4.8. Montage pour essai en flexion pure

Nous étudions le comportement des nos mélanges à matrice cimentaire en flexion sur des éprouvettes (poutrelles) de dimensions $10 \times 10 \times 120$ cm (figure 4.9)

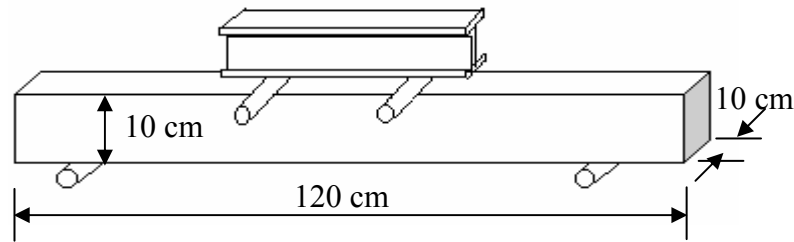


Figure 4.9. Poutrelles utilisées pour l'étude du comportement des mélanges en flexion

La poutrelle doit avoir un âge de 7 jours au moment de l'essai. Juste avant d'effectuer ce dernier, ces dimensions principales doivent être contrôlées et un examen visuel effectué ; les informations sur les conditions qui pourraient affecter l'essai (aspect de surface non satisfaisant, courbure, gauchissement, fissuration...) doivent être enregistrées. Les résultats erronés sont éliminés.

On effectue le chargement des poutrelles en flexion quatre points grâce à une machine d'essais de flexion de capacité maximum R, avec un banc de flexion inférieur avec appuis réglables entre 100 et 1000 mm, et 3 versions avec cellules de charge $10 \pm 0,05$ KN, $30 \pm 0,1$ KN et $100 \pm 0,4$ KN.

Nos éprouvettes sont placées sur deux appuis distants de 100 cm pour n'être influencées que par leurs poids propres : l'origine de toutes les mesures sera cette position initiale de l'élément. On place à mi-potée un comparateur à cadran normal, de précision 0,001 mm (1 μ m), fixé sur un gabarit spécial à l'aide de vis de serrage, de telle sorte que sa tige soit en contact avec la face inférieure de la poutrelle, mesurant ainsi le déplacement de celle-ci, ensuite, on impose une charge aux points de chargement. La montée en charge s'est faite de manière discontinue en respectant des paliers ; à chaque palier on a procédé à des mesures : à la lecture du comparateur et à la détection par ultrasons des décrochements (début de fissurations non visibles).

Le cadran de lecture de la charge appliquée est muni d'une aiguille indicatrice et une autre suiveuse, pour permettre une bonne lecture des charges surtout celles de rupture.

Une face de chaque poutrelle a été peinte en blanc (couche d'enduit), afin de mieux visualiser la formation et la propagation des fissures.

Les mesures expérimentales des forces, des flèches et l'observation des modes de ruine et de fissuration seront exploitées.

4.4.2. Paramètres mesurés

4.4.2.1. Charge et flèche de première fissuration

La connaissance du début de fissuration (microfissuration) s'impose en construction. Il faut en effet pouvoir évaluer la limite du matériau pour sa mise en œuvre. D'autre part, afin d'éviter des dommages irréversibles en ce qui concerne ses propriétés ultérieures.

L'idée de suivre les phénomènes qui interviennent dans la plupart des matériaux de construction, par des essais non destructifs n'est pas nouvelle.

Mazars J. a analysé de manière détaillée et exhaustive les phénomènes physiques et mécaniques qui accompagnent les processus de microfissuration et macrofissuration qui conduisent à l'endommagement du béton.

Sous sollicitations mécaniques, des dégradations observables apparaissent dans le matériau. Ces dégradations sont responsables de l'évolution des caractéristiques mécaniques (**Spooner** et **Dougill**). Celles-ci peuvent être mises en évidence par l'analyse des courbes efforts-déformations cyclées. Les auteurs précédemment cités, utilisent la variation de l'énergie dissipée au cours de l'essai.

Bascoul en 1974 a défini le degré de réversibilité comme le rapport entre la déformation réversible et la déformation totale.

D'autres méthodes permettent de mettre en évidence la fissuration :

- L'observation directe des fissures,
- L'observation de l'émission acoustique,
- La mesure de l'évolution de la vitesse des ultrasons en fonction de l'état de charge [**Durand, 1981**].

C'est cette dernière méthode qui est utilisée dans nos essais. Pour la description du principe de la méthode nous reprenons les notes du cours de **Houari** en 1997.

Cette méthode fait intervenir des phénomènes physiques comme la réflexion, la réfraction des ondes, la conversion du mode de propagation, ainsi que la transmission à l'interface entre le relais et le produit à analyser.

Principe :

L'ensemble de l'appareillage constituant le dispositif comprend :

- Deux transducteurs piézo-électriques (émetteur récepteur), montés dans des boîtiers métalliques de 4 cm de longueur et de 5 cm diamètre qu'on appelle sonde relais.
- Deux câbles coaxiaux qui relient les sondes relais à l'unité de contrôle et de comptage,
- Une unité de contrôle et de comptage (module).

Dans son principe, la méthode se base sur le phénomène physique de propagation des ondes ultrasonores dans les milieux matériels. La distance entre les deux transducteurs piézo-électriques doit être maintenue constante pour tous les mélanges.

L'unité de contrôle et de comptage génère, à des intervalles réguliers (1 sec.), des impulsions de 1000 volts. Le transducteur piézo-électrique de l'émetteur, convertit ces impulsions en ondes ultrasonores qui se propagent dans le milieu matériel, le transducteur piézo-électrique du récepteur, transforme l'énergie de ces ondes, en un signal électrique qui est amplifié par l'unité de contrôle et de comptage. Cette dernière, compte le nombre de dixièmes de μs , entre l'émission d'une impulsion, et le premier signal reçu. Le nombre et le temps de parcours d'une onde ultrasonore entre l'émetteur et le récepteur sont enregistrés.

Physiquement, les microfissures induisent des micro-retards dans le temps de parcours (vitesse du son dans le vide \ll à la vitesse du son dans le milieu matériel) ce qui fait que ce dernier croît au fur et à mesure de la propagation des microfissurations.

Il est donc possible de suivre en continu l'évolution des propriétés du matériau en cours de chargement en observant les différentes phases du comportement.

La zone perturbée, qui démarre juste avant le maximum de l'amplitude est en relation avec la microstructure,

Notons que cette période est systématiquement le siège des phénomènes interfaciaux.

La fissuration doit être enregistrée avec une fidélité convenable. Plus précisément, le type de fissures au moment de la fissuration (première fissuration) et leur développement ultérieur doivent être enregistrés ainsi que l'ouverture des fissures essentiellement à l'état limite (d'autres moyens de contrôle de fissuration ont été employés tels que le vernis craquelant et une couche mince de plâtre sur les faces latérales de la poutrelle avec utilisation d'une loupe).

Au moment d'un saut dans la période, on enregistre la charge correspondante, lue sur le cadran de la machine de l'essai.

En ce qui concerne la flèche de première fissuration, elle est très simple à mesurer. C'est la flèche enregistrée au même moment de la charge de première fissuration.

L'essai est montré sur la figure 4.10.

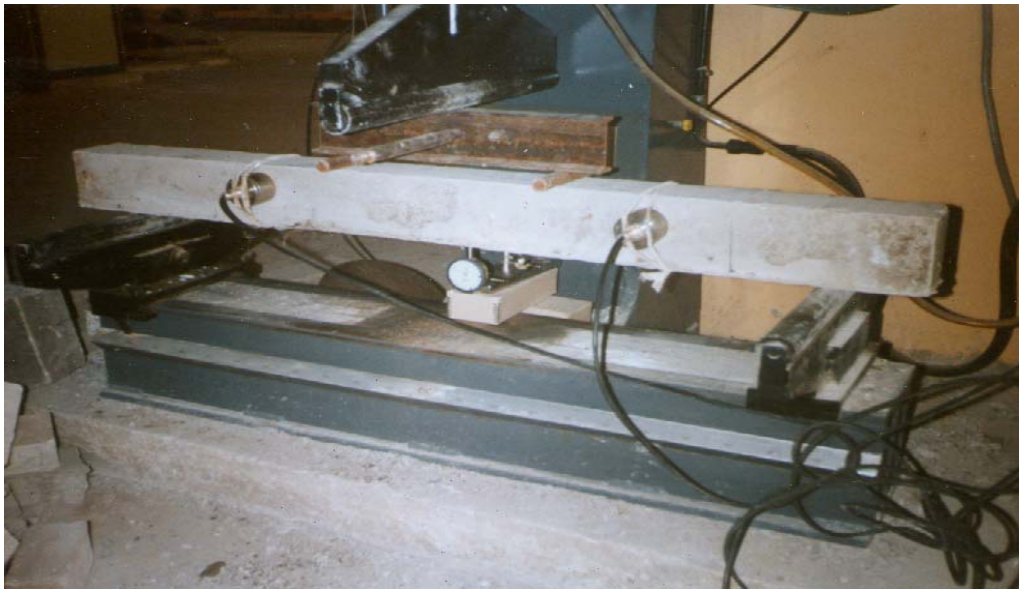


Figure 4.10. Mesures de la charge et de la flèche de première fissuration

Une représentation schématique du principe de la mesure de ces deux caractéristiques est représentée sur la figure 4.11.

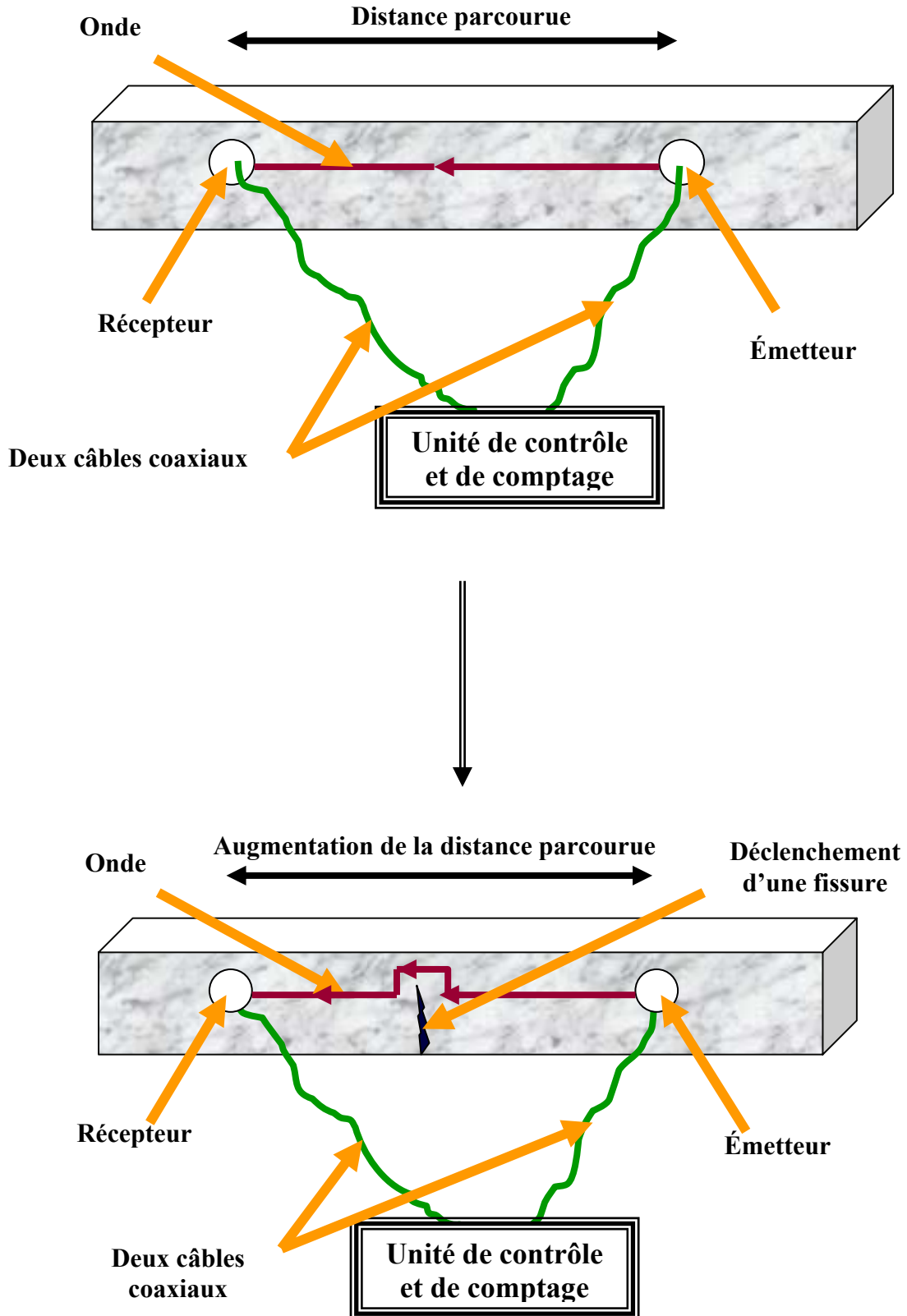


Figure 4.11. Représentation schématique du principe de mesure de la charge et de la flèche de première fissuration

4.4.2.2. Charge et flèche de rupture

La mesure de ces deux caractéristiques suit la mesure de la charge et de la flèche de première fissuration.

La charge de rupture nous permettra d'estimer les taux de chargement à appliquer pour notre étude du fluage sous le même type de sollicitation, et sur les mêmes types de poutrelles. Après la rupture, on enregistre la valeur indiquée par l'aiguille suiveuse, dans le cadran de charge de la machine d'essai.

La flèche de rupture correspond à la flèche mesurée au moment de la rupture.

4.4.2.3. Mesure du module élasticité

Grâce aux enregistrements effectués des charges et des flèches correspondantes, on trace les courbes charges-flèches, on calcule la tangente de la courbe aux valeurs initiales. Celle-ci a été estimée théoriquement dans le paragraphe (4.4.1.1) par la formule :

$$\frac{P}{y} = \frac{EI}{\frac{a^3}{6} + \frac{b.a}{4} \left(a + \frac{b}{4} \right)} = 54,64EI \text{ (KN / m)}$$

4.5. Résultats des essais statiques en flexion quatre points

4.5.1. Charges et flèches de première fissuration « Seuil d'élasticité » (définies par la norme américaine ASTM C1018)

Ces deux valeurs mesurées, charges et flèches, notées F_{f7} et f_{f7} respectivement, indiquent le seuil d'élasticité, où il y a un changement dans le comportement des poutrelles sous sollicitation de flexion quatre points. Quand on dit première fissuration, cela veut dire microfissuration, c'est à dire que ces fissures ne sont pas visibles ou apparentes, mais se déclenchent à l'intérieur du matériau (phénomènes non linéaires qui correspondent à une localisation de l'endommagement sur une ou plusieurs microfissures).

On sait à priori que le matériau contient déjà des microfissures causées par les variations de volume pendant l'hydratation de la pâte de ciment. Sous sollicitations, ses microfissures se développent et c'est là qu'interviennent nos mesures.

Cette notion de seuil n'est pas seulement un indice pour exprimer quantitativement les caractéristiques du mortier et/ou du béton à la fissuration, mais également une valeur importante qui peut servir de critère pour le calcul d'une structure.

Sur toutes les poutrelles observées à la rupture, une seule macrofissure apparaît, placée entre les deux points d'application des charges. La position de la fissure influence la forme de la courbe charges-flèches. Ceci occasionne une certaine dispersion sur la valeur de la flèche correspondante et explique en grande partie les dispersions constatées.

Il faut noter également que dès que la fissure devient apparente, la rupture se fait quasi-instantanément pour tous les mélanges sauf pour les poutrelles du BAPRFM ou les fibres créent une certaine ductilité.

Les tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 présentent les résultats de nos mesures à 7 jours sur les poutrelles réalisées avec les différents mélanges.

4.5.1.1. Les mortiers

Nous présentons dans le tableau 4.2 les valeurs des charges et flèches de première fissuration mesurées sur les poutrelles en mortier.

Nous remarquons que le mortier à base de granulat mixtes (concassés et roulés) noté MCR, présente le plus grand seuil d'élasticité.

| Type de mélange | MC | MR | MCR |
|------------------|------|------|------|
| $F_{F7} (KN)$ | 1,55 | 1,25 | 1,75 |
| $f_{F7} (\mu m)$ | 172 | 250 | 180 |

Tableau 4.2. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en mortiers)

4.5.1.2. Les bétons

Le tableau 4.3 expose les valeurs des charges et flèches de première fissuration des poutrelles en bétons.

La même remarque faite pour les mortiers revient dans le cas des bétons : c'est le BCR qui a les valeurs les plus élevées des charges et des flèches de première fissuration devant les bétons BC et BR.

| Type de mélange | BC | BR | BCR |
|------------------|------|------|------|
| $F_{F7} (KN)$ | 1,30 | 1,00 | 2,20 |
| $f_{F7} (\mu m)$ | 140 | 167 | 220 |

Tableau 4.3. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en bétons)

4.5.1.3. Les bétons spéciaux

Le tableau 4.4 présente les résultats des mesures des charges de première fissuration pour les différentes poutrelles en bétons spéciaux.

Le BAPRFM donne le plus grand seuil d'élasticité, par contre le plus faible revient pour le BAP.

| Type de mélange | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
|------------------|------|------|--------|------|
| $F_{F7} (KN)$ | 2.05 | 2.55 | 3.70 | 3.70 |
| $f_{F7} (\mu m)$ | 193 | 264 | 348 | 328 |

Tableau 4.4. Seuil d'élasticité : charges et flèches (poutrelles en bétons spéciaux)

4.5.2. Charges de rupture (normes américaines ASTM C78)

Les tableaux 4.5, 4.6 et 4.7 présentent les résultats des mesures des charges de rupture pour les différentes poutrelles confectionnées avec les mélanges des trois séries, soumises à un chargement statique en flexion quatre points.

L'indice F_{R7} correspond aux charges de ruptures à un âge de 7 jours.

4.5.2.1. Les mortiers

Le tableau 4.5 présente les résultats des mesures de la charge de rupture des trois mortiers étudiés.

| Type de mélange | MC | MR | MCR |
|-----------------|------|------|------|
| F_{R7} (KN) | 3,56 | 2,60 | 3,00 |

Tableau 4.5. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en mortiers

A partir de ce tableau nous remarquons que l'ordre de classement de ces charges est identique à celui des charges de rupture mesurées lors des essais de traction/flexion à 7 jours sur prismes $7 \times 7 \times 28$. L'ordre ascendant de ces charges est le suivant : MR, MCR et MC. Cet ordre est représenté sur la figure 4.12.

Remarquons que c'est toujours le mortier MR qui donne la plus faible charge ou résistance.

Le mortier MC présente la plus grande performance.

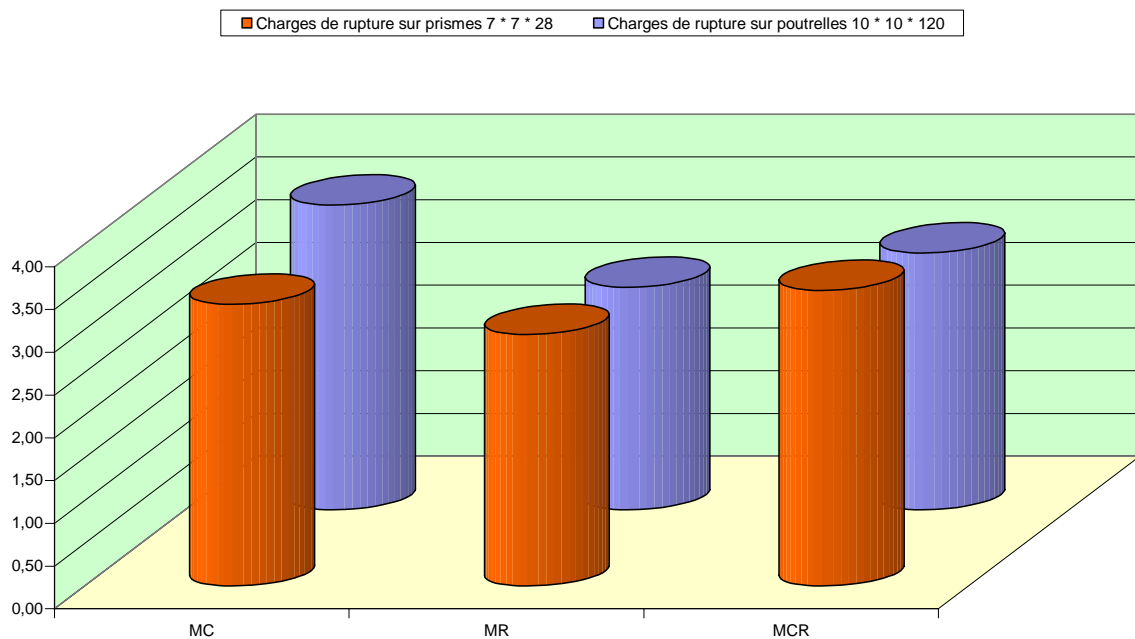


Figure 4.12. Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en mortiers à 7 jours

4.5.2.2. Les bétons

Le tableau 4.6 montre les résultats des charges de rupture obtenus à partir des poutrelles confectionnées avec les trois bétons.

On remarque toujours que la charge de rupture la plus faible est obtenue pour le béton à base de granulats roulés (BR), et la plus grande pour le béton à base de granulats concassés (BC).

La même remarque des mortiers s'applique pour les bétons : l'ordre de classement des charges de rupture en flexion quatre points sur poutrelles 10 × 10 × 120 cm et le même que celui obtenu pour les charges de rupture sur prisme 7 × 7 × 28 cm lors des essais de caractérisation classique à 7 jours. La figure 4.13 représente la variation de ces charges de rupture d'un béton à un autre.

| Type de mélange | BC | BR | BCR |
|-----------------|------|------|------|
| F_{R7} (KN) | 2,87 | 1,90 | 2,55 |

Tableau 4.6. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en bétons

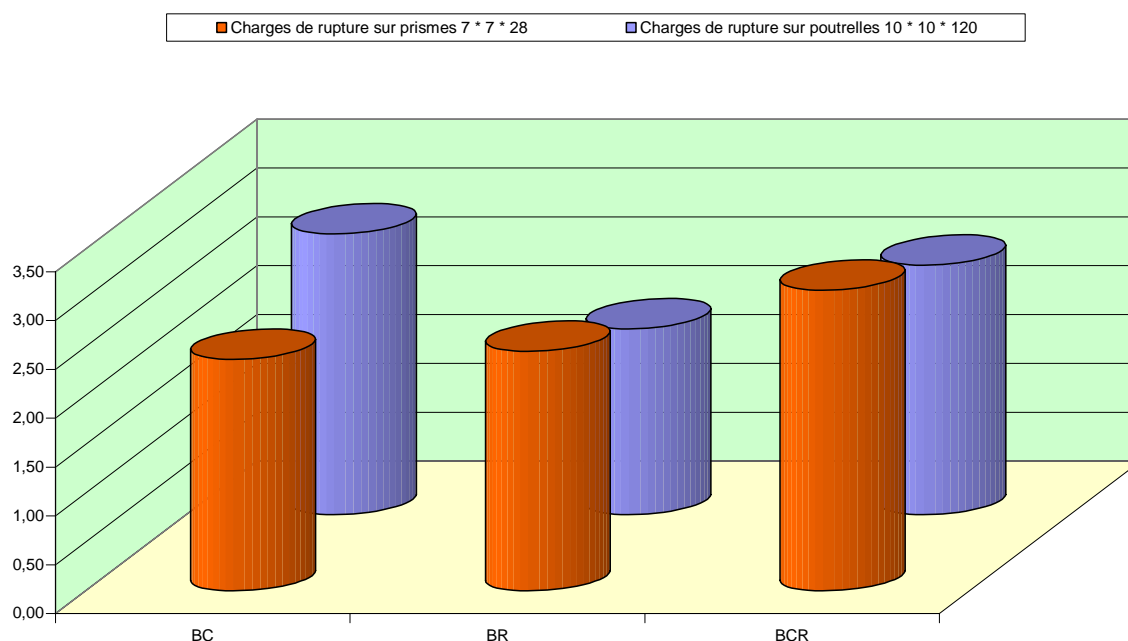


Figure 4.13 Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en bétons à 7 jours

4.5.2.3. Les bétons spéciaux

Le tableau 4.7 dévoile les résultats des charges de rupture propres aux poutrelles confectionnées avec les bétons spéciaux, sous sollicitation de flexion quatre points.

| Type de mélange | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
|-----------------|------|------|--------|------|
| F_{R7} (KN) | 3.80 | 4.80 | 5.00 | 4.40 |

Tableau 4.7. Charges de rupture à 7 jours sur poutrelles en bétons spéciaux

L'ordre des résistances à la traction par flexion sur prismes 7 × 7 × 28 cm à 7 jours de ces bétons et le même que celui de ces charges de rupture sur poutrelles. La figure 4.14 montre la variation de ces charges de rupture d'un mélange à un autre.

On remarque aussi que la charge de rupture varie selon les différents paramètres étudiés :

- Nature du béton : les bétons autoplaçants fibrés présentent une charge de rupture plus élevée que les bétons autoplaçants et le béton ordinaire de référence.
- Teneur des fines : les bétons avec un rapport Fillers/Liant important présentent des charges de rupture plus faibles.
- Introduction des fibres métalliques : les bétons autoplaçants renforcés de fibres métalliques ont des charges de rupture plus importantes que ceux sans fibres.

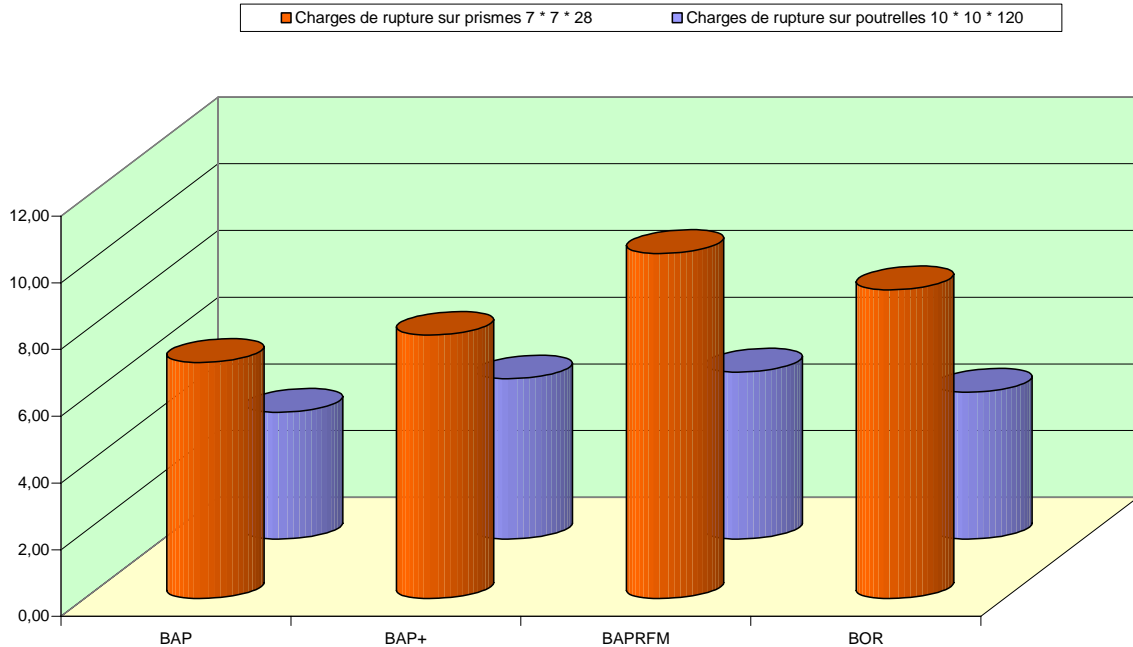


Figure 4.14. Variation des charges de rupture en flexion quatre points sur prismes et poutrelles en bétons spéciaux à 7 jours

Il faut noter la différence qui existe entre les charges de ruptures en flexion quatre points entre le BAP et le BOR, malgré que ces deux bétons aient, presque, les mêmes résistances à la compression.

4.5.3. Flèches de rupture à 7 jours

Les tableaux qui vont suivre (4.8, 4.9 et 4.10), présentent les valeurs des flèches de rupture notées f_{R7} , qui correspondent aux charges F_{R7} pour les poutrelles réalisées avec les dix mélanges.

4.5.3.1. Les mortiers

Le tableau 4.8 montre les résultats des mesures de flèches de rupture pour les différents mortiers.

On remarque à l'inverse des charges de rupture, le mortier MR présente la plus faible flèche de rupture et le mortier MC la plus grande.

| Type de mélange | MC | MR | MCR |
|------------------------|-----|-----|-----|
| $f_{R7} (\mu\text{m})$ | 429 | 511 | 325 |

Tableau 4.8. Flèches de rupture à 7 jours des éprouvettes en mortiers

4.5.3.2. Les bétons

Le tableau 4.9 présente les différentes flèches de rupture pour les différents bétons. On peut voir à partir de ce tableau que le béton BR donne la flèche la plus élevée comme pour les charges de rupture. Mais, c'est le béton BCR qui subit la plus faible flèche.

| Type de mélange | BC | BR | BCR |
|------------------------|-----|-----|-----|
| $f_{R7} (\mu\text{m})$ | 335 | 322 | 257 |

Tableau 4.9. Flèches de rupture à 7 jours des éprouvettes en bétons

4.5.3.3. Les bétons spéciaux

Le tableau 4.10 montre les valeurs des flèches de rupture pour les bétons spéciaux.

| Type de mélange | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
|------------------------|-----|------|--------|-----|
| $f_{R7} (\mu\text{m})$ | 360 | 469 | 478 | 389 |

Tableau 4.10. Flèches de rupture des éprouvettes en bétons spéciaux

On remarque que les poutrelles en BAP subissent les flèches de rupture les plus faibles. Par contre, les poutrelles en béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques (BAPRFM) subissent les flèches les plus élevées.

En plus, l'ordre de classement des flèches de rupture suit bien celui des charges correspondantes.

4.5.4. Module d'élasticité

Le module d'élasticité est déduit des montées charge-flèche, et ne correspond pas exactement à celui qu'on pouvait trouver, à partir des essais sous sollicitation de traction ou de compression. C'est un module d'élasticité instantané calculé au premier seuil.

Chaque valeur du module est la moyenne des valeurs obtenues sur cinq cycles de chargement sur une même poutrelle. L'essai est répété sur cinq poutrelles et on calcule la valeur moyenne et l'écart type de ces résultats :

$$E : \text{Ecart type} = 566$$

$$\text{Coefficient de variation} = 2,83 \%$$

Les tableaux 4.11, 4.12 et 4.13 présentent les valeurs des modules d'élasticité à 7 jours notés E_7 pour tous les mélanges.

4.5.4.1. Les mortiers

Le tableau 4.11 et la figure 4.15 exposent les différents modules d'élasticité mesurés sur les poutrelles en mortiers à 7 jours.

Le module d'élasticité est influencé par le type des granulats. On remarque que c'est le mortier MR qui possède le plus faible module, et le mortier MC le plus élevée.

L'ordre de classement de ces modules est le même que celui des charges de rupture sur les poutrelles à 7 jours, mais ne correspond pas à celui des charges de première fissuration.

| Type de mélange | MC | MR | MCR |
|-----------------|-------|-------|-------|
| E_7 (MPa) | 21333 | 18889 | 20444 |

Tableau 4.11. Module d'élasticité pour les éprouvettes en mortiers

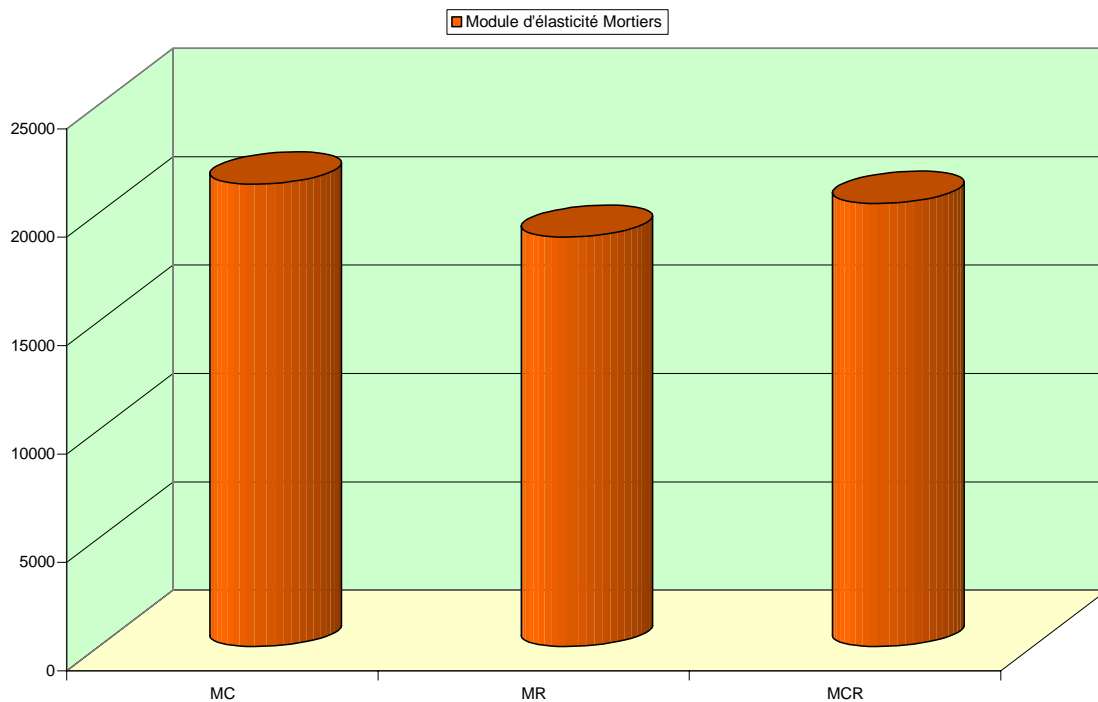


Figure 4.15. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en mortiers

4.5.4.2. Les bétons

Dans le tableau 4.12 et la figure 4.16, nous présentons les valeurs des modules d'élasticité des poutrelles en bétons.

Le module le plus faible reste pour les mélanges à base de granulat roulé BR, mais la valeur la plus élevée revient pour le béton à base de granulats mixtes (concassés et roulés) noté BCR.

| Type de mélange | BC | BR | BCR |
|-----------------|-------|-------|-------|
| E_7 (MPa) | 21467 | 19489 | 24489 |

Tableau 4.12. Module d'élasticité pour les poutrelles en bétons

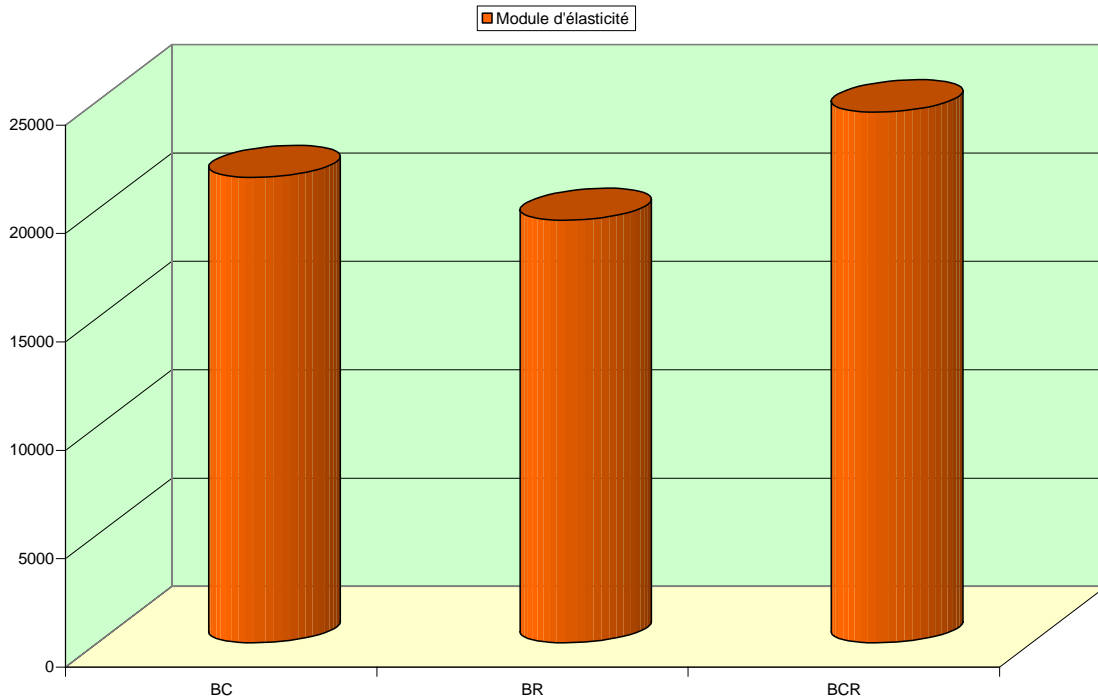


Figure 4.16. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en bétons

4.5.4.3. Les bétons spéciaux

Le tableau 4.13 et la figure 4.17 montre les valeurs des modules d'élasticité des poutrelles de bétons spéciaux.

On remarque que la valeur la plus élevée revient au béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques (BAPRFM). Les modules des autres mélanges restent du même ordre.

| Type de mélange | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
|-----------------|-------|-------|--------|-------|
| E_7 (MPa) | 24451 | 24634 | 27062 | 24283 |

Tableau 4.13. Module d'élasticité pour les poutrelles en bétons spéciaux

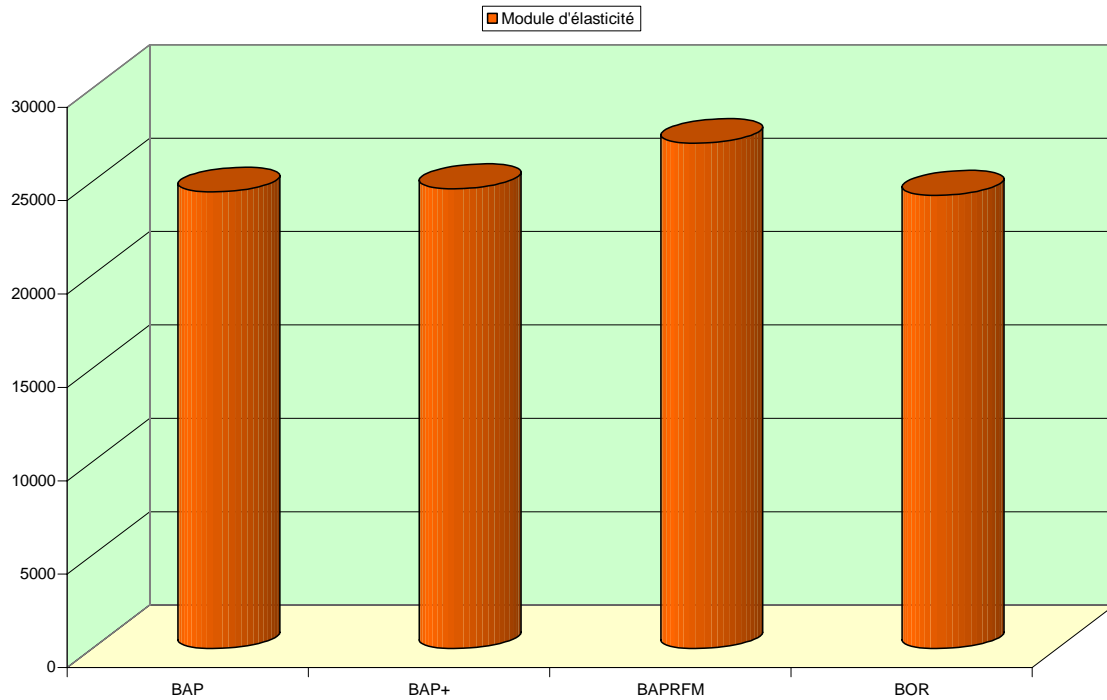


Figure 4.17. Variation des modules d'élasticité à 7 jours des poutrelles en bétons spéciaux

4.6. Discussions des résultats de caractérisation des poutrelles des différents mélanges

Pour mieux discuter les résultats de ces essais, nous avons regroupé dans le tableau 4.14 tous les résultats de cette caractérisation classique des poutrelles avec un rappel sur les propriétés les plus importantes, à notre avis, des différents mélanges.

4.6.1. Influence du type de granulats

Le meilleur seuil de fissuration est obtenu, en moyenne, pour les mélanges à base de granulats mixtes (MCR et BCR). Ceci revient certainement à la granulométrie du sable corrigé dont le module de finesse est de 2,5, valeur recommandée par les méthodes de formulation.

La présence de granulats issus de concassage dans une composition de mortier ou de béton, donne les meilleurs résultats.

Pour les mélanges contenant du sable concassé (MC, MCR, BC et BCR), on remarque que les seuils repérés F_{F7} et F_{R7} sont très éloignés l'un de l'autre, tandis que pour les mélanges à base d'un sable roulé de mer (MR et BR), ils sont proches, ce qui traduit une différence de comportement entre les deux interfaces pâte-granulats, car le sable roulé est dépourvu de fines, tandis que le sable concassé contient 10 % en masse de fines.

A propos des flèches de rupture, et concernant les mortiers qui peuvent être considérées comme des bétons non chargés (pas de gravier), on remarque que les mélanges à base de granulats roulés donnent les flèches de rupture les plus faibles. Par contre, les

bétons de même types présentent les flèches les plus grandes, et cela est dû à l'adhérence de l'interface matrice – gros granulats.

Donc, les flèches qui correspondent aux charges maximales sont fortement influencées par la différence des granulats.

Le module d'élasticité expérimental est influencé par le type des granulats. Il est plus important pour les mélanges contenant des granulats concassés que pour ceux à base de granulats roulés.

4.6.2. Influence des ajouts

Si on compare le béton autoplaçant (BAP) et le béton ordinaire de référence (BOR), on trouve que malgré qu'ils aient les mêmes résistances à la compression à 7 et 28 jours, le BOR l'emporte devant le BAP du point de vue résistances à la flexion. Remarquons aussi que la charge de première fissuration pour le BOR est très proche de la charge de rupture, mais le contraire est observé pour le BAP.

Les deux bétons ont presque les mêmes caractéristiques et des composants de mêmes natures (rapport G/S, dosage en ciment, rapport E/C, % d'air occlus, densité, diamètre maximal des granulats), mais la différence réside dans le fait que le BAP contient un volume de pâte plus important. C'est peut être le paramètre qui joue un rôle négatif sur la résistance à la flexion.

Le rapport $F/(C+F)$ n'a aucune influence sur le décalage entre les charges de première fissuration et les charges de rupture. Le rapport de ces deux charges est le même pour le BAP et le BAP+.

Une grande influence de l'introduction des fibres métalliques dans le béton autoplaçant sur la modification des seuils d'élasticité et de rupture en flexion quatre points est démontrée. Entre BAPRFM et BAP, le rapport des charges de ruptures est de l'ordre de 1,32 et celui de charges de première fissuration est de 1.8.

On remarque que les bétons autoplaçants (BAP) et (BAP+) présentent des rapports entre la charge de première fissuration et la charge de rupture du même ordre (0,54 et 0,53), et ils sont inférieurs à ceux du béton autoplaçant renforcé de fibres (BAPRFM) et du béton ordinaire de référence (BOR) (0,74 et 0,84 respectivement). Ceci traduit une différence de comportement entre ces différents mélanges.

Les BAP donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissuration et la charge de rupture par rapport aux autres bétons renforcés de fibres et ordinaire.

En résumé, les fibres et les fillers modifient le mécanisme d'endommagement sous sollicitation statique, la première fissuration est retardée, dans le cas de la présence des fibres, ces dernières jouent un rôle de couture sur les fissures ce qui augmente la charge maximale de ruine.

La présence des fibres et des fillers augmente fortement la résistance à la flexion, cette augmentation est de l'ordre respectivement de 40% et 35%. Les flèches correspondant aux charges maximales sont aussi augmentées.

Sur toutes les poutrelles observées à la rupture, une seule macrofissure apparaît, placée entre les deux points d'application des charges. La position de la fissure influence fortement les caractéristiques mesurées. Ceci occasionne une certaine dispersion sur la valeur de la flèche correspondante à la charge appliquée et explique en grande partie les dispersions constatées.

| Séries de mélanges | | Première série | | | Deuxième série | | | Troisième série | | | |
|---|--|----------------|-------|-------|----------------|-------|-------|-----------------|-------|--------|-------|
| | | MC | MR | MCR | BC | BR | BCR | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
| Caractéristiques des mélanges | <i>Volume de pâte (l/m3)</i> | 464 | 524 | 421 | 340 | 372 | 340 | 422 | 428 | 422 | 357 |
| | <i>C +F (kg/m3)</i> | 600 | 600 | 600 | 350 | 350 | 350 | 600 | 600 | 600 | 400 |
| | <i>F/(C+F)</i> | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,33 | 0,17 | 0,33 | 0 |
| | <i>G/S</i> | 0 | 0 | 0 | 1,60 | 2,37 | 2,00 | 1,01 | 1,01 | 0,98 | 1,07 |
| | <i>E/C</i> | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,53 | 0,44 | 0,53 | 0,57 |
| | <i>E/(C+F)</i> | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,35 | 0,37 | 0,35 | 0,57 |
| | <i>Affaissement (cm)</i> | 7 | 6 | 7 | 8 | 7 | 8 | - | - | - | 8 |
| | <i>Etalement (cm)</i> | - | - | - | - | - | - | 70 | 68 | 64 | |
| | <i>Densité</i> | 2,292 | 1,980 | 2,237 | 2,438 | 2,331 | 2,440 | 2,363 | 2,362 | 2,379 | 2,361 |
| | <i>Air occlus (%)</i> | 3,9 | 6,8 | 3,6 | 1,6 | 2,6 | 1,1 | 2,8 | 2,7 | 3,4 | 3,0 |
| <i>Diamètre max. granulats (mm)</i> | 4 | 0,5 | 4 | 25 | 20 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| Résistance sur éprouvettes normalisées | <i>RC 7 jours (16×32) cm (MPa)</i> | 13,75 | 12,37 | 16,54 | 12,37 | 12,60 | 11,67 | 15,30 | 18,69 | 15,25 | 14,50 |
| | <i>RC 28 jours (16×32) cm (MPa)</i> | 25,00 | 20,59 | 28,07 | 22,50 | 18,00 | 21,07 | 25,80 | 34,90 | 27,53 | 25,68 |
| | <i>Rt 7 jours (7×7×28) cm (MPa)</i> | 1,21 | 1,08 | 1,27 | 0,87 | 0,90 | 1,13 | 2,60 | 2,90 | 3,80 | 3,40 |
| | <i>Rt 28 jours (7×7×28) cm (MPa)</i> | 2,01 | 1,63 | 1,90 | 1,71 | 1,29 | 1,57 | 5,09 | 5,19 | 7,61 | 6,32 |
| Caractéristiques des poutrelles 10×10×120 cm en flexion quatre points à 7 jours | <i>Charge de rupture FR7 (KN)</i> | 3,56 | 2,60 | 3,00 | 2,87 | 1,90 | 2,55 | 3,80 | 4,80 | 5,00 | 4,40 |
| | <i>Charge de 1ère fissuration Ff7 KN)</i> | 1,55 | 1,25 | 1,75 | 1,30 | 1,00 | 2,20 | 2,05 | 2,55 | 3,70 | 3,70 |
| | <i>Rapport Ff7 / FR7</i> | 0,44 | 0,48 | 0,58 | 0,45 | 0,53 | 0,86 | 0,54 | 0,53 | 0,74 | 0,84 |
| | <i>Flèche de rupture fr7 (µm)</i> | 429 | 511 | 325 | 335 | 322 | 257 | 360 | 469 | 478 | 389 |
| | <i>Flèche de 1ère fissuration ff7 (µm)</i> | 172 | 250 | 180 | 140 | 167 | 220 | 193 | 264 | 348 | 328 |
| | <i>Module d'élasticité (MPa)</i> | 21333 | 18889 | 20444 | 21467 | 19489 | 24489 | 24451 | 24634 | 27062 | 24283 |

Tableau 4.14. Propriétés importantes de tous les mélanges

4.7. Conclusion

Ce chapitre a successivement abordé les points suivants :

- Il présente en détail, les méthodologies d'essais pour apprécier et mesurer les différentes caractéristiques sous sollicitations monotones, et les modes opératoires suivis dans ces essais.
- Deux types de granulats pour chaque mortier et béton sont comparés.
- Pour chacun des ajouts (fillers et fibres métalliques), deux bétons spéciaux sont à chaque fois comparés.

Les différentes mesures qu'on a effectué à 7 jours, sur toutes les poutrelles des différents mélanges, et sous sollicitation de flexion quatre points, sont :

- Charges de première fissuration ;
- Flèches de première fissuration ;
- Charges de rupture ;
- Flèches de rupture ;
- Modules d'élasticité.

Après cette caractérisation on peut donner quelques remarques :

- Le mortier MC, présente la plus grande résistance en flexion quatre points par rapport aux deux autres mortiers, et en même temps une grande aptitude à se déformer (grandes flèches);
- Pour les bétons, le BCR l'emporte du point de vue résistance ;
- Les mélanges à base de granulats mixtes (concassés et roulés), donnent le plus grand seuil d'élasticité ;
- Les résistances à la flexion à 7 jours sont notablement améliorées pour l'association BAP – fibres métalliques et pour des dosages élevés de fillers, donc, une énergie à la rupture supérieure à celle du BAP ;
- Un comportement différent à la fissuration entraînant un retard notable à la fissuration franche concernant les bétons renforcés des fibres.
- Les caractéristiques obtenues par l'essai statique (charge de rupture, flèche de rupture, charge de première fissuration et flèche de première fissuration) donnent des indication sur l'endommagement du matériau sous sollicitation mécanique. Elles peuvent être utilisées comme référence pour définir des seuils d'endommagement.

A la fin, on peut dire que les résultats de cette caractérisation auront une grande importance lors de l'étude du comportement différé de tous les mélanges en flexion pure. Cette étude sera présentée dans le chapitre 5 qui suit.

CHAPITRE 5

CHAPITRE 5

ETUDE DU COMPORTEMENT
ETUDE DU COMPORTEMENT
DIFFEREDES VARIETES
DE BETONS EN FLEXION

5. ETUDE DU COMPORTEMENT DIFFERE DES VARIETES DE BETONS EN FLEXION

5.1. Introduction

L'importance de la prise en compte du fluage dans les calculs des structures en béton a conduit à la réalisation de nombreux travaux théoriques et expérimentaux sur cette question. Cependant, du fait de la complexité des dispositifs d'essais multiaxiaux, des comparaisons entre modélisations du fluage du béton et expériences n'ont pu être faites, pour l'essentiel, que dans le cadre uniaxial. Les expériences réalisées, concernant surtout les sollicitations en compression, celles en traction ou en flexion sont rares.

Notre étude bibliographique (chapitre 1), nous a montré que les paramètres de composition ayant une grande influence sur le fluage des bétons sont : le volume des granulats, leurs types, leurs tailles et le volume de la pâte. D'autres paramètres en relation avec la mise en charge tels que : l'âge et le taux de chargement, ont aussi une influence prépondérante sur ce phénomène.

Les bâtis d'essai en flexion quatre points, exposés dans le chapitre 2, permettent d'effectuer une étude du fluage de différents mélanges à matrice cimentaire, et en variant n'importe quel paramètre.

Justement, dans ce chapitre, nous allons présenter une des parties les plus importantes de notre travail expérimental : c'est l'étude du fluage des variétés de bétons sous sollicitation de flexion pure.

Des poutrelles de dimensions $10 \times 10 \times 120$ cm, fabriquées avec les mélanges de mortiers, bétons et bétons spéciaux, sont soumises, dès l'âge de 7 jours, à des charges maintenues avec différents taux : 0 %, 25 % et 45 % de leurs charges de rupture déterminées au même âge, lors de l'étude du comportement statique en flexion pure (chapitre 4).

Pour l'étude des paramètres de composition, nous avons orienter notre étude comme suit :

- Pour les mortiers et bétons, nous allons tenter d'étudier l'influence du type de granulat sur le fluage,
- Une comparaison entre mortiers et bétons correspondants nous permettra de montrer l'effet que peut engendrer le diamètre maximal du granulat sur le comportement différé sous charge maintenue des mélanges à matrice cimentaire.
- En ce qui concerne les bétons spéciaux, nous allons étudier l'influence du volume de pâte, de la quantité de fillers et de l'introduction des fibres métalliques sur leur fluage.

Le but principal de cette partie de la recherche présentée dans ce chapitre est multiple :

- D'abord, montrer qu'on est capable d'étudier expérimentalement le comportement différé de différents mélanges à matrice cimentaire,
- Contribuer à l'enrichissement de la banque de données expérimentales sur le fluage des variétés de bétons à base de matériaux locaux.
- Apporter des explications sur le comportement observé en faisant sa liaison avec les résultats des essais de caractérisation (sur éprouvettes normalisées et sur poutrelles),

- Fournir des informations sur l'influence de la nature du béton, du type des granulats, de leurs tailles, du rapport *Fillers/Liant* et du volume de la pâte liante sur le comportement différé du béton, ainsi que l'influence du taux de chargement sur la modification des réponses et de la microstructure du matériau. Ces facteurs seront étudiés séparément tandis que les autres variables sont maintenues fixes,

- Sensibiliser les gens, et leur montrer qu'il est primordial d'estimer correctement les déformations différées au stade de la conception de l'ouvrage, pour minimiser leurs effets, d'où l'intérêt de maîtriser les méthodes de prévisions théoriques et surtout, les développer pour le béton local. Justement, le fait que sous une sollicitation maintenue constante, les déformations différées qui en résultent sont, le plus souvent, supérieures aux déformations instantanées (environ le triple), signifie qu'il est indispensable de les prendre en compte. De même, il importe de suivre l'évolution des ouvrages déjà construits pour pouvoir y intervenir à temps lorsque la situation l'exige, d'où la nécessité de perfectionner les techniques d'investigation et d'observation.

Commençons d'abord par rappeler l'état des connaissances sur le fluage du béton.

5.2. Etat des connaissances

La prédiction des déformations différées du béton est d'une importance prépondérante dans l'étude de la durabilité et de l'aptitude au fonctionnement à long terme des structures en béton (ponts, enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires ...). En effet, elles peuvent être à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et mêmes, rarement, de la ruine de l'ouvrage.

*Une de ces déformations est le **fluage**, qui est un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé [Tamtsia et Beaudoin, 2000], compte tenu de sa dépendance d'un nombre considérable de facteurs. Il occupe des chercheurs et des théoriciens depuis longtemps, et a fait l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications. Certains d'entre eux l'attribuent au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillettes du CSH sous l'effet des contraintes appliquées. D'autres estiment qu'il est dû au mouvement de ces feuillettes ou lamelles. Une interprétation plus réaliste met en jeu aussi bien le mouvement des molécules d'eau que le glissement des particules solides (lamelles ou feuillettes) simultanément, car le CSH et l'eau forment une structure solidaire.*

La majorité des études expérimentales a porté sur le fluage en compression. Pour le cas de la traction ou la flexion, très peu d'études en existent dans la littérature. Pourtant, la connaissance précise du fluage en traction est importante pour estimer la fissuration due au retrait de dessiccation et/ou au retrait thermique [Ostergaard et al., 2001]. Cela a une grande conséquence lorsque ces déformations de retrait sont gênées, ce qui est le cas lors de la réparation d'ouvrages par remplissage d'un béton frais [Shambira et Nounu, 2001] ou lors des reprises de bétonnage [Granger, 1996]. En plus, la capacité d'adaptation de la déformation du béton dans des conditions de retrait gêné est en grande partie tributaire de son potentiel de fluage en traction, une propriété inconnue des concepteurs et ignorée dans les codes pratiques.

Plusieurs auteurs ont montré que le fluage en traction constitue une propriété significative du matériau qui ne saurait être perçue que comme phénomène marginal. Ces mêmes auteurs indiquent que les coefficients de fluage en traction, qui correspondent au rapport entre la déformation de fluage à long terme déterminée par extrapolation et la déformation élastique instantanée, varient entre 1 et 7 selon le matériau et les conditions d'essai [Bissonnette et Pigeon, 2000].

Les complaisances du fluage propre en compression et en traction semblent être du même ordre de grandeur [Brooks et Neville, 1977]. Les résultats expérimentaux montrent que la déformation de fluage en traction dépend fortement du rapport e/c [Bissonnette et Pigeon, 1995], de la température [Hauggaard et al., 1999] et surtout de l'âge de chargement [Ostergaard et al., 2001], comme dans le cas de la compression.

A ce stade, l'existence de plusieurs contradictions oblige les chercheurs à se demander si le fluage spécifique en traction et le fluage spécifique en compression sont différents de façon suffisamment importante pour justifier l'étude du phénomène en traction, dont l'expérimentation est complexe et fastidieuse.

Quelques auteurs ont montré que l'essai de flexion qui est simple et moins coûteux, permettra de lier les déformations de fluage en compression avec celle de la traction.

Parlant maintenant des paramètres ayant une grande influence sur le fluage. Dans la plupart des recherches, le fluage a été étudié empiriquement dans le but de déterminer comment il est affecté par les différentes propriétés du béton. La difficulté dans l'interprétation de beaucoup de données disponibles, survient du fait que dans la formulation du béton, généralement, il est difficile de changer un facteur sans changer ou altérer au moins un autre. Par exemple, la compacité et le rapport $\frac{E}{C}$, pour une maniabilité donnée, varient en même temps.

D'abord, il faut noter que c'est la pâte de ciment qui subit vraiment le fluage, le rôle des granulats dans le béton est principalement de le restreindre ; en effet, la majorité des roches fournissant des granulats ne fluent pas dans le domaine des contraintes qui sont appliquées au béton. En considérant le béton comme un matériau composite à deux phases : pâte de ciment d'une part, granulats d'autres part, on peut prévoir que l'influence de ceux-ci sur les déformations différées sera double :

- par la quantité qui modifie la part viscoélastique que constitue la pâte de ciment ;
- par la qualité : rigidité surtout, mais aussi forme, dimension, porosité et adhérence.

Les premiers essais (1933-1937) ayant fait varier la quantité de granulat g ont eu des résultats contradictoires, parce que les auteurs opéraient à résistance ou à maniabilité constante. Le fluage est, par conséquent, fonction du volume de la pâte de ciment dans le béton, mais la relation n'est pas linéaire. En opérant à $\frac{E}{C}$ constant, pour ne pas modifier les caractéristiques de la pâte (ce qui réduit la plage de variation de g), on a pu retrouver la loi suivante établie par (Picket, 1956) [Bruneau, 1978] :

$$\log \frac{C_p}{C} = \alpha \cdot \log \frac{1}{1 - g - u}$$

où : C_p est le fluage de la pâte pure du ciment de même qualité que celle utilisé dans le mélange,

C est le fluage du béton,

u est le volume du ciment non hydraté

α est donné par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{3(1 - \mu)}{1 + \mu + 2(1 - 2\mu_g) \frac{E}{E_g}}$$

où : μ_g est le coefficient de Poisson des granulats,

μ est le coefficient de poisson du béton,

E_g module d'élasticité des granulats,

E module d'élasticité du béton.

Cette relation s'applique aux bétons à base de granulats habituels et de granulats légers [Neville et Rutledge, 1966].

Des éprouvettes de pâte pure ($g=0$) et de mortier chargées à 14 jours sous un rapport contrainte/résistance de 0,50 en atmosphère saturée (flUAGE à 28 jours). Le flUAGE c suit assez bien la relation : $\log c = a + b \cdot \log \frac{1}{1-g}$ dans le domaine testé : 0 à 75% de granulats [Bruneau, 1978].

Quelques chercheurs expliquent la relation entre le flUAGE du béton et son contenu en granulat (volume du ciment non hydraté ignoré). On a noté de leurs résultats que dans la majorité des mélanges ordinaires, la variation dans le contenu en granulat est limitée, mais une augmentation de celui-ci de 65 % à 75 %, peut diminuer le flUAGE du béton de 10 %.

La qualité, la dimension maximale, et la forme du granulat ont été suggérées comme facteurs influant sur le flUAGE. En effet, puisque les granulats constituent un facteur restrictif au développement du flUAGE, ce n'est pas seulement l'augmentation du pourcentage des granulats dans la composition du béton qui donne cet effet, mais aussi de leurs dimensions maximales. L'état de surface des granulats (dureté, adhérence et rugosité), comprend aussi une importance considérable dans la modification de la phase viscoélastique que constitue la pâte de ciment. L'interface entre granulats et pâte de ciment peut aussi affecter le flUAGE à travers la production de microfissures à ce niveau.

Il y a aussi quelques propriétés physiques qui influent sur le flUAGE du béton. Il n'y a pas de doute que le module d'élasticité du granulat contrôle l'importance du flUAGE qui peut se produire. En effet, ce dernier est probablement le facteur le plus important. Chaque fois que le module d'élasticité des granulats augmente, le flUAGE de la pâte de ciment diminue, ceci est évident de l'expression de (α) donnée ci-dessus.

A concentration fixée, l'influence du type de granulats s'explique essentiellement par sa déformabilité; moins il est rigide, moins il s'oppose aux déformations différées de la pâte. Cette influence est du même ordre que celle constaté sur la déformation instantanée, sauf pour le grès, granulat viscoélastique. Il est à noter que le flUAGE ne dépend pas uniquement de la déformabilité des granulats mais également de leur porosité.

La porosité des granulats a été trouvée aussi comme facteurs influant sur le flUAGE du béton, mais à chaque fois que la porosité des granulats est grande, leurs modules d'élasticité sont faibles, donc, il est possible que la porosité ne soit pas un facteur indépendant influant sur le flUAGE. La présence des pores dans les granulats exerce une influence sur l'état hygrométrique interne du béton, et sur les mouvements de migration d'eau. D'un autre côté, les chercheurs ont remarqué que la porosité du granulat, et même plus, son absorption, jouent le rôle direct dans le transfert d'humidité dans le béton ; ce transfert peut être associé au flUAGE, et produit ainsi les conditions favorables au développement du flUAGE de dessiccation. C'est peut être l'explication de la grandeur du flUAGE initial qui se produit dans le cas d'utilisation de granulats légers, gâchés dans une ambiance sèche.

Donc, les bétons fabriqués avec différents granulats présentent des fluages de grandeurs variables. Il est remarqué que le flUAGE du béton peut augmenter du simple au double ou plus, suivant le type de granulats utilisés dans sa composition.

A cause des grandes variations dans les types minéralogiques et pétrographiques des différents granulats, il est impossible de faire une prévision générale sur l'amplitude du flUAGE du béton.

Cependant, les données illustrées dans la référence [Troxell et Raphael, 1958] sont d'une importance considérable. Après 20 ans de conservation dans un milieu où HR=50%, le flUAGE du béton réalisé avec des granulats de grès a été plus de deux fois plus

important que celui du béton à base de granulats calcaires. Les travaux de [Kordina, 1960] ou des cylindres de béton $\Phi 20 \times 80$ cm chargés à 28 jours au tiers de leur résistance en ambiance constante : 20 °C et 65% H.R. Dans le cas du grès, matériau qui flue dans le domaine des contraintes appliquées au béton, les déformations différées sont trois fois plus grandes qu'avec les autres granulats.

Une grande différence entre les fluages des bétons réalisés avec différents types de granulats, a été trouvée par Rücsh et al.. Après 18 mois de chargement, et une HR de 65 %, la valeur maximale du fluage est 5 fois plus grande que la valeur minimale ; les granulats dans l'ordre croissant du fluage sont : basalte, quartz, gravier, marbre et granite, et enfin le grès.

En ce qui concerne l'influence du volume de la pâte du liant, certains résultats sont contradictoires. En effet, Domone (1971) a observé que le fluage en traction augmente avec l'accroissement du volume de la pâte, comme le cas de la compression. Par contre, El-Baroudy (1940), ainsi que Ward et Cook (1969) ont constaté un accroissement du fluage en traction avec une diminution du volume de pâte. Ces dernières observations sont confirmées par les essais de Bissonnette (1996) [Bissonnette et Pigeon, 1996].

Il faut noter que, dans les bétons, le fluage provient de la pâte de ciment, les granulats utilisés ne présentant pas, ou que très peu, de fluage. Les granulats, comme pour le séchage, jouent un rôle de retenue.

Il a été démontré [Neville, 1996], pour un même rapport eau/ciment, que le fluage en compression augmente lorsque la teneur en pâte augmente. Neville propose la relation suivante où ε_f représente le fluage du béton, ε_f^p le fluage de la pâte qui le constitue, g la fraction volumique de granulats, et u la fraction volumique de ciment non hydraté.

$$\log \frac{\varepsilon_f^p}{\varepsilon_f} = \alpha \log \frac{1}{1-g-u} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{3(1-\mu)}{1+\mu+2(1-2\mu_g)\frac{E}{E_g}}$$

μ_g et μ sont respectivement les coefficients de Poisson du granulat et du béton et E_g et E leurs modules élastiques.

Ne perdons pas de vue que la variation de la fraction volumique en granulats d'un béton ordinaire varie peu. Lorsqu'elle passe de 65% à 75%, le fluage décroît seulement de 10% [Neville, 1996]. Par contre cette propriété peut être importante pour des bétons spéciaux tels que les bétons projetés ou les bétons autonivelants ou autoplaçants qui sont caractérisés par une plus faible teneur en granulats. Ils présenteront donc un fluage et un retrait en principe plus importants.

A ce stade, il est peut être approprié de considérer les effets de la contrainte appliquée. D'abord, il faut signaler que ce phénomène est proportionnel à la contrainte jusqu'à 50 à 60 % de la résistance en compression ou en traction, à l'exception des spécimens chargés à leur très jeune âge [Bierwirth et al., 1994], [Li, 1994], [Neville, 2000], [Mazzotti et Savoia, 2001]. Au-delà de cette limite, il semble que la relation s'éloigne de la linéarité en raison de l'endommagement progressif du lien pâte-granulat. Cette déformation devient beaucoup plus élevée, que celle prédite par la théorie de la viscoélasticité linéaire. Dès que la contrainte dépasse 85 % de la résistance, la rupture se produit inévitablement après quelques minutes [Li, 1994]. Avant que la rupture ne se produise, on observe une croissance rapide des fissures macroscopiques [Li, 1994], [Mazzotti et Savoia, 2001]. La déformation latérale augmente alors plus rapidement que la

déformation longitudinale, ce qui se traduit par une augmentation rapide du coefficient de Poisson.

Il est connu que la microfissuration a lieu dans les spécimens de béton en compression à un rapport $\frac{\text{Contrainte}}{\text{résistance}}$ s'étendant entre 0,4 et 0,6, et il ne faut pas être surpris, par le fait que quand les fissures apparaissent, le comportement du fluage change aussi. Il est possible que le début de fissuration dépend du degré d'hétérogénéité du béton ; par exemple, les mortiers sont moins hétérogène que les bétons qui contiennent une plage de dimensions des granulats, et présentent une proportionnalité remarquable entre le fluage et le rapport $\frac{\text{Contrainte}}{\text{résistance}}$, jusqu'à une limite élevée, environ 0,85 [Neville, 2000].

Il apparaît juste de conclure que dans le domaine des contraintes de service, la proportionnalité entre le fluage est la contrainte demeure bonne, c'est pour cela, les modèles de prédiction supposent ça.

D'autres chercheurs confirment que l'hypothèse de linéarité entre contrainte appliquée et déformation de fluage est valable pour un rapport $\frac{\text{Contrainte}}{\text{résistance}} < 0,4$ à 0,5. Ce seuil est fonction de l'âge. Au-delà de 75 % de la résistance, l'essai sous chargement permanent conduit, à terme, à la rupture.

D'après **L'Hermite**, la déformation totale (retrait + fluage) reste proportionnelle à la charge même lorsque celle-ci est élevée. Pour les charges faibles la déformation de retrait est prépondérante sur la déformation du fluage. Il conclut qu'il n'y a pas additivité entre le fluage et le retrait mais combinaison entre les deux phénomènes. D'après **Dutron**, la proportionnalité paraît admissible tant que la contrainte appliquée est comprise entre 30 et 40 % de la contrainte de rupture à l'âge du chargement.

D'après **Houari**, une conclusion importante reste : s'il peut y avoir superposition des phénomènes mécaniques, les déformations et les flèches observées sur le matériau ne se combinent pas aussi simplement. Toujours d'après le même auteur, les essais de flexion montrent que la flèche de fluage est beaucoup plus faible, pour des taux de chargement calculés en référence à la charge de première fissuration. Néanmoins, il apparaît que pour estimer le fluage en flexion, la seule connaissance de fluage uniaxial n'est pas suffisante, il conviendrait d'y intégrer un couplage avec le retrait et la fissuration [Houari, 1993].

Concernant les bétons autoplaçants, les résultats de quelques études laissent penser que le BAP peut être aussi bien que le béton ordinaire, un matériau de structures plus performant. Il convient, cependant, à vérifier l'emploi de tels matériaux pour des structures fléchies sous charge maintenue. Les différentes recherches sur la durabilité du BAP se limitent à le comparer avec un béton vibré traditionnellement (BV) ayant des composants de même nature. Concernant leurs compositions, les principales différences entre les deux types de béton sont le volume de pâte et le dosage en superplastifiant, plus important pour les BAP, et l'emploi éventuel d'un agent de viscosité dans ces derniers.

Dans la littérature, une question reste souvent posée : à résistance mécanique égale, le béton autoplaçant est-il aussi durable que le béton vibré traditionnellement employé jusqu'alors ?

Remarquons aussi, que toutes les études faites sur les BAP dans le monde entier, le comparent avec le béton ordinaire, en opérant à résistances égales.

Et à notre tour, nous posons une question dont on cherchera la réponse dans ce chapitre : à résistances mécaniques égales, le BAP présente-t-il le même fluage en flexion que le béton vibré ? Et à la limite est-ce qu'ils auront les mêmes lois d'évolution ?

Ce rappel a présenté les grandes lignes sur les travaux antérieurs qui concernent les paramètres choisis dans notre recherche expérimentale sur le fluage du béton. On a remarqué que le mode de sollicitation ne dépasse pas le type monoaxial, et spécialement en compression simple.

5.3. Caractéristiques des essais de fluage

Le comportement en fonction du temps est étudié expérimentalement sous différentes contraintes en flexion.

L'essai de fluage consiste à soumettre un échantillon à un état de contrainte permanent et constant.

Plusieurs compositions différentes (au nombre de dix) sont utilisées.

Toutes les poutrelles destinées aux essais de fluage ont été conservées, après décoffrage à 24 heures, dans leurs atmosphères définitives ($T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, $\text{HR} = 55 \pm 5\%$). L'âge de la mise en charge est de 7 jours, et celui de la décharge est de 90 jours.

Notons que dans cette étude, il n'y a pas de séparation entre le fluage propre et le fluage de dessiccation.

5.3.1. Chargement appliqué et réponse prévue

Le type de chargement est illustré sur la figure 5.1. Il correspond au schéma statique illustré dans le chapitre 2, où on a exposé le dispositif d'essai de fluage en flexion quatre points, mis en place au niveau de notre laboratoire (LMDC de l'université Mentouri de Constantine).

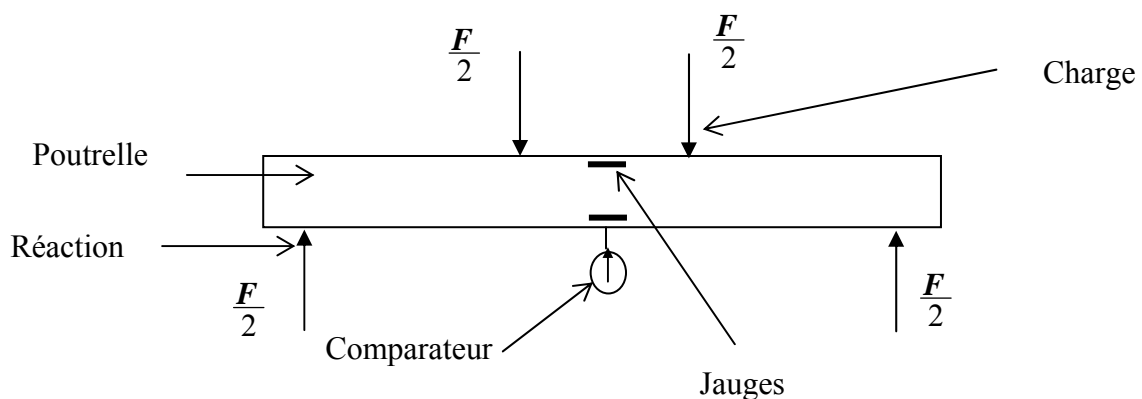


Figure 5.1. Type de chargement de fluage

Les figures 5.2 et 5.3 montrent les différentes montées et descentes des charges, pour les deux taux de chargement à appliquer dans notre étude du fluage, et pour tous les mélanges choisis.

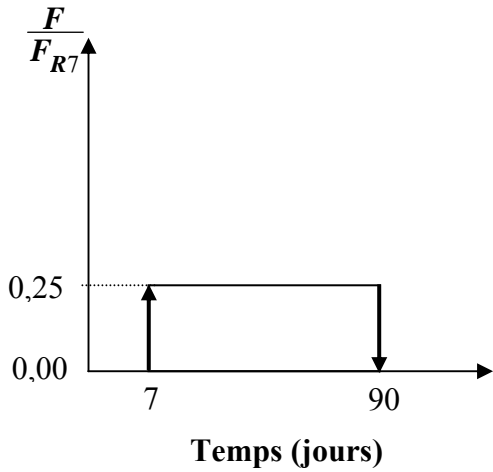


Figure 5.2. Chargement à 25 % de la charge de rupture à 7 jours et déchargement à 90 jours

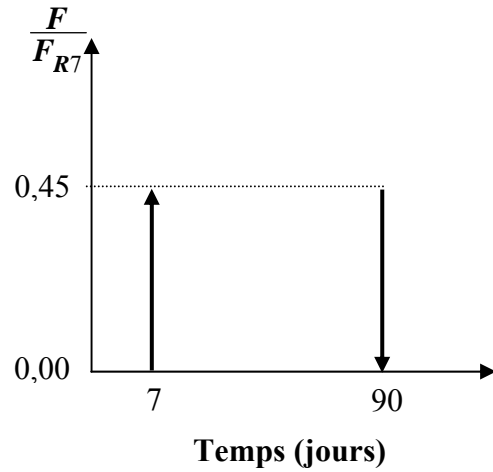


Figure 5.3. Chargement à 45 % de la charge de rupture à 7 jours et déchargement à 90 jours

La figure 5.4 présente la réponse en flèche mesurée à la mi-portée de la poutrelle, par l'intermédiaire d'un comparateur ou des jauges de déformations.

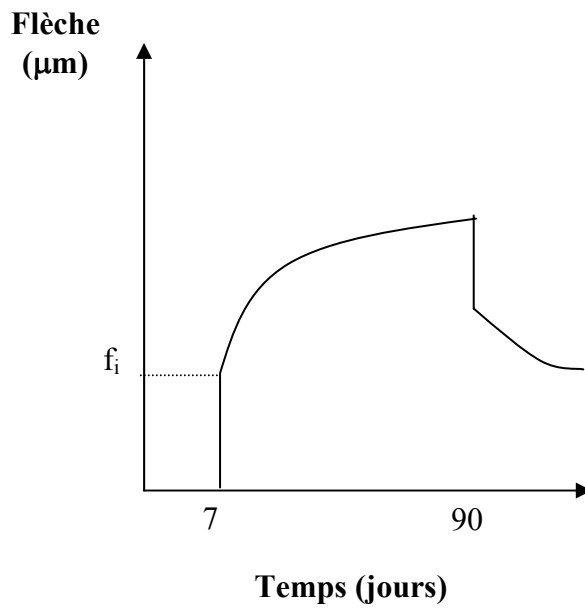


Figure 5.4. Réponse en flèche à mi-portée

5.3.2. Paramètres de l'étude

Cette étude est menée en tenant compte de différentes variables et constantes :

5.3.2.1. Les variables

Elles sont divisées en deux types de paramètres :

a. Paramètres de chargement :

- le taux de chargement : 0%, 25% et 45 % de la charge de rupture à 7 jours.

b. Paramètres de composition :

- le type de granulats (concassés et roulés),
- le diamètre maximal des granulats de même type,
- La nature du béton (béton autoplaçant ou béton ordinaire),
- l'introduction des fibres métalliques dans le BAP (0,5 % de son volume total),
- le rapport F/L (filler/liant) : 0,17 et 0,33.

5.3.2.2. Les Constantes

Elles sont réparties en trois types :

a. Paramètres de chargement :

- Age du matériau lors du chargement : 7 jours
- Age du matériau lors du déchargement : 90 jours.

b. Paramètres de composition :

- Dosage en liant constant pour le même type de mélanges.

c. Paramètres d'environnement :

- la température : $20 \pm 2^\circ\text{C}$,
- l'humidité relative : $55 \pm 5\%$.

5.3.3. Caractéristiques des matériaux testés

Les matériaux testés sont ceux présentés dans les chapitres 3 et 4. Une caractérisation préliminaire du comportement mécanique a été réalisée :

- caractérisation classique sur éprouvettes normalisées cylindriques (16×32 cm) et prismatiques ($7 \times 7 \times 28$ cm),
- comportement statique sous chargement monotone en flexion pure.

Nous rappelons dans le tableau 5.1 les caractéristiques des matériaux testés.

| Séries de mélanges | | Première série | | | Deuxième série | | | Troisième série | | | |
|---|-------------------------------------|----------------|-------|-------|----------------|-------|-------|-----------------|-------|--------|-------|
| | | MC | MR | MCR | BC | BR | BCR | BAP | BAP+ | BAPRFM | BOR |
| Caractéristiques des mélanges | Volume de pâte (l/m ³) | 464 | 524 | 421 | 340 | 372 | 340 | 422 | 428 | 422 | 357 |
| | C + F (kg/m ³) | 600 | 600 | 600 | 350 | 350 | 350 | 600 | 600 | 600 | 400 |
| | F/(C+F) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,33 | 0,17 | 0,33 | 0 |
| | G/S | 0 | 0 | 0 | 1,60 | 2,37 | 2,00 | 1,01 | 1,01 | 0,98 | 1,07 |
| | E/C | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,53 | 0,44 | 0,53 | 0,57 |
| | E/(C+F) | 0,45 | 0,55 | 0,44 | 0,65 | 0,74 | 0,65 | 0,35 | 0,37 | 0,35 | 0,57 |
| | Affaissement (cm) | 7 | 6 | 7 | 8 | 7 | 8 | - | - | - | 8 |
| | Étalement (cm) | - | - | - | - | - | - | 70 | 68 | 64 | |
| | Densité | 2,292 | 1,980 | 2,237 | 2,438 | 2,331 | 2,440 | 2,363 | 2,362 | 2,379 | 2,361 |
| | Air occlus (%) | 3,9 | 6,8 | 3,6 | 1,6 | 2,6 | 1,1 | 2,8 | 2,7 | 3,4 | 3,0 |
| Diamètre max. granulats (mm) | 4 | 0,5 | 4 | 25 | 20 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| Résistance sur éprouvettes normalisées | RC 7 jours (16×32) cm (MPa) | 13,75 | 12,37 | 16,54 | 12,37 | 12,60 | 11,67 | 15,30 | 18,69 | 15,25 | 14,50 |
| | RC 28 jours (16×32) cm (MPa) | 25,00 | 20,59 | 28,07 | 22,50 | 18,00 | 21,07 | 25,80 | 34,90 | 27,53 | 25,68 |
| | Rt 7 jours (7×7×28) cm (MPa) | 1,21 | 1,08 | 1,27 | 0,87 | 0,90 | 1,13 | 2,60 | 2,90 | 3,80 | 3,40 |
| | Rt 28 jours (7×7×28) cm (MPa) | 2,01 | 1,63 | 1,90 | 1,71 | 1,29 | 1,57 | 5,09 | 5,19 | 7,61 | 6,32 |
| Caractéristiques des poutrelles 10×10×120 cm en flexion quatre points à 7 jours | Charge de rupture FR7 (KN) | 3,56 | 2,60 | 3,00 | 2,87 | 1,90 | 2,55 | 3,80 | 4,80 | 5,00 | 4,40 |
| | Charge de 1ère fissuration Ff7 KN) | 1,55 | 1,25 | 1,75 | 1,30 | 1,00 | 2,20 | 2,05 | 2,55 | 3,70 | 3,70 |
| | Rapport Ff7 / FR7 | 0,44 | 0,48 | 0,58 | 0,45 | 0,53 | 0,86 | 0,54 | 0,53 | 0,74 | 0,84 |
| | Flèche de rupture fr7 (µm) | 429 | 511 | 325 | 335 | 322 | 257 | 360 | 469 | 478 | 389 |
| | Flèche de 1ère fissuration ff7 (µm) | 172 | 250 | 180 | 140 | 167 | 220 | 193 | 264 | 348 | 328 |
| | Module d'élasticité (MPa) | 21333 | 18889 | 20444 | 21467 | 19489 | 24489 | 24451 | 24634 | 27062 | 24283 |

Tableau 5.1. Propriétés importantes de tous les mélanges

5.3.4. Valeurs des charges à maintenir sur les poutrelles

Le tableau 5.2 présente les différentes valeurs et taux de charges à appliquer sur les poutrelles confectionnées avec les différents mélanges, avec leurs estimations par rapport aux charges de première fissuration.

| Mélanges | | Charge de rupture (F_{R7}) (KN) | Charge de première fissuration (F_{f7}) (KN) | Taux de chargement par rapport à F_{R7} (%) | Valeurs des charges (KN) | Taux de chargement par rapport à F_{f7} (%) |
|--|--------|-------------------------------------|--|---|--------------------------|---|
| 1 ^{ère} série : Mortiers | MC | 3,56 | 1,55 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,89 | 66 |
| | | | | 45 | 1,60 | 103 |
| | MR | 2,60 | 1,25 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | 25 | 0,65 | 52 |
| | | | | 45 | 1,17 | 94 |
| | MCR | 3,00 | 1,75 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,75 | 43 |
| | | | | 45 | 1,35 | 77 |
| 2 ^{ème} série : Bétons | BC | 2,87 | 1,30 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,72 | 55 |
| | | | | 45 | 1,29 | 99 |
| | BR | 1,90 | 1,00 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,48 | 48 |
| | | | | 45 | 0,86 | 86 |
| | BCR | 2,55 | 2,20 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,64 | 29 |
| | | | | 45 | 1,15 | 52 |
| 3 ^{ème} série : Bétons spéciaux | BAP | 3,80 | 2,05 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 0,95 | 46 |
| | | | | 45 | 1,71 | 83 |
| | BAP+ | 4,80 | 2,55 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 1,20 | 47 |
| | | | | 45 | 2,16 | 85 |
| | BAPRFM | 5,00 | 3,70 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 1,25 | 34 |
| | | | | 45 | 2,25 | 61 |
| | BOR | 4,40 | 3,70 | 0 | 0,00 | 0 |
| | | | | 25 | 1,10 | 30 |
| | | | | 45 | 1,98 | 54 |

Tableau 5.2. Valeurs et taux des charges à maintenir sur les poutrelles

Nous remarquons que les taux de chargement à appliquer sur les poutrelles confectionnées avec les différents mélanges, ne dépassent pas la charge de première fissuration, sauf le mélange MC chargé à 45 % de sa charge de rupture, où ce taux représente 103 % de sa charge de première fissuration.

5.4. Résultats des essais

Afin de mieux mettre en évidence l'influence de chaque paramètre retenu, nous avons représenté les résultats des mesures par des organigrammes et des courbes sur un même repère. Chaque valeur de la flèche mesurée à n'importe quel âge, représente la moyenne des mesures sur cinq éprouvettes pour chaque type de mélanges.

Plusieurs symboles et abréviations seront utilisés dans la représentation des résultats :

- f_i « **flèche instantanée** » c'est la flèche mesurée juste à la fin de la mise en charge d'une poutrelle.
- f_t « **flèche totale** » c'est la flèche totale mesurée à partir de 7 jours, dès le placement d'une poutrelle sur un bâti et pour n'importe quel taux de chargement (0%, 25% et 45%).
- f « **flèche de fluage** » on veut dire la flèche mesurée à partir de 7 jours, dès le placement d'une poutrelle sur un bâti et pour n'importe quel taux de chargement (25% et 45%) après déduction de la flèche instantanée et de la flèche totale mesurée sur la poutrelle témoin (retrait + fluage dû au poids propre).
- f_{t90} « **flèche totale à 90 jours** » c'est la flèche totale mesurée à l'âge de 90 jours de la poutrelle.
- f_{90} « **flèche de fluage à 90 jours** » c'est la flèche de fluage mesurée à l'âge de 90 jours de la poutrelle.
- r_i « **recouvrance instantanée** » c'est le recouvrance ou retour de fluage mesurée instantanément après le déchargement d'une poutrelle à l'âge de 90 jours.

Nous allons représenter les résultats en fonction des paramètres variables déjà cités, pour montrer leur influence sur : la flèche instantanée, la flèche totale et la flèche de fluage.

5.4.1. Variation du taux de chargement

Pour discuter les résultats de fluage obtenus, il convient de faire une remarque générale, et ce, quel que soit le taux de chargement : lorsqu'un taux de chargement est appliqué sur une poutrelle de n'importe quel mélange, la déformation causée par ce dernier est divisée en deux parties, à savoir :

- une déformation (flèche) instantanée (élastique) qui survient immédiatement,
- une déformation (flèche) différée qui commence aussi immédiatement (juste après l'instantanée) mais qui se poursuit dans le temps mais à un taux décroissant tant et aussi longtemps que la charge est appliquée.

En se basant sur les résultats de cette étude sur le comportement au fluage des poutrelles de 10 × 10 × 120 cm, chargées à 7 jours en sollicitation de flexion quatre points en ambiance constante : 20 ± 2 °C et 55 ± 5 % HR, sous un rapport contrainte-résistance variable (0 %, 25 % et 45 %), on peut faire les observations suivantes pour tous les mélanges :

- Les flèches apparentes augmentent avec l'accroissement du taux de chargement.
- Le fluage à charge nulle 0 % (retrait – fluage) présente la flèche sous poids propre de la poutrelle sous les mêmes conditions aux limites.

Nous allons représenter l'influence du taux de chargement séparément pour chaque type de mélanges.

5.4.1.1. Les mortiers

a. Flèches instantanées

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 montrent l'influence du taux de chargement sur les flèches instantanées des poutrelles fabriquées avec les trois mortiers.

Une remarque importante doit être faite, quel que soit le type de mortier : la flèche instantanée augmente avec l'accroissement du taux de chargement.

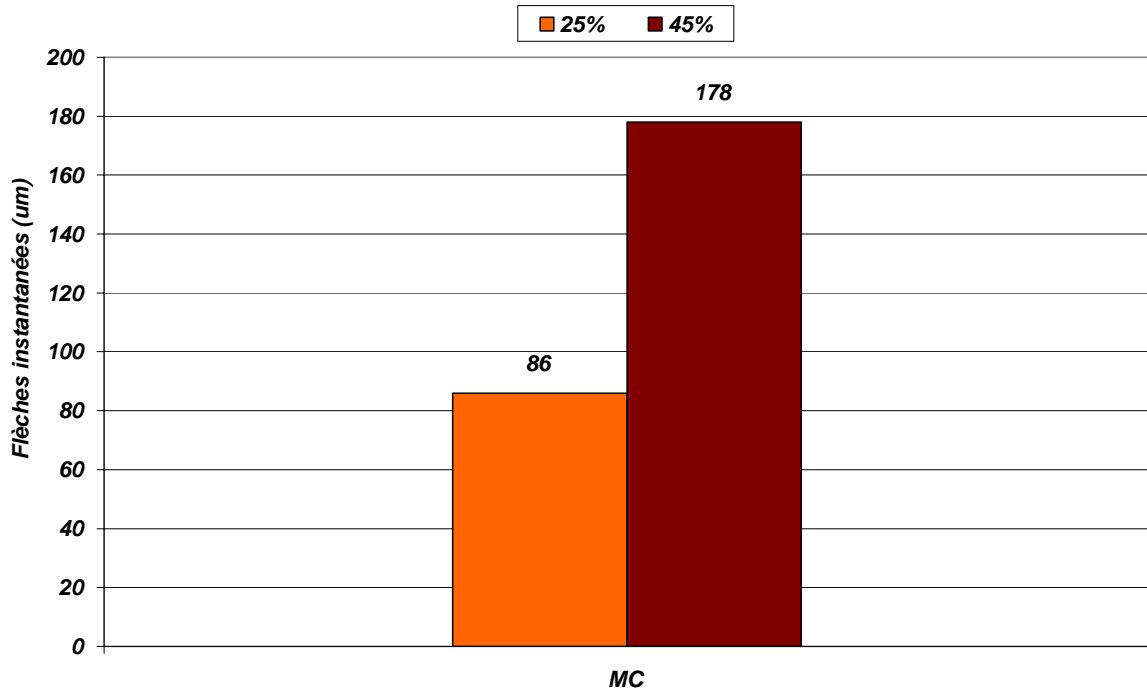


Figure 5.5. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MC

A partir de la figure 5.5, on peut voir que le rapport des flèches instantanées pour le mortier « MC » est de 2,07 et il est plus grand que le rapport des charges appliquées qui est de 1,8. Cela est dû sûrement au fait que sous le taux de chargement de 45% de la charge de ruine F_{R7} (103 % de la charge de première fissuration F_{f7}) à 7 jours, la poutrelle est déjà fissurée, donc, un dépassement du domaine linéaire est observé.

Par contre, des deux autres figures (5.6 et 5.7), on remarque que le rapport des flèches instantanées est de 1,88 qui est voisin à celui des charges appliquées (1,8).

Le taux de chargement de 45% de F_{R7} qui vaut 94% de F_{f7} pour le mortier « MR » et 77% de F_{f7} pour le mortier « MCR », donne un comportement élastique de la poutrelle en flexion quatre points, ce qui a causé une bonne proportionnalité entre les charges et les flèches instantanées.

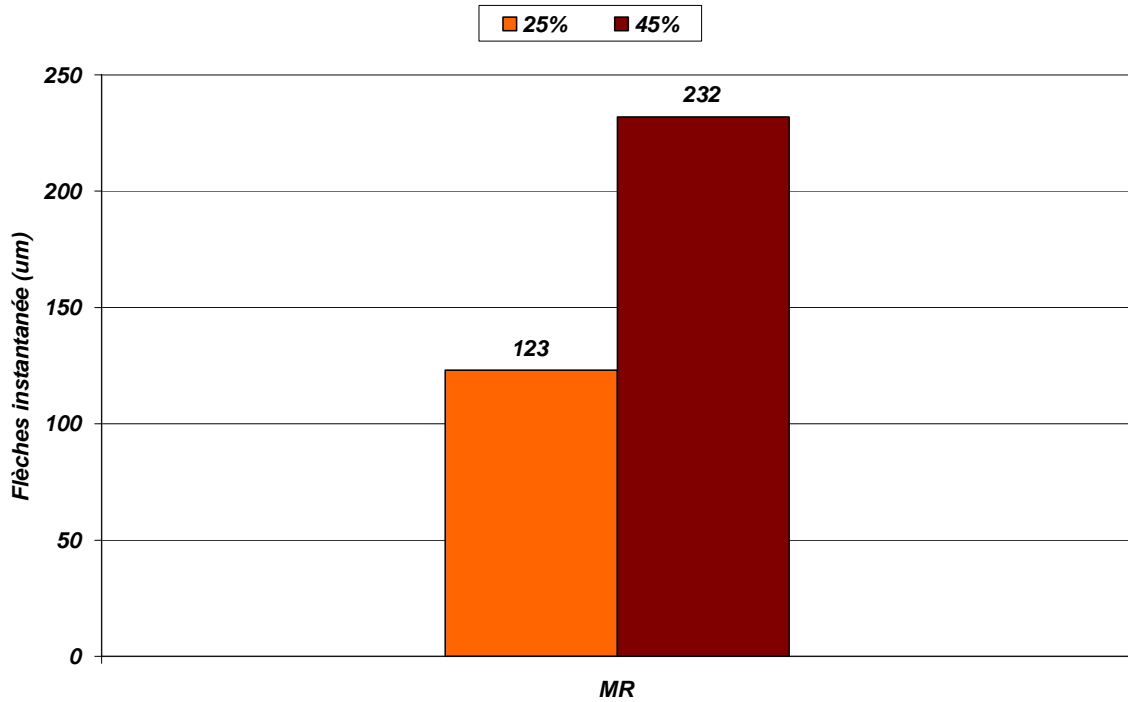


Figure 5.6. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MR

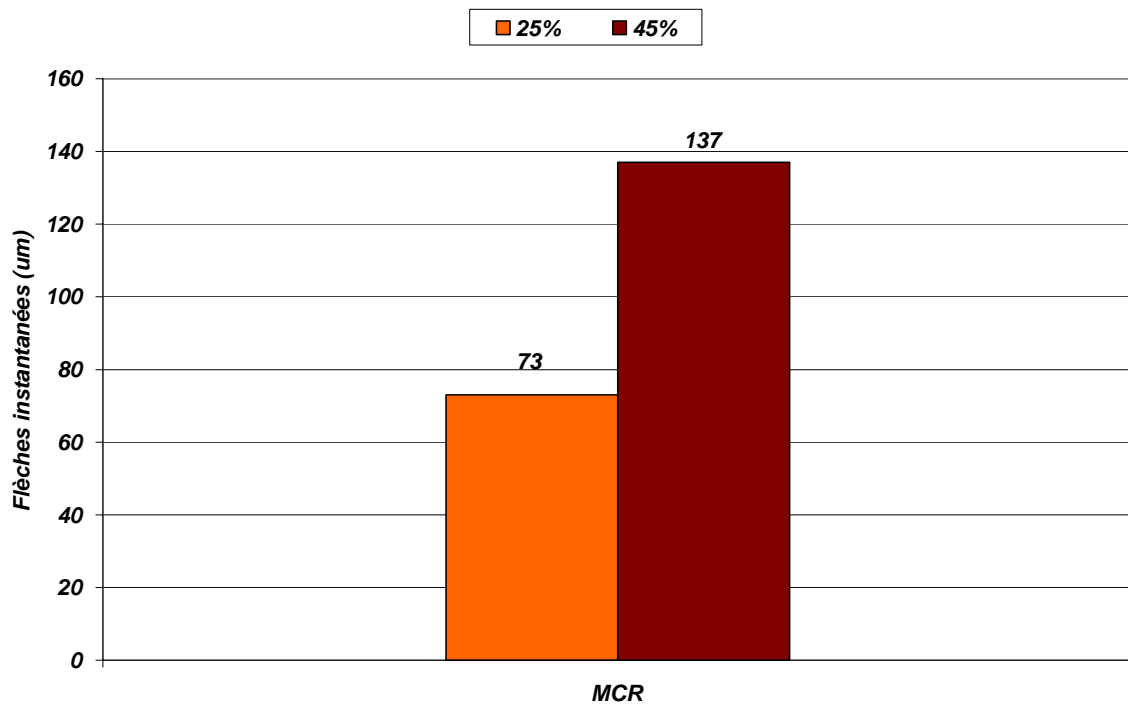


Figure 5.7. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du mortier MCR

b. Flèches totales

Les figures 5.8, 5.9 et 5.10 montrent l'influence du taux de chargement sur les flèches totales mesurées sur les poutrelles en mortiers pour les différents taux de

chargement appliqués. Les flèches mesurées sont proportionnelles aux valeurs des charges maintenues.

Sous le taux de chargement de 0%, c'est-à-dire sous l'effet du poids propre qui représente entre 4 et 6 % de la charge de rupture à 7 jours, une flèche est observée au lieu d'une contre flèche. Cette flèche se stabilise pratiquement à partir du 40^{ème} jour.

Pour les deux autres taux de chargement, les vitesses moyennes de l'évolution de la flèche totale en fonction du temps sont variables.

Dans la figure 5.8, pour les poutrelles confectionnées avec le mortier « MC », on remarque que durant le premier mois (entre 7 et 30 jours), les vitesses moyennes sont identiques pour les deux taux de chargement (moyen 25% et élevé 45%), et leur valeur est de 10 $\mu\text{m}/\text{jours}$. Dans le deuxième mois (entre 30 et 60 jours), la vitesse moyenne de l'évolution de la flèche pour un taux de chargement de 25 % est de 1,2 $\mu\text{m}/\text{m}$, et elle est inférieure à celle calculée pour un taux de chargement de 45 % qui est de 3 $\mu\text{m}/\text{m}$. Mais à partir du 60^{ème} jour, une stabilisation des flèches totales pour les deux taux de chargement est observée.

Les flèches totales à 90 jours mesurées pour les deux taux de chargement (25 et 45%) représente respectivement 11 et 16 fois la flèche totale mesurée sur la poutrelle témoin (à 0%). Le rapport de ces deux flèches pour les deux taux de chargement 25 et 45 % est de 1,5.

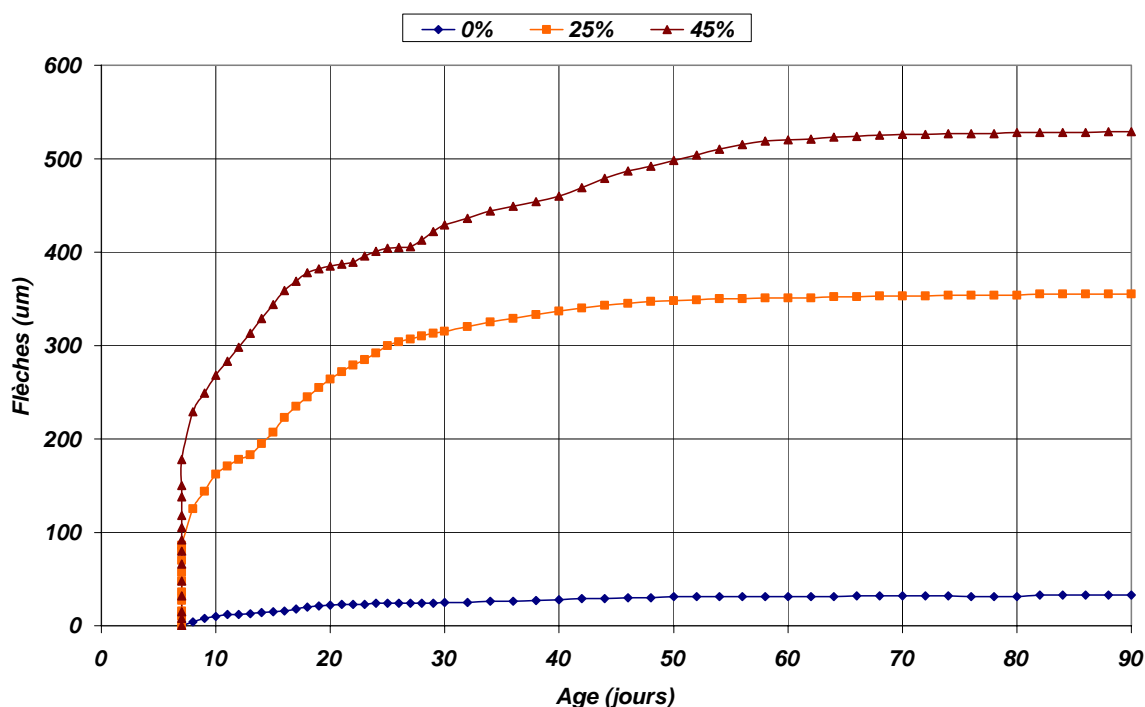


Figure 5.8. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MC

Dans la figure 5.9, on remarque que les courbes des flèches totales (25%) et (45%) des poutrelles en mortier « MR » évoluent de la même manière en fonction du temps. Donc, les vitesses moyennes de déformation sous l'effet de ces deux taux de chargement pour une période quelconque sont certainement très proches. Toutefois, la stabilité des flèches totales se fait sentir à partir du 30^{ème} jour pour les poutrelles non chargées (0%), du 50^{ème} jour pour le chargement à 25% et au-delà du 60^{ème} jour pour le chargement à 45%.

Les deux flèches à 90 jours dues aux deux charges moyenne et élevée représentent respectivement entre 6 et 9 fois la flèche mesurée à 90 jours sur les poutrelles non chargées (0%). Le rapport de ces deux flèches est de 1,5.

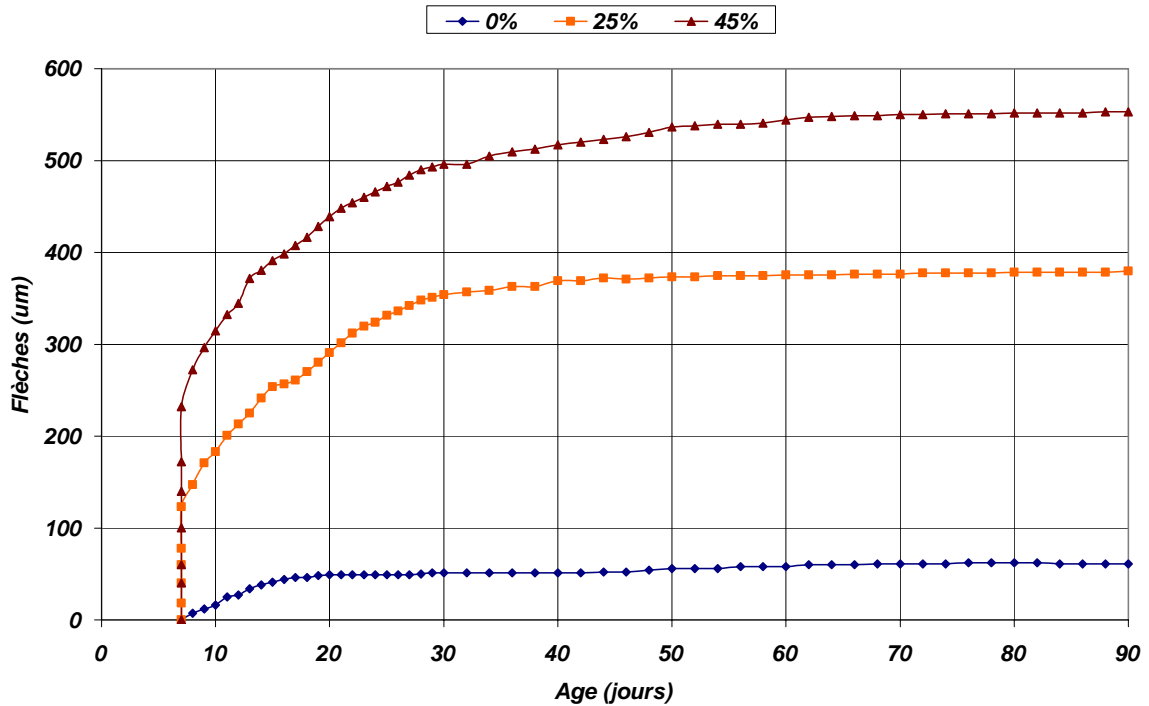


Figure 5.9. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MR

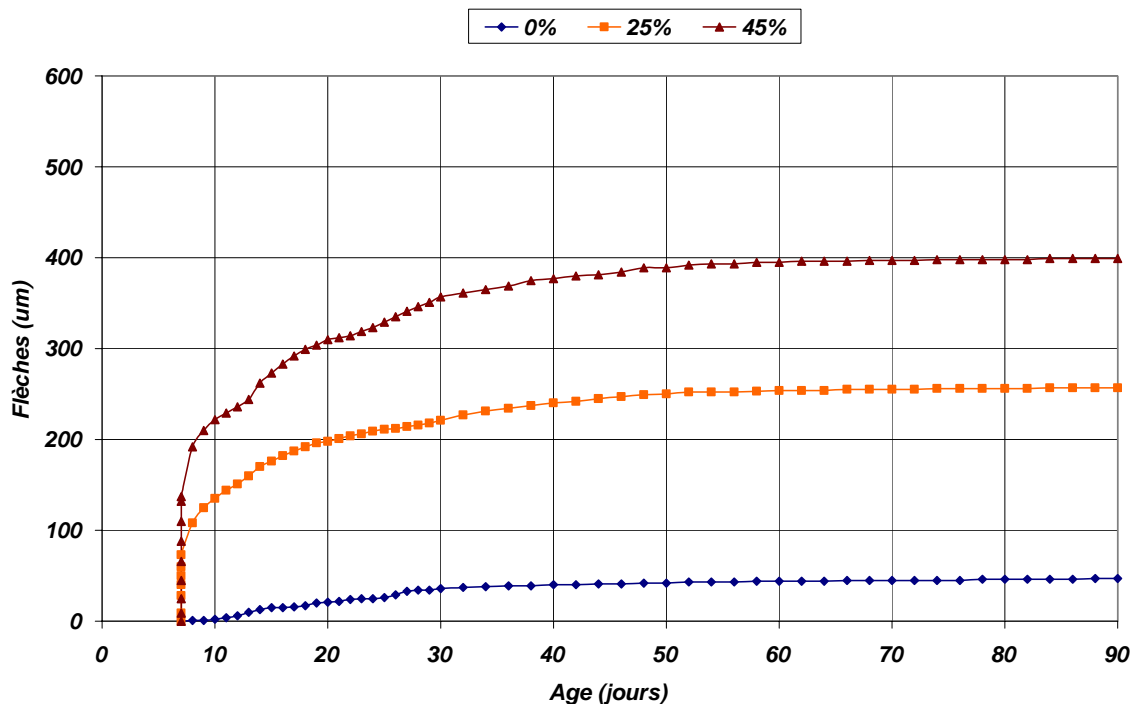


Figure 5.10. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du mortier MCR

En ce qui concerne les flèches totales des poutrelles en mortier « MCR » montrées sur la figure 5.10, on observe qu'elles ont presque les mêmes lois d'évolution en fonction

du temps. Les mesures deviennent plus ou moins stables au début du 3^{ème} mois d'âge (60^{ème} jour).

Les deux flèches à 90 jours dues aux deux taux de chargement représentent respectivement entre 5 et 8 fois la flèche mesurée à 90 jours sur la poutrelle non chargée (0%). Le rapport de ces deux flèches est de 1,6.

c. Flèches de fluage

Les flèches de fluages des différentes poutrelles fabriquées à partir des mortiers sont représentées sur les figures 5.11, 5.12 et 5.13. Elles sont aussi proportionnelles aux taux de chargement appliqués.

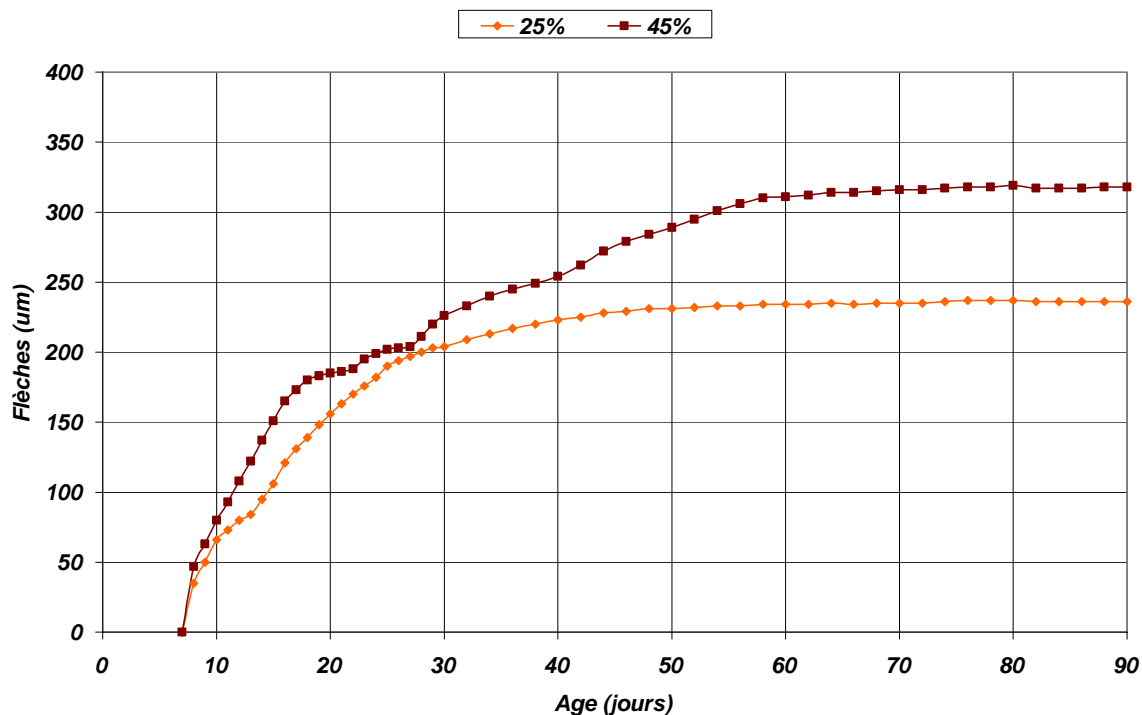


Figure 5.11. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MC

Pour la figure 5.11, qui représente l'évolution de la flèche de fluage en fonction de l'âge des poutrelles en mortier « MC », on peut voir qu'à la fin du premier mois il n'y a pas de grandes différences entre le fluage dû à un taux de chargement moyen de 25% et celui dû à un taux de chargement élevé de 45%. Mais, à partir du début du deuxième mois, une augmentation plus rapide du fluage est observée pour le chargement le plus grand. Dès le début du troisième mois, les valeurs des flèches deviennent plus ou moins stables.

Le rapport des flèches de fluage pour ces deux taux de chargement est d'environ 1,3 au 8^{ème} jour, de 1,1 au 40^{ème} jour et de 1,3 à 90^{ème} jour. Ce dernier est inférieur à celui calculé pour les flèches totales.

Pour les poutrelles en mortier « MR », la figure 5.12 montre que les deux courbes qui correspondent aux deux taux de chargement ont pratiquement les mêmes lois d'évolution. Leur stabilisation se fait de la même façon que celle des flèches totales. Mais on remarque qu'il y a une légère diminution du fluage après l'âge de 50 jours.

Le rapport des flèches de fluage dues à ces deux taux de chargement est d'environ 2 au 8^{ème} jour, de 1,2 au 40^{ème} jour et de 1,3 au 90^{ème} jour.

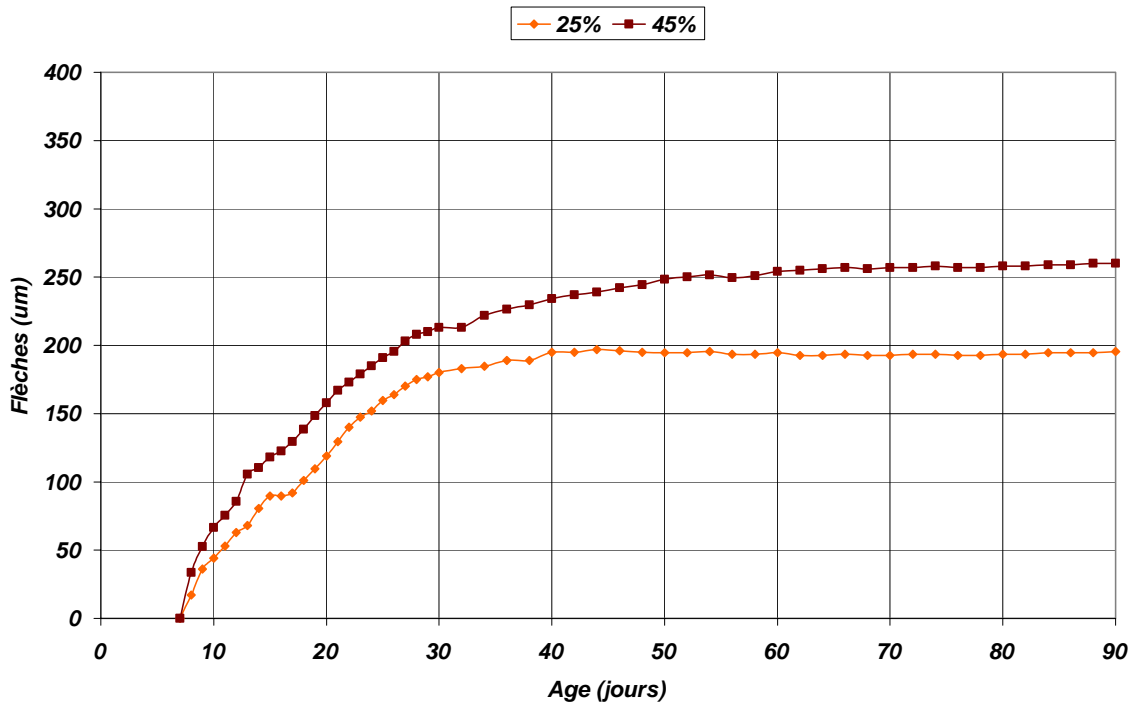


Figure 5.12. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MR

Les flèches de fluage des poutrelles en mortier « MCR » sont montrées sur la figure 5.13. Durant le premier mois de l'âge des poutrelles, le fluage causé par le chargement élevé de 45 % est plus rapide que celui engendré par le chargement moyen de 25 %. Mais à partir du 30^{ème} jour, les lois d'évolution des courbes paraissent presque identiques.

Le rapport des flèches de fluage dues à ces deux taux de chargement est plus ou moins stable au 8^{ème} jour, au 40^{ème} jour et au 90^{ème} jour. Il est d'environ 1,6.

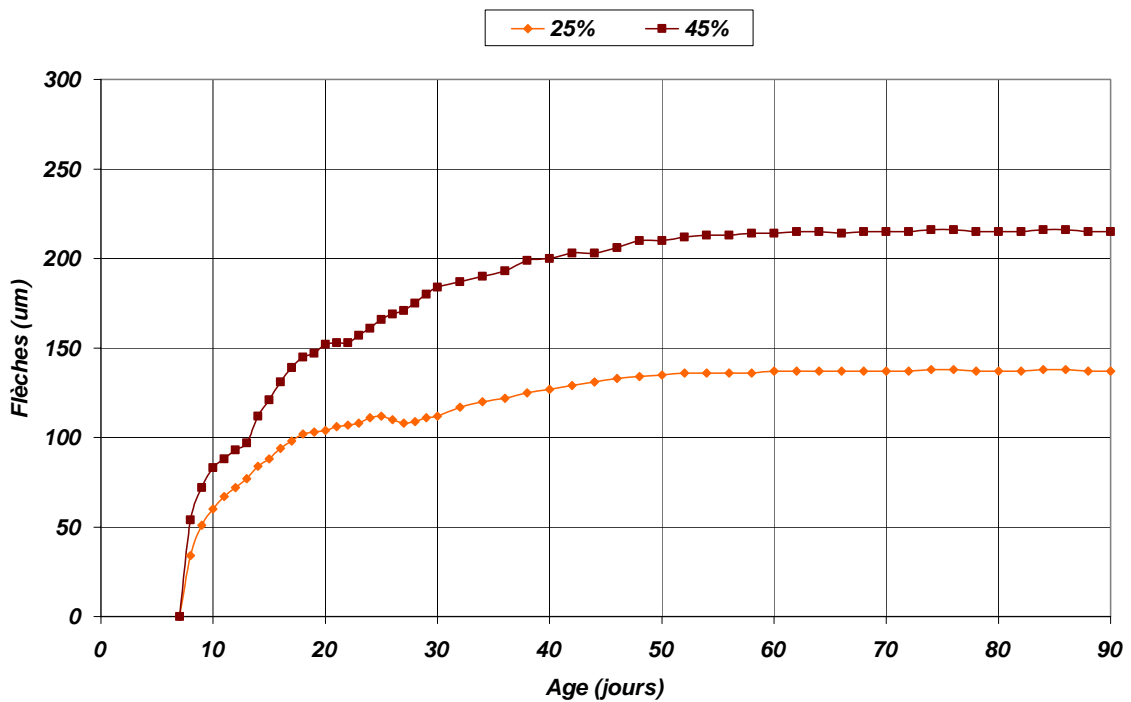


Figure 5.13. Influence du taux de chargement sur le fluage du mortier MCR

5.4.1.2. Les bétons

a. Flèches instantanées

Les figures 5.14, 5.15 et 5.16 exposent l'effet de la variation du taux de chargement sur les flèches instantanées des bétons BC, BR et BCR respectivement. La remarque importante, déjà faite, reste valable pour ces mélanges : l'accroissement de ces flèches avec l'augmentation de la charge appliquée.

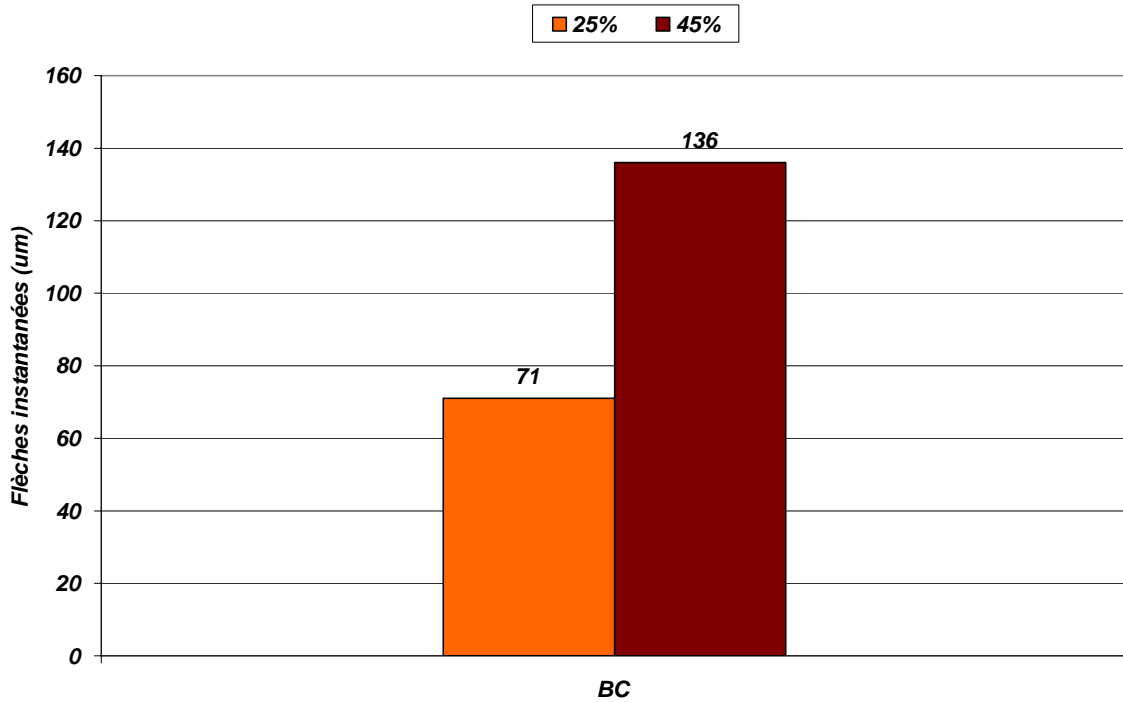


Figure 5.14. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BC

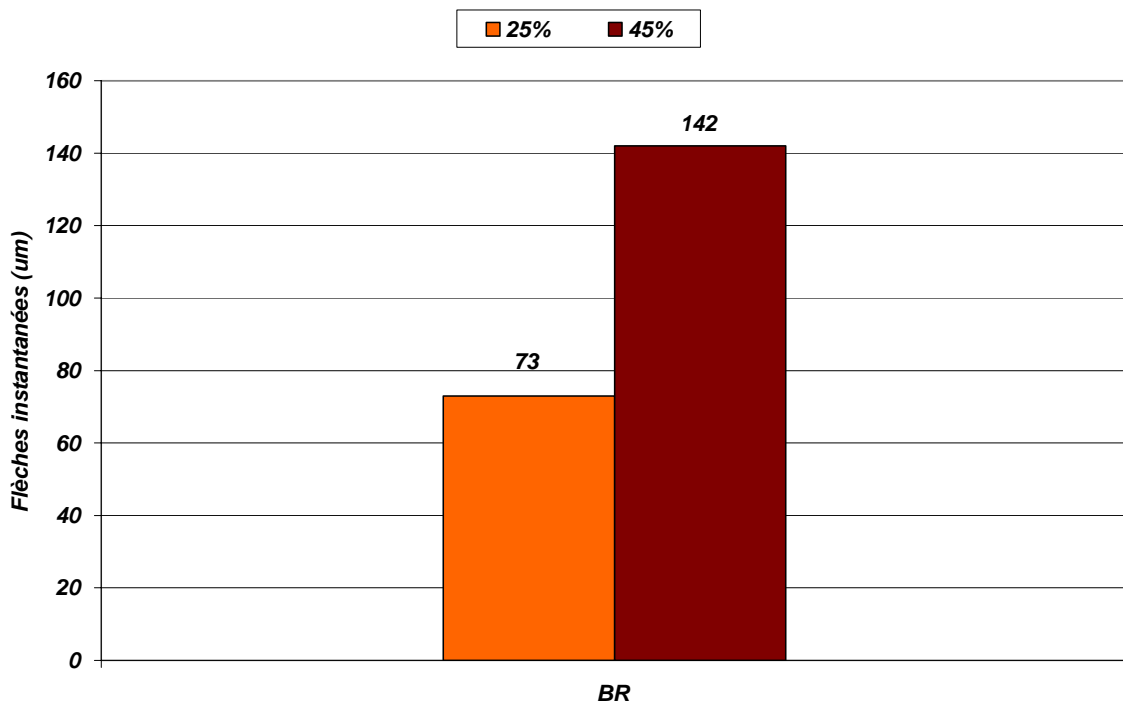


Figure 5.15. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BR

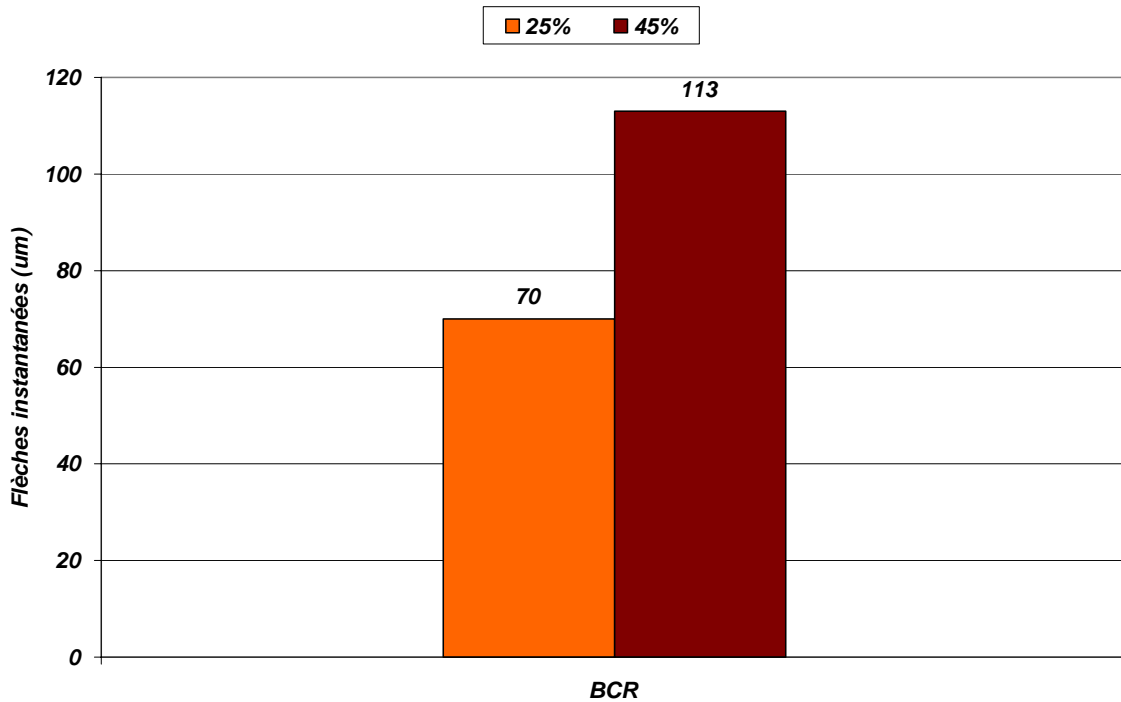


Figure 5.16. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BCR

De ces trois figures, on peut calculer le rapport des flèches instantanées causés par les deux taux de chargement appliqués qui est égal à : 1,92 pour les poutrelles en béton « BC », 1,94 pour celles en béton « BR », et de 1,61 pour celles en béton BCR. Ce dernier rapport est le plus faible devant les deux premiers.

b. Flèches totales

Pour les trois bétons, on remarque que les flèches totales mesurées sur leurs poutrelles augmentent progressivement en fonction du taux de chargement. Les vitesses de déformations sont plus importantes pour les trois premières semaines qui suivent la mise en charge.

De la figure 5.17, et concernant les flèches totales des poutrelles de béton BC, les vitesses moyennes durant les trois premières semaines de chargement sont de 11 µm/jours et de 16 µm/jours respectivement pour les deux taux de chargement appliquées 25% et 45%. Donc, le taux de déformations est aussi proportionnel au degré du chargement appliqué, surtout pour les premiers jours. Après, les vitesses de déformations se rapprochent jusqu'à devenir presque nulles à partir du 60^{ème} jour.

Notons aussi que, durant les 83 jours de chargement, les rapports entre les flèches totales dues aux charges appliquées (25% et 45% de F_{R7}), varient de 1,5 à 2,2.

Il ne faut pas oublier de mentionner que les flèches mesurées à 90 jours représentent entre 7 à 10 fois la flèche totale mesurée au même âge sur les poutrelles témoins (0% de F_{R7}).

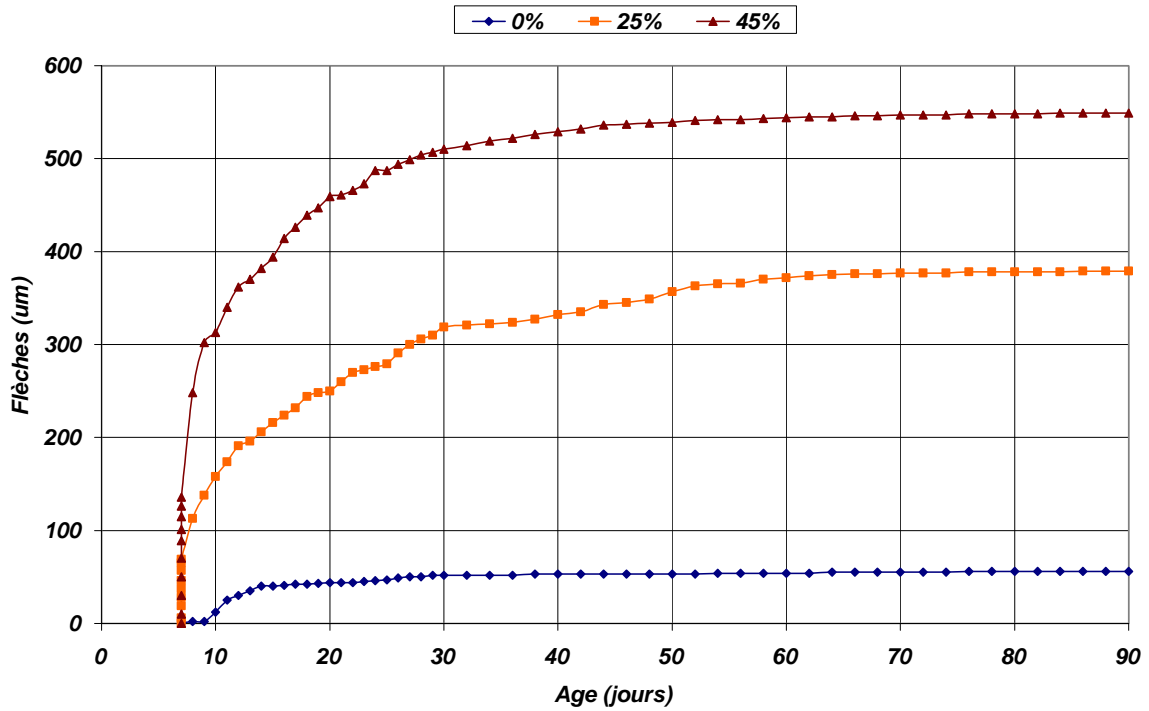


Figure 5.17. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BC

Les mêmes observations peuvent être tirées de la figure 5.18, sauf que les vitesses moyennes de déformation sont plus importantes pour les poutrelles de béton « BR ». Durant les trois premières semaines, elles atteignent presque 16 µm/jours et 25 µm/jours respectivement pour les deux taux de chargement moyen et élevé.

Remarquons aussi que, pour toute la durée de chargement, les rapports entre flèches totales mesurées sous l'effet de ces deux taux de chargement varient de 1,45 à 1,65. En plus, les flèches finales à 90 jours représentent entre 8 et 13 fois la flèche finale des poutrelles non chargées.

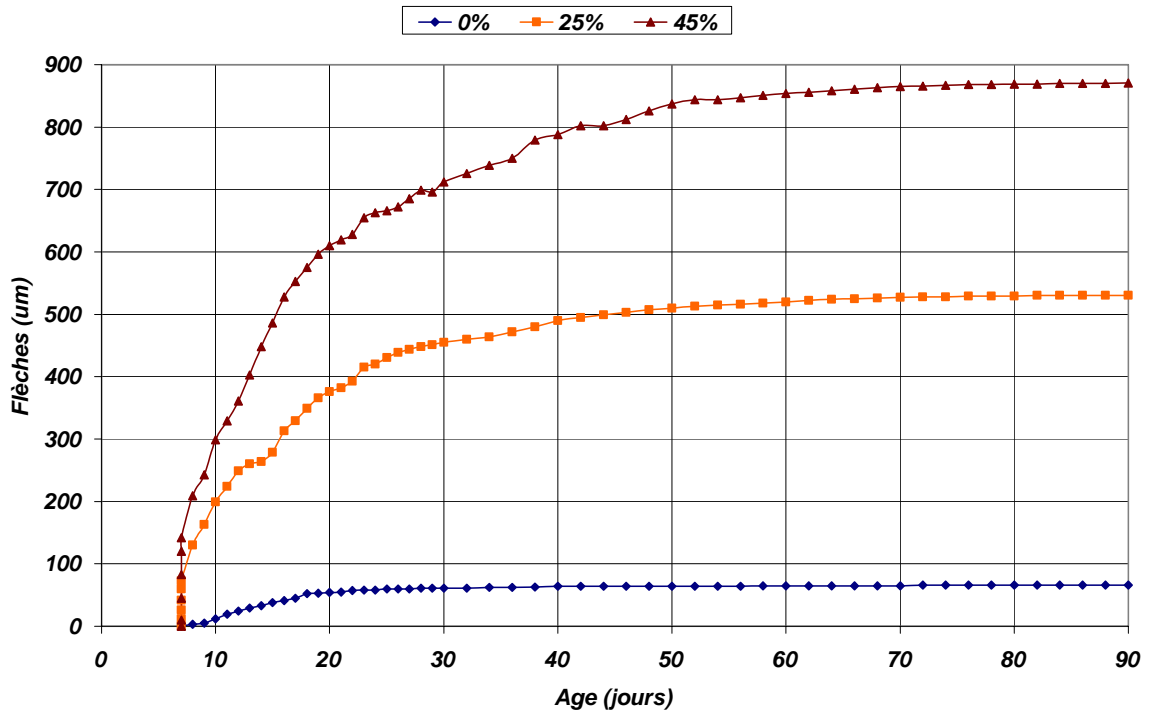


Figure 5.18. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BR

Concernant les flèches totales mesurées sur les poutrelles en béton « BCR » et représentées sur la figure 5.19, on a pu remarqué que pour les deux taux de chargement, les vitesses moyennes sont assez proches. Elles sont de l'ordre de 5 à 6 $\mu\text{m}/\text{jours}$ durant les trois premières semaines de chargement, et elles tendent à devenir très faibles après.

Les rapports des flèches dues aux charges maintenues (moyenne et élevée) varient entre 1,25 et 1,62, et les valeurs de ces flèches à 90 jours sont de 5 à 6 fois la flèche final sous un taux de chargement nul.

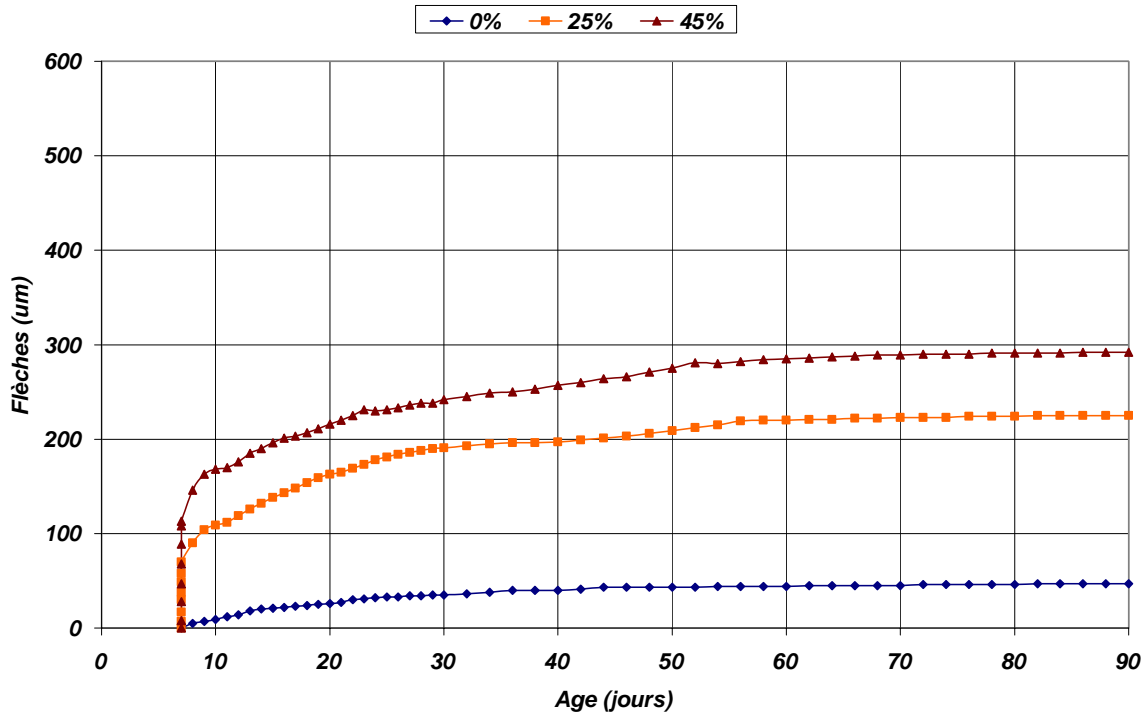


Figure 5.19. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BCR

c. Flèches de fluage

Les figures 5.20, 5.21 et 5.22 montrent la variation des flèches de fluage des poutrelles confectionnées avec les trois bétons BC, BR et BCR.

La proportionnalité entre flèches de fluages et charges maintenues est toujours vérifiée.

On remarque que le fluage sous un taux de chargement de 25% et plus lent que celui dû au taux de chargement de 45%. En plus, il tend à de venir à peu près stable dès le début du deuxième mois d'âge des poutrelles.

Le rapport des flèches de fluage des deux taux de chargement du béton « BC » diminue en fonction du temps. Il est de 2,62 au 8^{ème} jour, de 1,62 au 40^{ème} jour et de 1,41 au 90^{ème} jour (figure 5.20).

De la figure 5.21, on peut voir que, durant les deux premiers jours, le taux de chargement n'a presque aucune influence sur le fluage du béton « BR ». Après, une augmentation très rapide ce fait pour le taux de chargement élevé. Justement, le rapport des flèches de fluage des deux taux de chargement appliqués augmente en fonction du temps. Il est de l'ordre de : 1,2 au 8^{ème} jour, de 1,65 au 40^{ème} jour et de 1,7 au 90^{ème} jour.

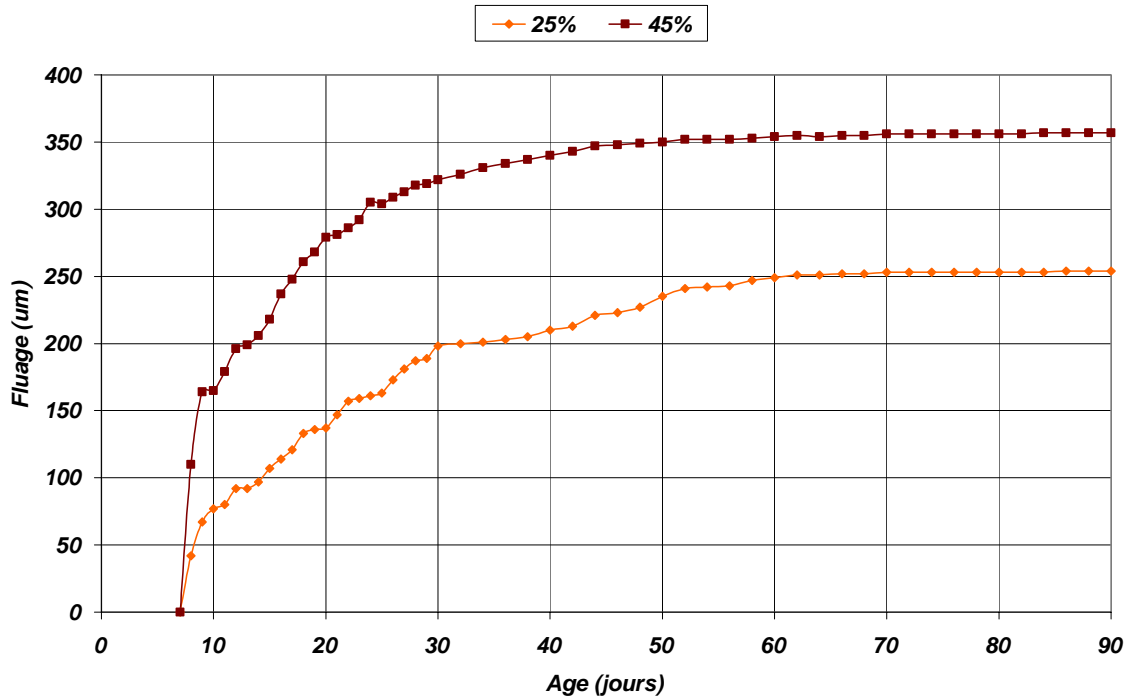


Figure 5.20. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BC

Dans la figure 5.22, qui représente le fluage des poutrelles en béton « BCR », on peut voir que les valeurs des flèches sont très rapprochées durant les trois premières semaines de chargement, et elles s'écartent progressivement à partir du 30^{ème} jour, jusqu'à l'âge de 60 jours, où elles deviennent plus ou moins stables. Le rapport des flèches de fluages causées par les deux taux de chargement diminue en fonction du temps. Il est de l'ordre de 1.9 au 8^{ème} jour et de 1.2 au 40^{ème} et 90^{ème} jour.

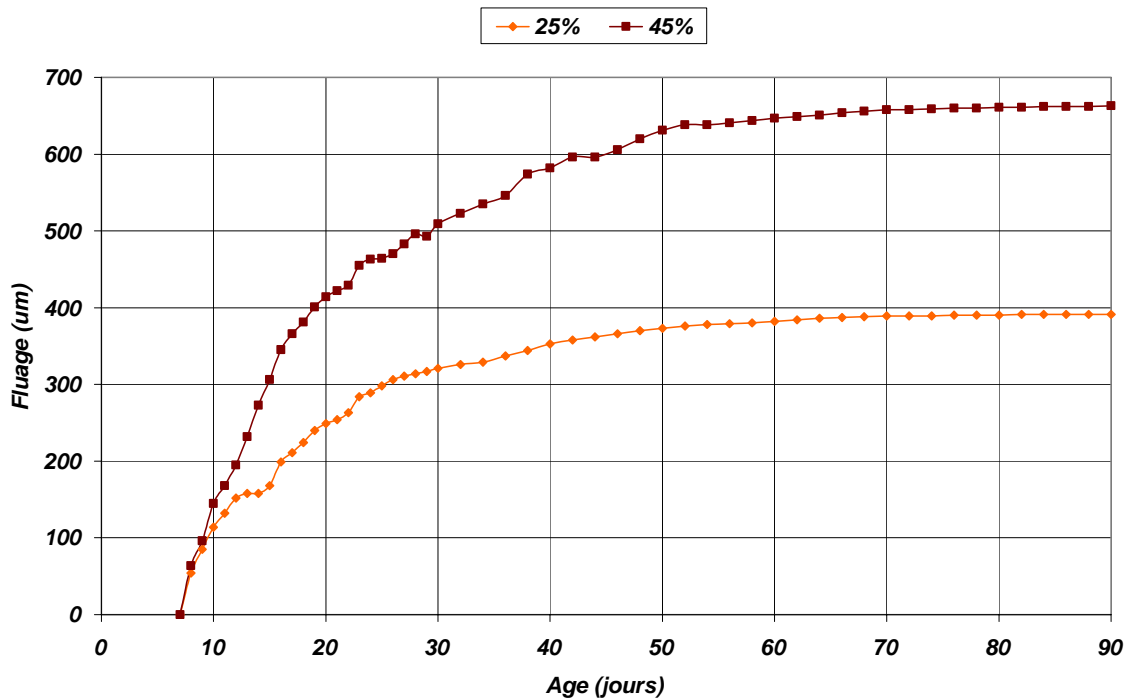


Figure 5.21. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BR

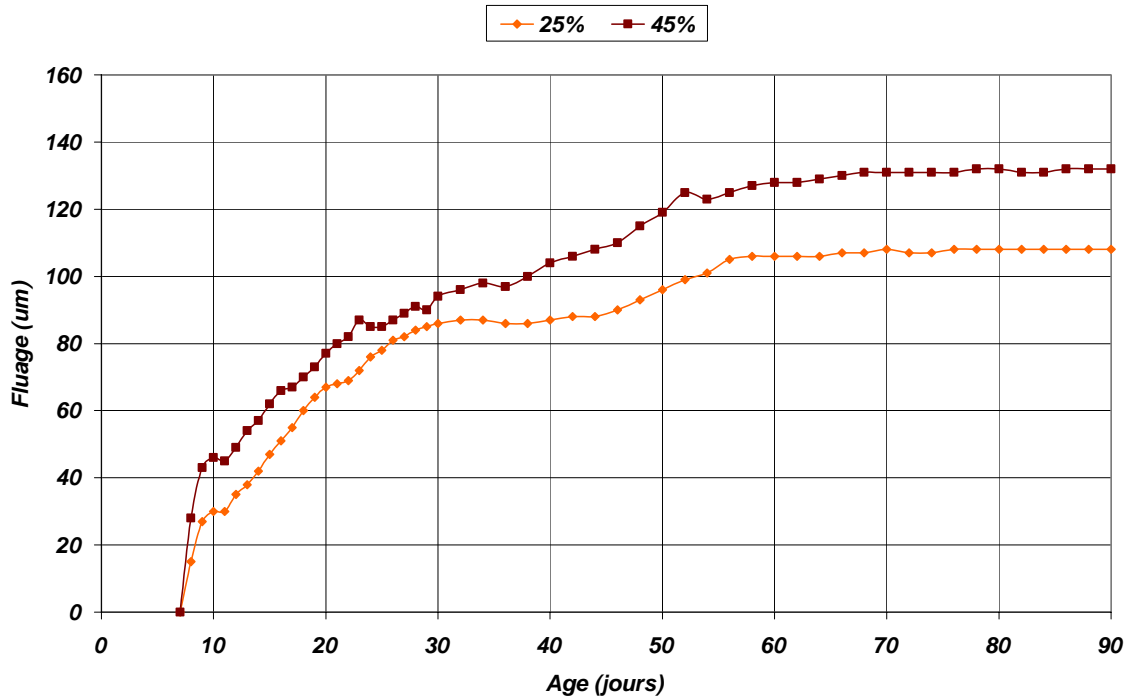


Figure 5.22. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BCR

5.4.1.3. Les bétons spéciaux

a. Flèches instantanées

Les figures 5.23, 5.24, 5.25 et 5.26 exposent la variation de flèches instantanées des poutrelles de bétons spéciaux sous l'effet des deux taux de chargement maintenus qui sont de 25 et 45 % de leurs charges de ruines à 7 jours.

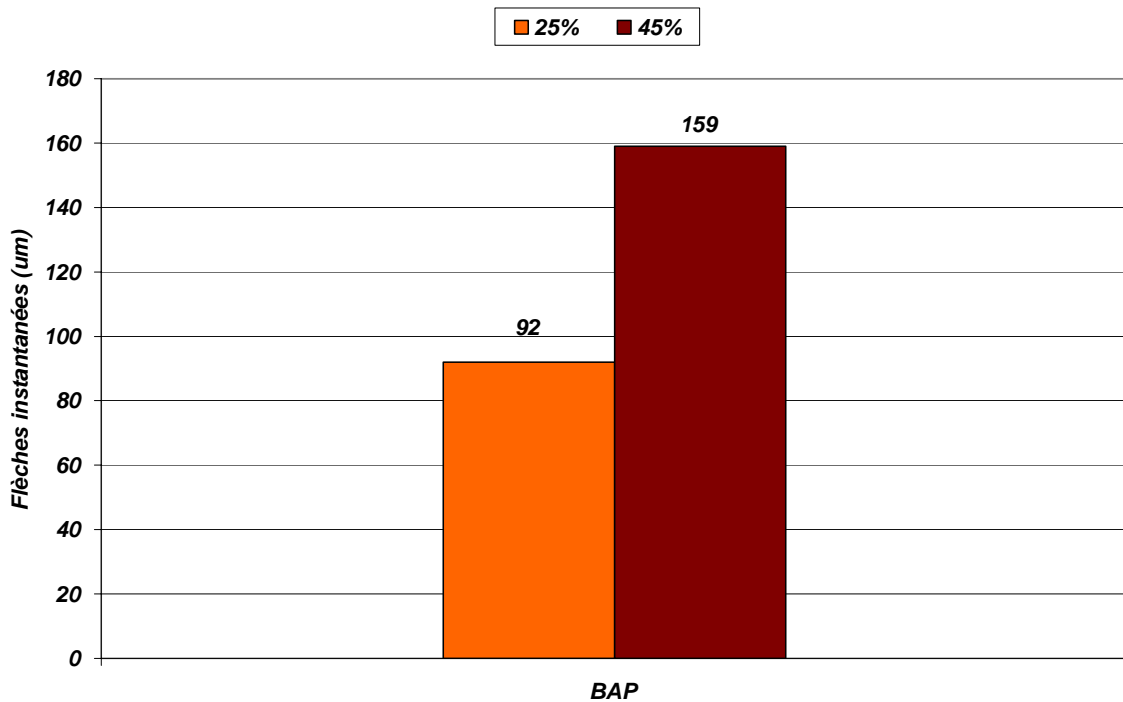


Figure 5.23. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAP

Les flèches instantanées accroissent avec l'augmentation du taux de chargement.
 Le rapport de ces flèches est de 1,7 à 1,8, et il est du même ordre que celui des charges maintenues.

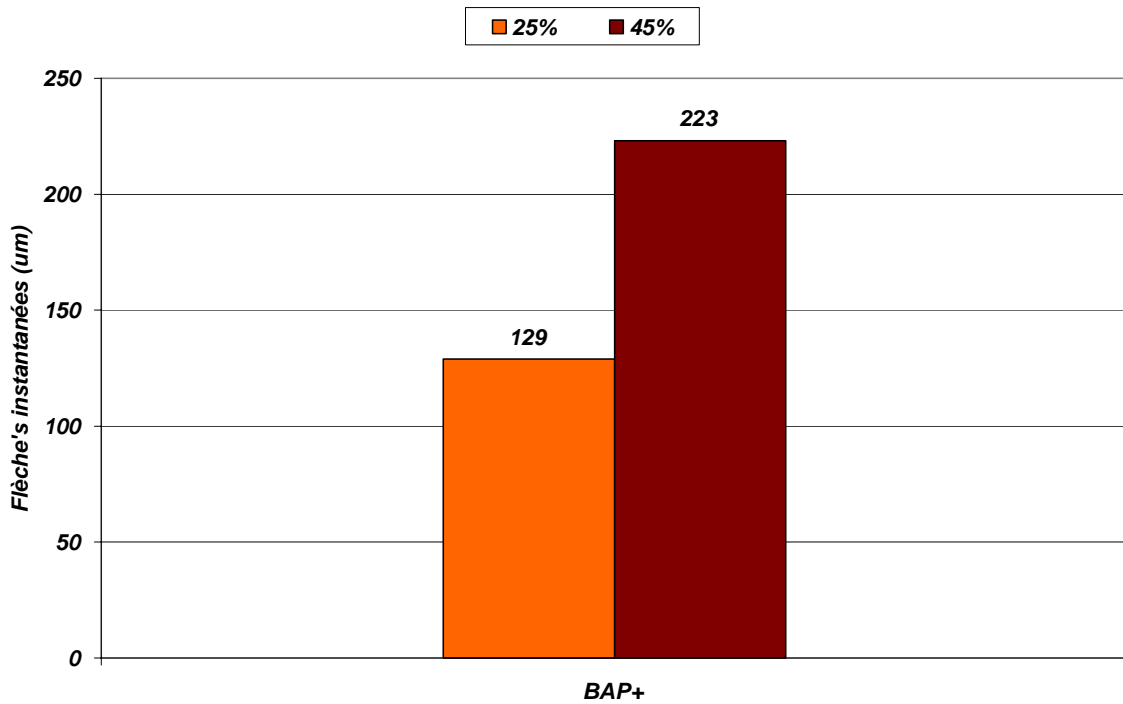


Figure 5.24. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAP+

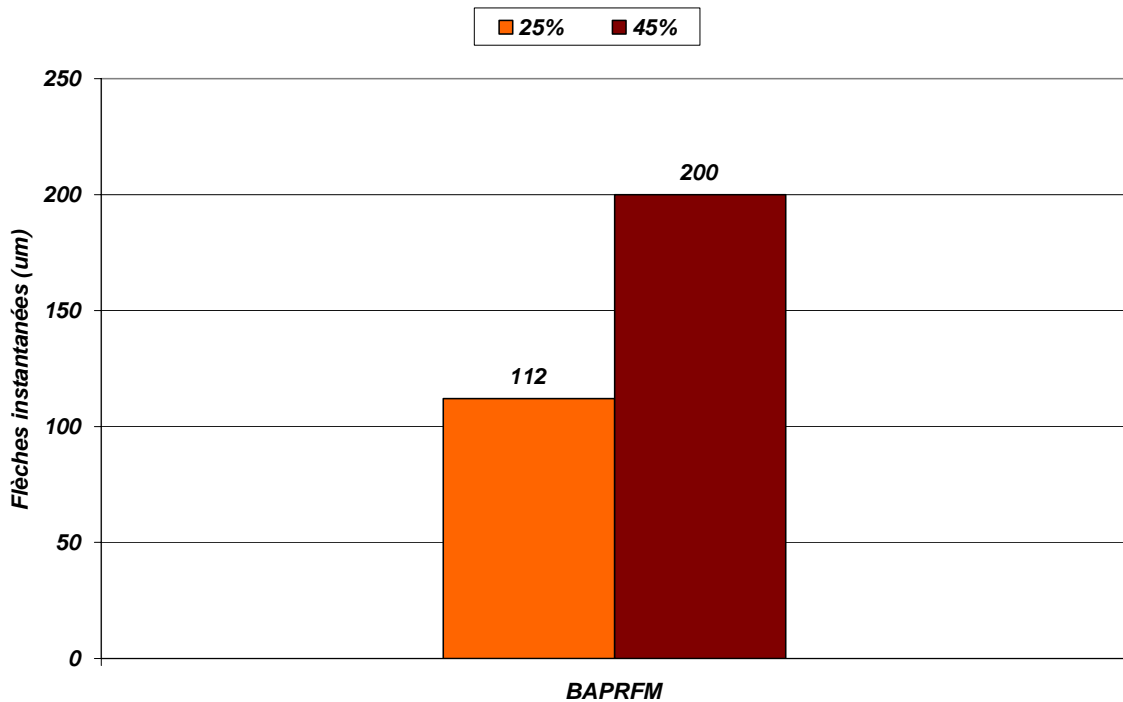


Figure 5.25. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BAPRFM

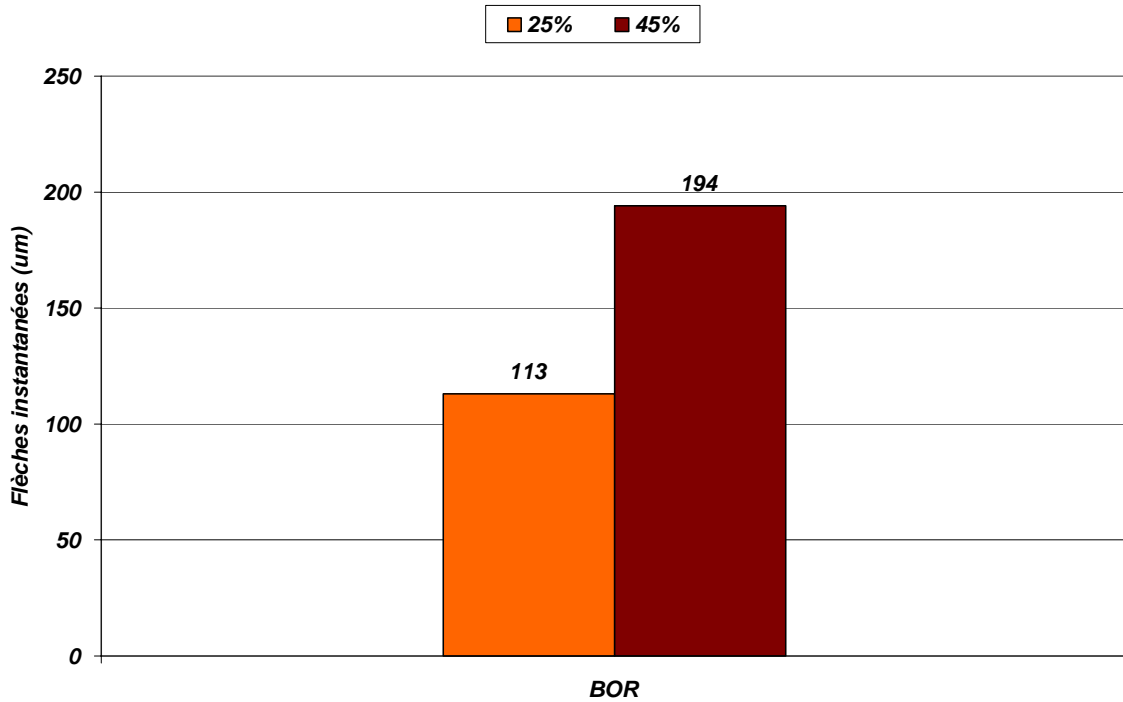


Figure 5.26. Influence du taux de chargement sur les flèches instantanées du béton BOR

b. Flèches totales

Pour tous ces bétons, on remarque une différence entre les vitesses moyennes de l'évolution des flèches totales qui correspondent à différents taux de chargement. Ces vitesses sont, à fortiori, plus importantes dans les premiers jours de chargement, et diminuent avec le temps jusqu'à ce qu'elles deviennent, pratiquement nulle.

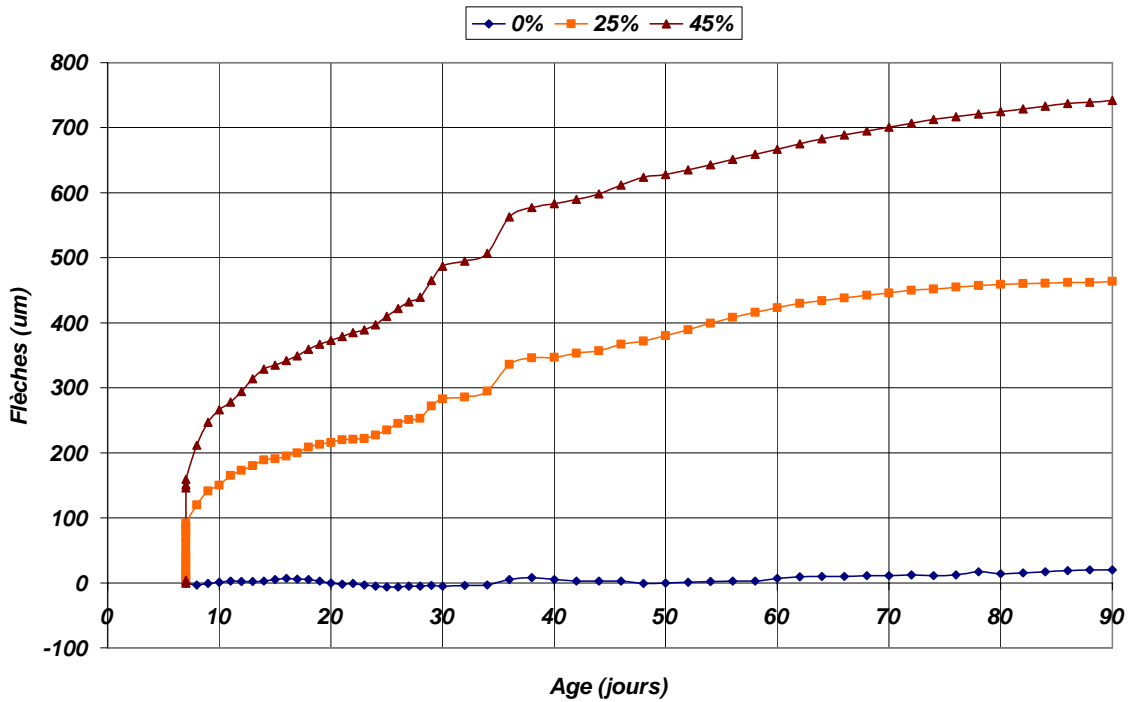


Figure 5.27. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAP

La figure 5.27, illustre la variation des flèches totales des poutrelles en béton autoplaçant « BAP ». On peut citer les observations suivantes :

- les flèches totales augmentent avec l'accroissement du taux de chargement,
- sous un taux de chargement nul (0 %), seulement sous l'effet de son poids propre, ce qu'on peut appeler « retrait fluage », une flèche et une contre flèches sont observées durant les deux premiers mois d'âge des poutrelles, malgré que le poids propre représente un taux de chargement de 5 % pour le BAP. A partir du 60^{ème} jour la flèche est prépondérante et sa vitesse moyenne durant ce dernier mois est de 0,43 $\mu\text{m}/\text{jours}$,
- les vitesses moyennes durant les trois premières semaines de chargement sont de 8 $\mu\text{m}/\text{jour}$ et de 14 $\mu\text{m}/\text{jour}$ respectivement pour les deux taux de chargement appliqués 25% et 45%. Après, Ces vitesses diminuent progressivement jusqu'à devenir 1,5 $\mu\text{m}/\text{jour}$ et 2,5 $\mu\text{m}/\text{jour}$ à partir du 60^{ème} jour. Donc, la vitesse de déformations est aussi proportionnelle au degré du chargement appliqué. N'oublions pas d'attirer une attention particulière à l'augmentation rapide de la déformation entre le 34^{ème} et le 36^{ème} jour, quel que soit le taux de chargement, et dont la vitesse moyenne a touché un pic de 28 $\mu\text{m}/\text{jours}$,
- notons aussi que, durant les 83 jours de chargement, les rapports entre les flèches totales dues aux charges appliquées (25% et 45% de FR7), varient de 1,57 à 1,77 μm ,
- il ne faut pas oublier de mentionner que les flèches mesurées à 90 jours pour les deux taux de chargement (moyen 25% et élevé 45%) représentent respectivement entre 23 à 37 fois la flèche totale mesurée au même âge sur les poutrelles témoins (0% de FR7).

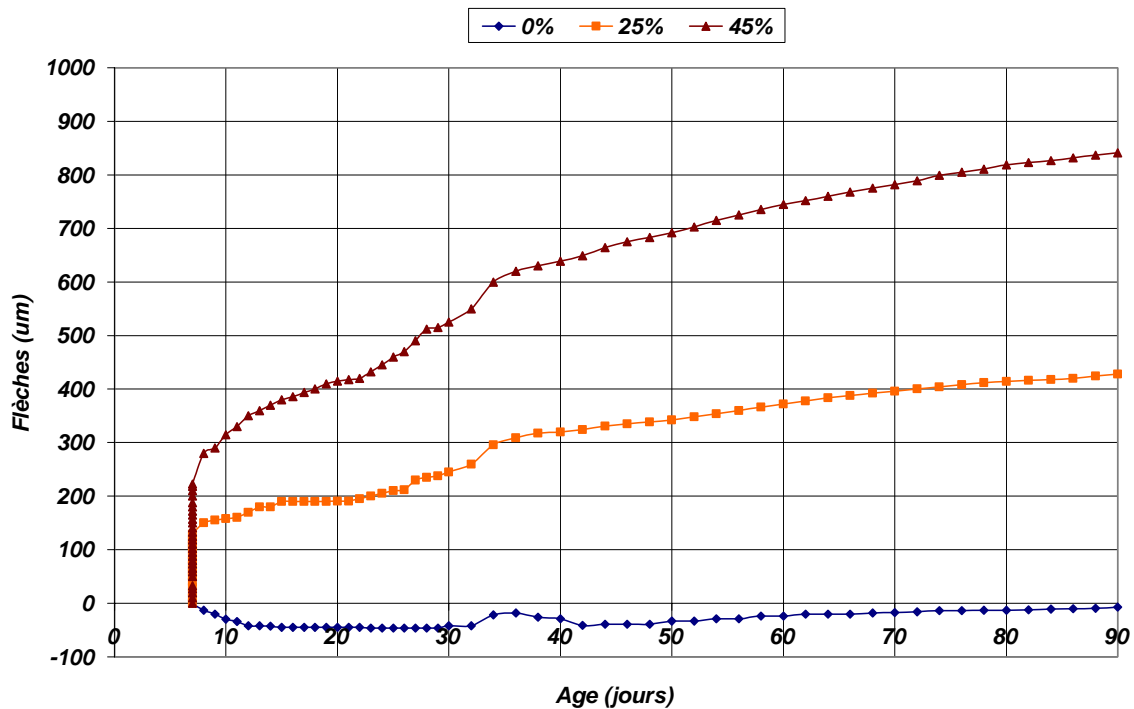


Figure 5.28. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAP+

Dans la figure 5.28, on expose les flèches totales mesurées sur les poutrelles en béton autoplaçant « BAP+ ». Les remarques suivantes sont distinguées :

- les flèches totales sont proportionnelles aux charges maintenues,
- sous un taux de chargement nul (0 %), une contre flèche est observée au lieu d'une flèche durant toute la durée de chargement des poutrelles, malgré que le poids propre représente un taux de chargement de 5 % pour le BAP+. Une diminution de cette contre flèche se fait à partir du 60^{ème} jour avec une vitesse moyenne de 0,57 $\mu\text{m}/\text{jour}$,
- les vitesses moyennes durant les trois premières semaines de chargement sont de 5 $\mu\text{m}/\text{jour}$ et de 13 $\mu\text{m}/\text{jour}$ respectivement pour les deux taux de chargement appliqués 25% et 45%. Après, Ces vitesses diminuent progressivement jusqu'à devenir 1,8 $\mu\text{m}/\text{jour}$ et 3 $\mu\text{m}/\text{jour}$ à partir du 60^{ème} jour. La même remarque que le BAP est valable pour le BAP+ concernant l'augmentation rapide de la déformation durant la quatrième semaine de chargement, quel que soit son taux, et dont la vitesse moyenne a touché un pic de 25 $\mu\text{m}/\text{jours}$,
- notons aussi que, durant les 83 jours de chargement, les rapports entre les flèches totales dues aux charges appliquées (25% et 45% de FR7), varient de 1,9 à 2,2 μm .

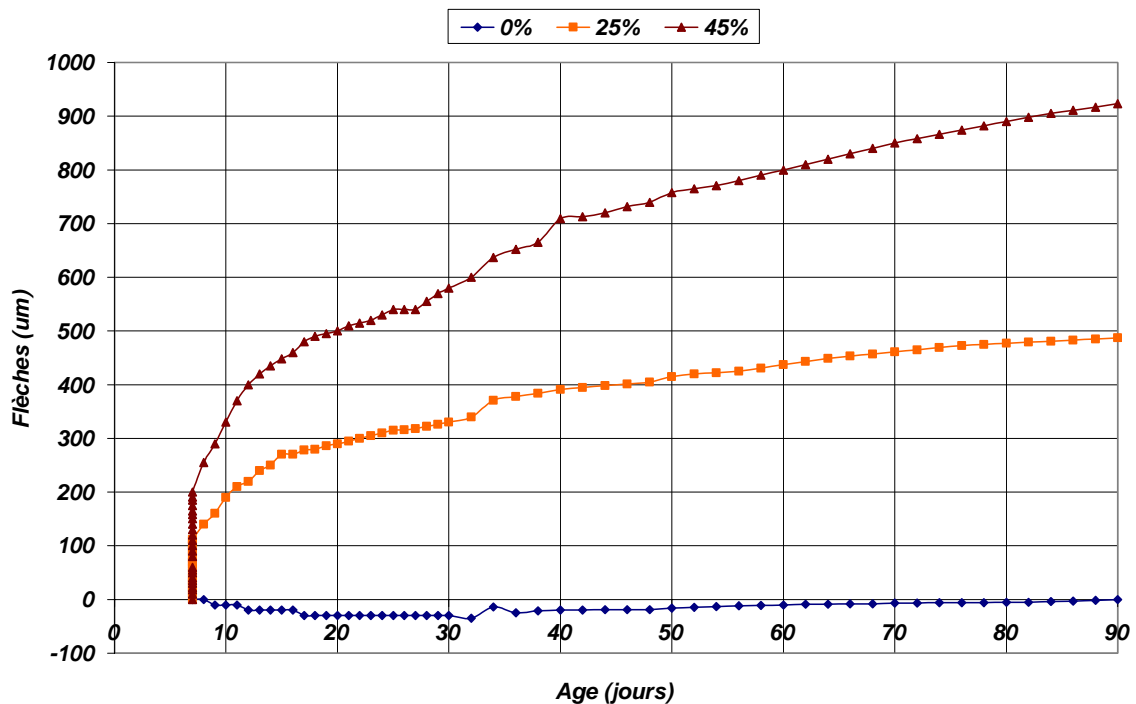


Figure 5.29. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BAPRFM

La variation des flèches totales des poutrelles en béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques « BAPRFM » est montrée sur la figure 5.29. Les remarques suivantes peuvent être faites :

- les flèches sont proportionnelles aux charges appliquées,
- le taux de chargement nul provoque une contre flèche dont la valeur diminue à partir du 50^{ème} jour. A l'âge de 90 jours, la flèche mesurée est nulle,
- pour les deux autres taux de chargement, moyen 25% et élevé 45 % de la charge de rupture à 7 jours, les vitesses moyennes de déformation sont

respectivement : de 9,5 à 16,5 $\mu\text{m}/\text{jour}$ pour le premier mois d'âge des poutrelles, de 3,5 à 7,5 $\mu\text{m}/\text{jour}$ pour le deuxième mois et de 1,7 à 4,1 $\mu\text{m}/\text{jour}$ pour le dernier mois,

- le rapport des flèches totales mesurées sur les poutrelles pour les deux taux de chargement 25 et 45% varie en augmentant en fonction du temps. Il commence à 1,7 et se termine à 1,9.

A la fin de cette série de bétons spéciaux, nous allons examiner sur la figure 5.30 l'influence du taux de chargement appliqué sur les flèches totales des poutrelles en béton ordinaire de référence « BOR ». Plusieurs observations ressortent :

- les flèches sont proportionnelles aux charges,
- sur les poutrelles témoins (taux de chargement 0%), une contre flèche est enregistrée durant les deux premiers mois. Cette dernière diminue et passe à une flèche qui augmente dans le troisième mois avec une vitesse constante de $1\mu\text{m}/\text{jour}$.
- Pour les deux taux de chargement moyen et élevé, l'évolution des flèches se fait de la même manière. Les vitesses moyennes de déformation sont de 4 à 6 $\mu\text{m}/\text{jour}$ durant le premier mois, de 2,5 à 4 durant le deuxième mois et de 1,1 à 1,6 durant le troisième mois. Leurs courbes commencent à se stabiliser à partir de 80 jours.
- Les valeurs des flèches à 90 jours pour les deux taux de chargement 25 et 45%, sont de 11 à 17 fois la valeur de la flèche mesurée à 90 jours sur les poutrelles sans charges.
- Les rapports des flèches totales pour ces deux taux de chargement varient de 1,55 à 1,75.

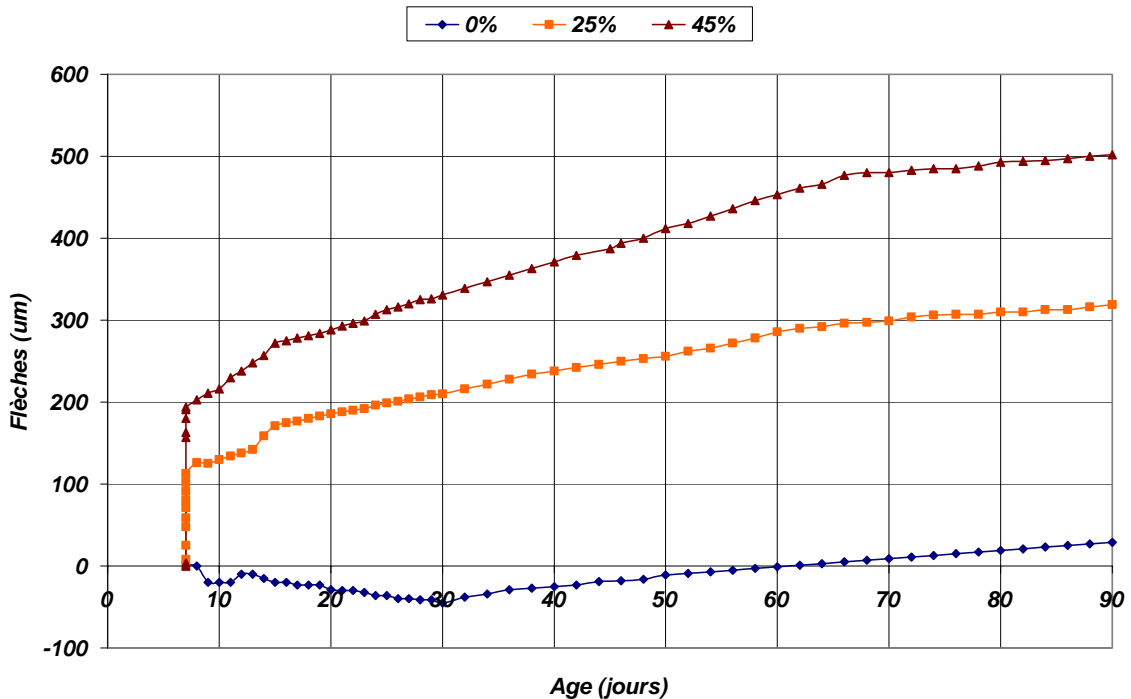


Figure 5.30. Influence du taux de chargement sur la flèche totale du béton BOR

c. Flèches de fluage

Les figures 5.31, 5.32 et 5.33 représentent la variation des flèches de fluage pour les bétons autoplaçants BAP, BAP+ et BAPRFM.

Une remarque très importante doit être faite : même au-delà de 90 jours, le fluage de ces trois bétons est en continuelle évolution, et ça pour les deux taux de chargement appliqués. L'évolution sous le taux de chargement élevé est presque uniforme après l'âge de 40 jours.

Le fluage de tous ces bétons est très rapide durant les premiers jours de chargement, et la vitesse de son évolution est proportionnelle à la charge maintenue.

Les vitesses calculées pour l'évolution des flèches totales pour ces différents bétons sont égales à celles calculées pour l'évolution des flèches de fluage durant les deux premiers mois.

Le fluage du béton ordinaire « BOR », montré sur la figure 5.34, est très rapide durant le premier mois. Ses vitesses d'évolution sont de 6 à 8 $\mu\text{m}/\text{jour}$ respectivement pour les deux taux de chargement de 25% et 45%. Ces vitesses sont plus grandes que celles calculées durant le premier mois de l'évolution des flèches totales de ce béton. A partir de 60 jours pour le taux de chargement de 25 % et de 70 jours pour celui de 45 %, le fluage est presque stable.

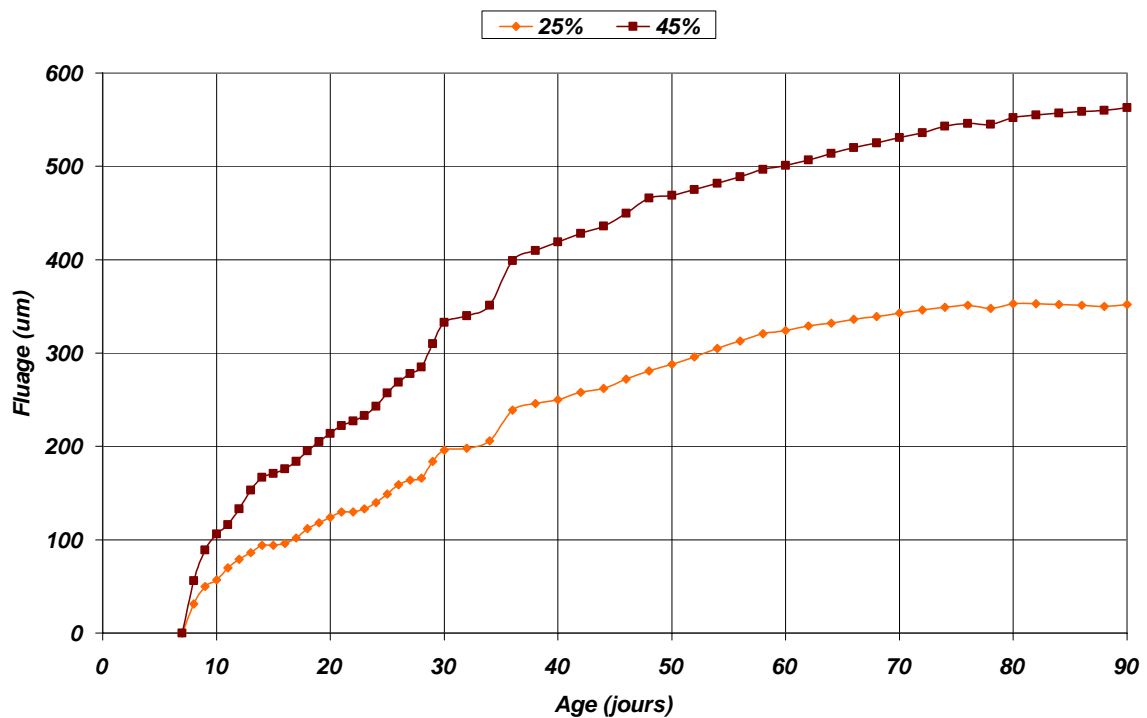


Figure 5.31. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAP

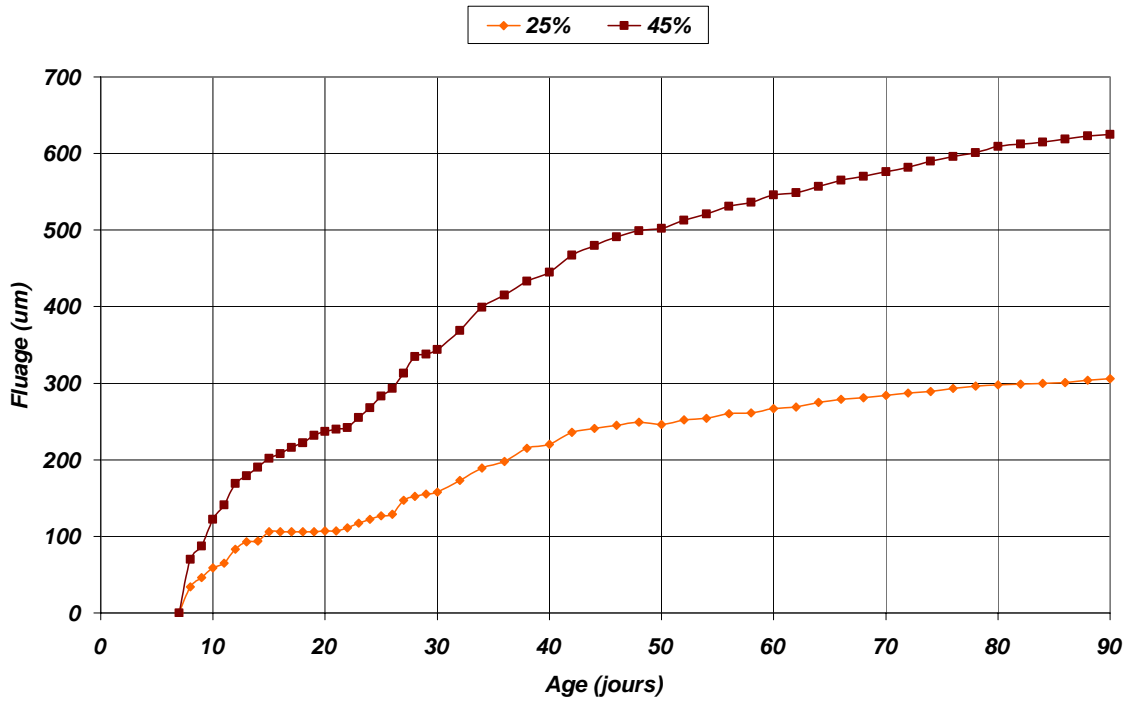


Figure 5.32. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAP+

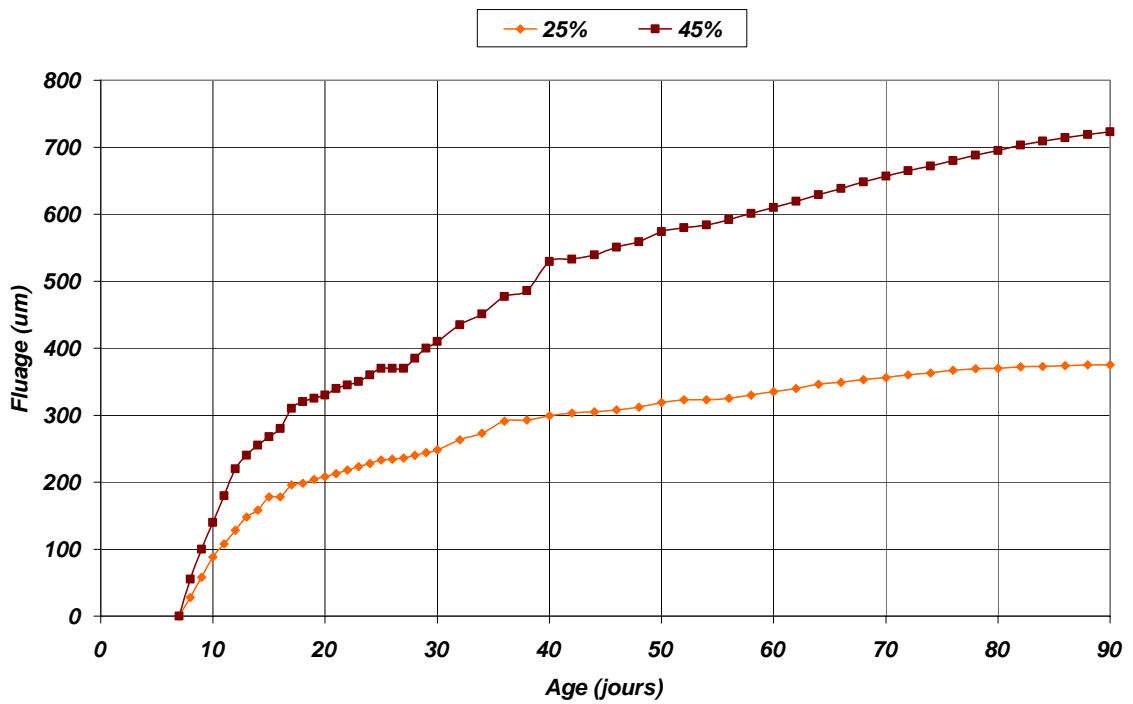


Figure 5.33. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BAPRFM

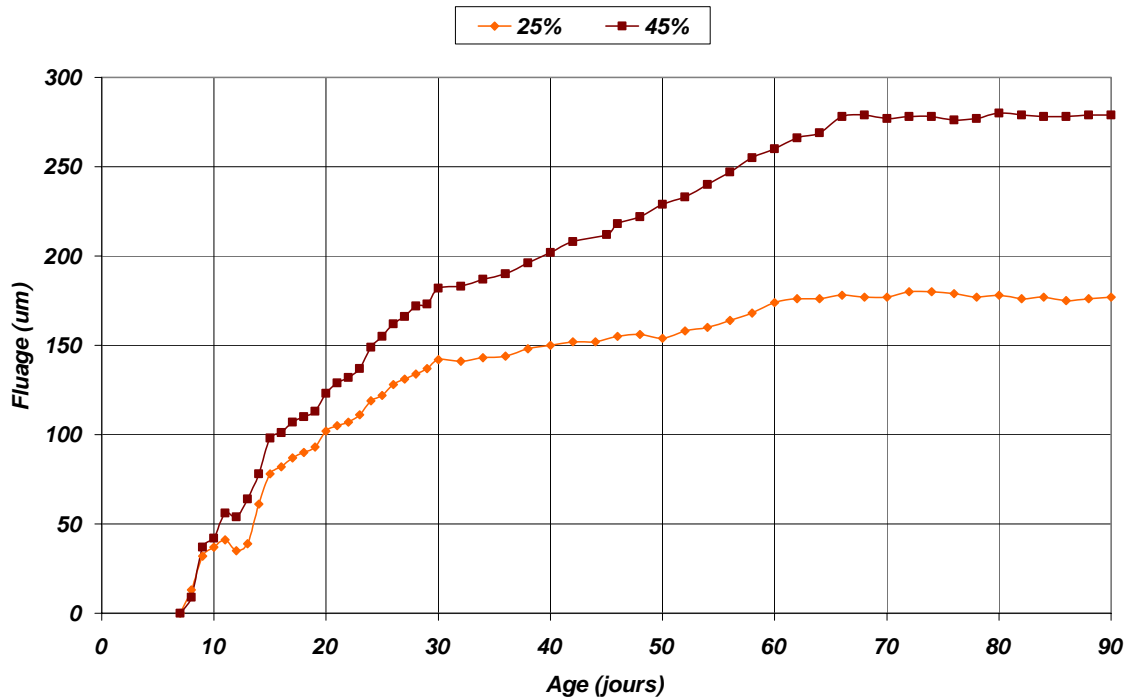


Figure 5.34. Influence du taux de chargement sur le fluage du béton BOR

Discussions :

Dans cette première représentation des résultats, on a étudié l'influence du taux de chargement sur les flèches apparentes mesurées, et on a confirmé la proportionnalité entre le fluage et la charge ou la contrainte appliquée, ce qui renforce les travaux de *Neville, Wagner, Bolomey, Bierwirth, Li, Mazzotti et Savoia*. ... et plusieurs autres chercheurs

D'autres taux de chargement ont été étudiés durant notre travail de recherche. Le fluage résultant a mené les poutrelles à une ruine rapide (de quelques heures à quelques jours suivant le type de mélanges). Pour les mélanges de bétons, plusieurs poutrelles confectionnées avec du « BR » se sont rompues après trois jours de chargement à 70 % de la charge de rupture à 7 jours. Pour les bétons spéciaux, le chargement des premières poutrelles de « BAP+ » à 55 % de leur charge de rupture à 7 jours, a été suivi après quelques heures d'une rupture brusque. Donc le taux maximal de la charge maintenue varie d'un béton à un autre et suivant l'âge de chargement. De ce fait, nous avons choisi un taux maximal de chargement de 45 %.

Donc, on peut dire que la limite inférieure du taux de chargement donnant un fluage instable qui mène à la rupture n'est pas constante. *Bissonnette et Pigeon* indique qu'à un niveau de contrainte qui dépasse 50 à 60 %, la relation entre contrainte appliquée et fluage s'éloigne de la linéarité en raison de l'endommagement progressif du lien pâte-granulat [*Bissonnette & Pigeon, 2000*].

5.4.2. Variation du type de granulats

Nous nous sommes intéressés dans cette partie, à l'étude de l'influence du type de granulats sur le fluage des mortiers et bétons.

Deux types de granulats sont utilisés (concassés et roulés) donnant une même composition de base pour ces mélanges « une maniabilité constante ».

5.4.2.1. Flèches instantanées

Sur la figure 5.35, on a regroupé toutes les valeurs des mesures de flèches instantanées sur les différents mélanges à base de différents types et tailles de granulats.

Plusieurs remarques peuvent être faites :

- Malgré que les charges appliquées sur les poutrelles confectionnées avec les mélanges à base de granulats roulés (MR et BR) soient les plus faibles devant les autres mélanges, ils donnent les plus grandes valeurs de flèches instantanées (123 μm pour le mortier MR et 73 μm pour le béton BR). Notons que chacun de ces deux mélanges possède le module d'élasticité le plus faible devant les deux autres mélanges de sa série. Les modules qui ont été calculés durant les essais statiques de flexion quatre points à 7 jours. Donc, la forme roulée de ces granulats qui donne une faible adhérence entre ces derniers et la pâte de ciment, autorise une grande déformabilité des mélanges durcis en flexion.
- C'est les mélanges à base de granulats mixtes (MCR et BCR) qui donnent les plus faibles flèches. La cause principale à notre avis revient aux qualités acquises de la combinaison des deux sables (de carrière et de mer) avec un module de finesse $mf = 2,5$, l'idéal aux mélanges à matrice cimentaire. Il ne faut pas oublier que ces deux mélanges ont la meilleure résistance à la traction par flexion sur prismes $7 \times 7 \times 28$ cm, et la plus grande charge de première fissuration sur poutrelles $10 \times 10 \times 120$ cm à 7 jours.
- L'ordre de classement des mortiers est idem à celui des bétons. Ceci montre que l'intervention du type des granulats sur les flèches instantanées de ces mélanges est la même. Nous pouvons aussi faire une liaison des résultats avec les valeurs des charges de première fissuration F_{f7} , car les mélanges ayant la plus grande charge F_{f7} donne lieu à la plus petite flèche instantanée, l'inverse est vérifié. Nous pensons que, peut être ces charges sont une référence pour les flèches instantanées.
- Les flèches instantanées des mortiers sont plus grandes que celles des bétons, et ça pour le même taux de chargement. Ceci est justifié par le rôle de la taille du plus gros granulat : plus elle est importante, plus la déformation du matériau est gênée. Les rapports entre les flèches instantanées des deux taux de chargement pour mortier et béton à base du même type de granulats sont très proches. Entre MC et BC le rapport est de 1,21 à 1,30, entre MR et BR de 1,63 à 1,68 et entre MCR et BCR de 1,05 à 1,20.

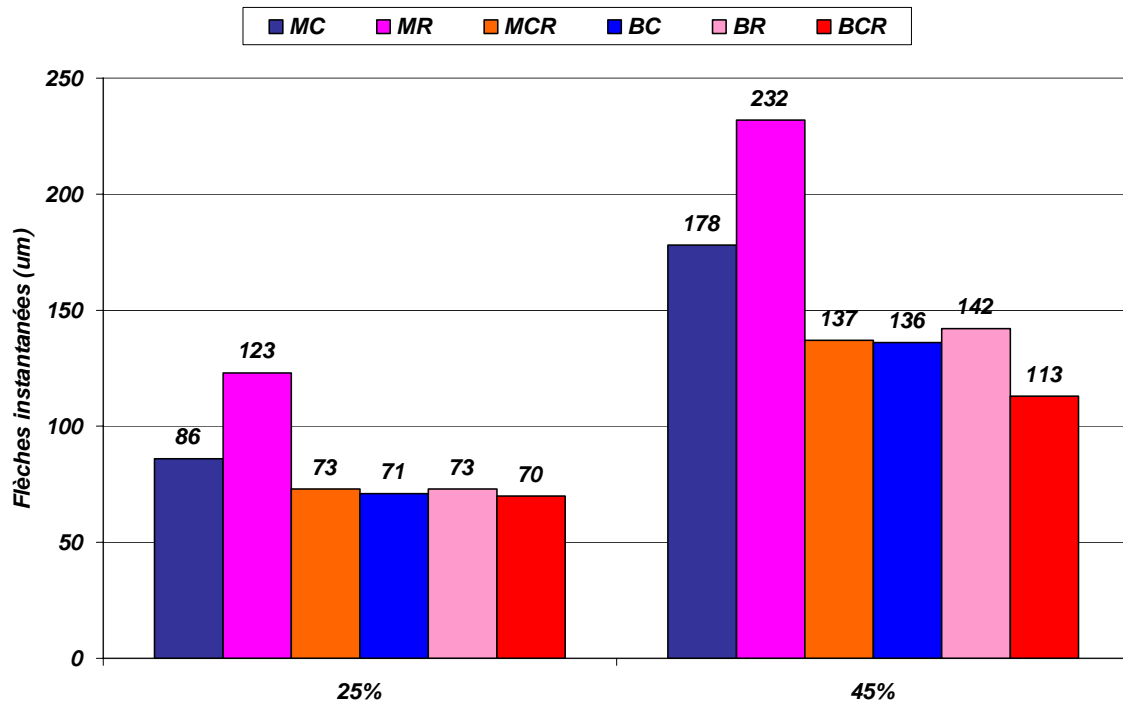


Figure 5.35. Influence du type des granulats sur les flèches instantanées

5.4.2.2. Flèches totales

Les figures 5.36, 5.37 et 5.38 exposent l'influence du type des granulats sur les flèches totales des mortiers et bétons sous différents taux de chargement (0%, 25 % et 45 % de la charge de rupture à 7 jours).

Sur la figure 5.36 sont représentées les flèches totales mesurées sur les poutrelles non chargées (témoins) des différents mélanges. Ce « retrait-fluage » donne lieu à des flèches au lieu de contre flèches pour tous les mélanges.

Plusieurs observations en découlent :

- Les flèches des mélanges à base de granulats concassés sont inférieures à celles des mélanges à base de granulats roulés.
- Le mortier « MC » donne lieu à la flèche la plus petite. La plus grande revient au béton BR.
- L'ordre de classement des flèches des mortiers à 90 jours dans le sens ascendant est : MC, MCR et MR. L'ordre des bétons au même âge est : BCR, BC et BR.
- Durant les deux premières semaines qui suivent la mise en place des poutrelles sur le banc d'essai, c'est le mortier « MCR » qui donne les plus faibles flèches.
- A partir du 28^{ème} jour, les courbes des flèches totales des mélanges à base de granulats mixtes (MCR et BCR) restent presque confondues.
- A 60 et 90 jours, le rapport des flèches des bétons et mortiers correspondants ne change pas vraiment. Entre BCR et MCR le rapport est de 1, entre BC et MC il est de 1,70 à 1,74 et entre BR et MR il est 1,08 à 1,12.

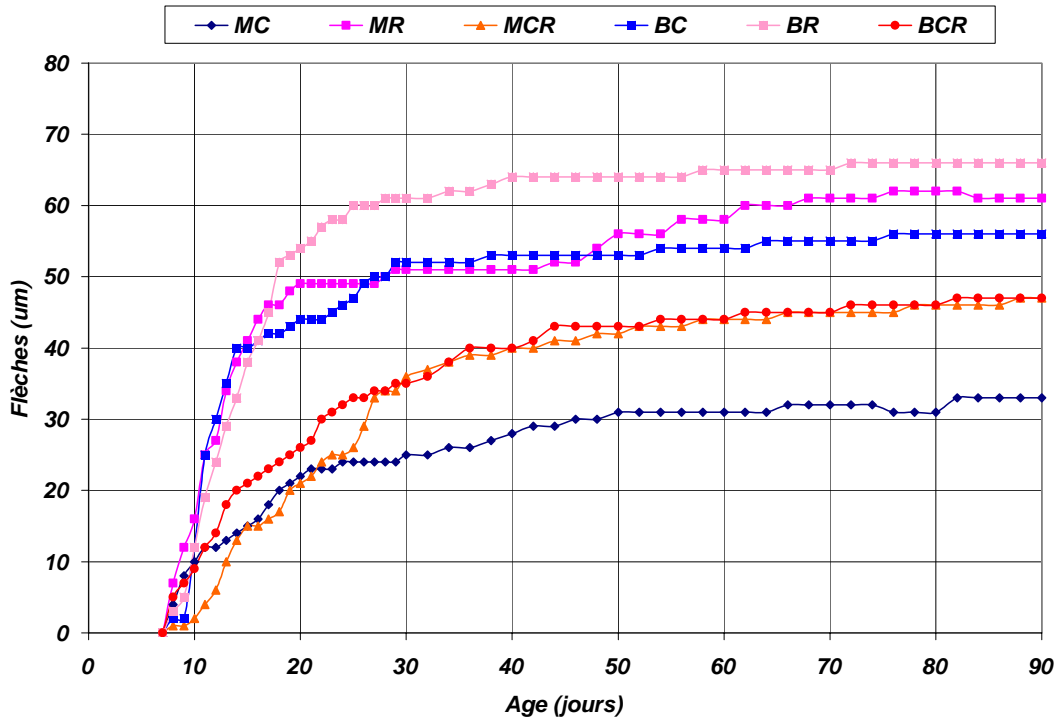


Figure 5.36. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 0%

Sur les figures 5.37 et 5.38, on présente les courbes d'évolution des flèches totales des mortiers et bétons, respectivement sous les deux taux de chargement moyen et élevé (25 % et 45 % de la charge de rupture à 7 jours).

Les remarques suivantes ressortent :

- L'ordre de classement des flèches totales à 90 jours des mélanges est le même pour les deux taux de chargement. Par ordre ascendant on trouve : BCR, MCR, MC, BC, MR et BR.
- Ce sont les mélanges à base de granulats roulés qui présentent les plus grandes flèches. Par contre, c'est les mélanges à base de granulats mixtes MCR et BCR qui donnent les déformations les plus faibles. Les lois d'évolution de ces deux derniers paraissent les mêmes.
- Le béton « BC » change de comportement d'un taux de chargement à un autre. Pour le taux moyen (figure 5.37), la courbe d'évolution de sa flèche totale est confondue avec celle du mortier « MC » pour les deux premiers mois de l'âge des poutrelles chargées, et elle est confondue avec celle du mortier « MR » durant le troisième mois. Toutefois, il faut noter que les valeurs des flèches totales de ces trois mélanges restent rapprochées, et ça pour les deux taux de chargement.
- Pour un taux de chargement moyen, les vitesses moyennes d'évolution des flèches totales des mortiers « MC » et « MCR » sont voisines à celles des bétons « BC » et « BCR » respectivement.

- L'ordre des flèches totales des mortiers est similaire à celui du pourcentage en air occlus dans ces matériaux. Il en est de même pour les bétons.
- Une remarque revient comme pour les flèches instantanées : les flèches totales des mélanges sont inversement proportionnelles à leurs charges de première fissuration à 7 jours.
- On peut aussi lier les différentes flèches avec volume de la pâte liante dans les mélanges, ou en mieux avec le rapport $\frac{V_g}{V_p}$ (V_g : volume des granulats et V_p : volume de pâte). Par exemple, pour les différents mortiers MC, MR et MCR, les rapports $\frac{V_g}{V_p}$ valent respectivement : 1,03 – 0,91 et 1,13. Le rapport le plus faible correspond au mortier « MR » dont la flèche est la plus grande, et le rapport le plus fort revient au mortier « MCR » dont la flèche est la plus petite.

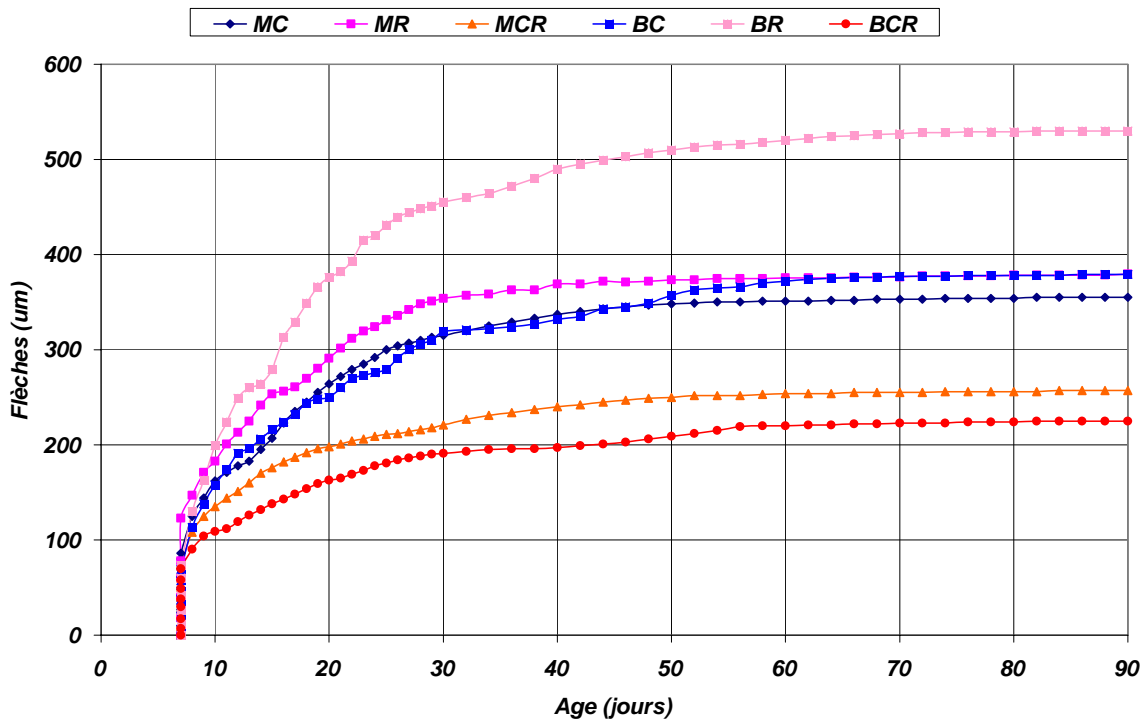


Figure 5.37. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 25%

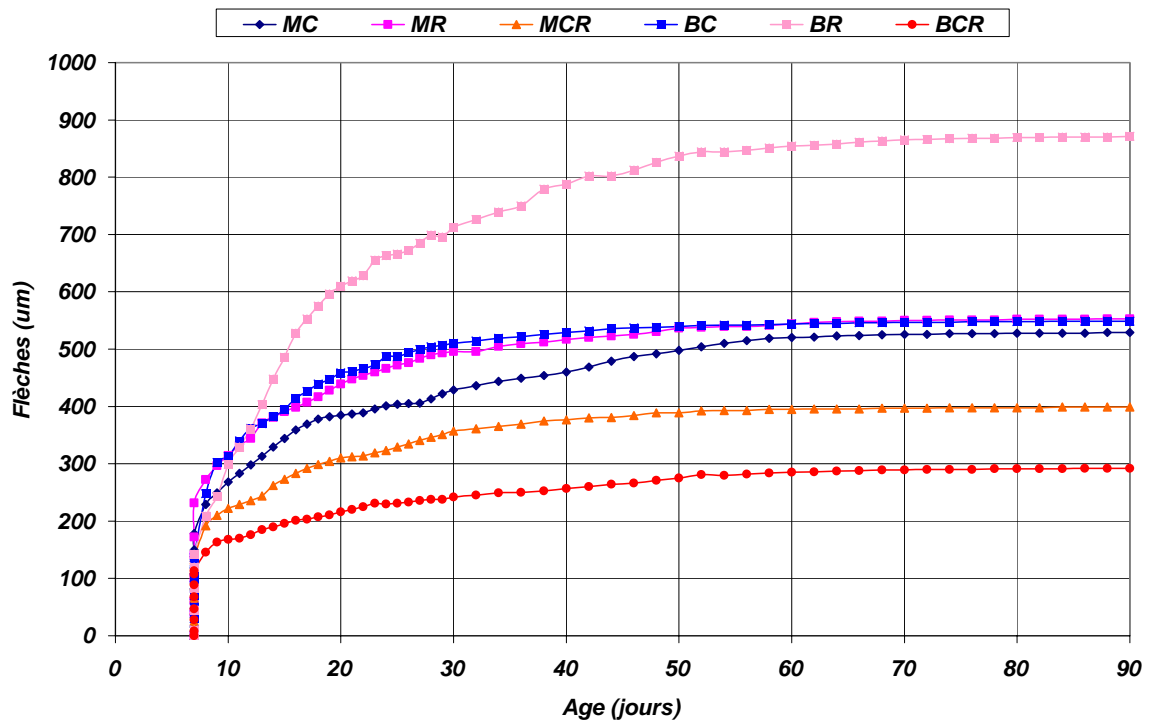


Figure 5.38. Influence du type des granulats sur les flèches totales pour un taux de chargement de 45%

5.4.2.3. Flèches de fluage

Les deux figures qui suivent présentent l'influence du type de granulats sur le fluage des différents mortiers et bétons.

Plusieurs observations doivent être écrites :

- L'ordre de classement des flèches de fluage des différents mélanges dans le sens ascendant est le suivant : BCR – MCR – MR – MC – BC – BR.
- L'ordre de classement des flèches de fluage des bétons est le même que celui des flèches totales ; par contre pour les mortiers, le « MC » donne le plus grand fluage par rapport au « MR ». Donc, pour ces derniers, un autre comportement est observé. Ce changement est dû aux valeurs des flèches instantanées du mortier « MR » qui, déduite des flèches totales, donne lieu à des flèches de fluage inférieures à celles du mortier « MC ».
- Le rapport des flèches de fluage à 30, 60 et 90 jours, entre un mortier et son béton correspondant est presque constant pour les deux taux de chargement.
- La qualité du sable corrigé des mélanges à base de granulats mixtes, augmente leurs performances vis-à-vis du fluage. Justement, le mortier « MCR » donne le plus faible fluage devant les deux autres mortiers, et le béton « BCR » fait de même devant les deux autres bétons « BC » et « BR ».

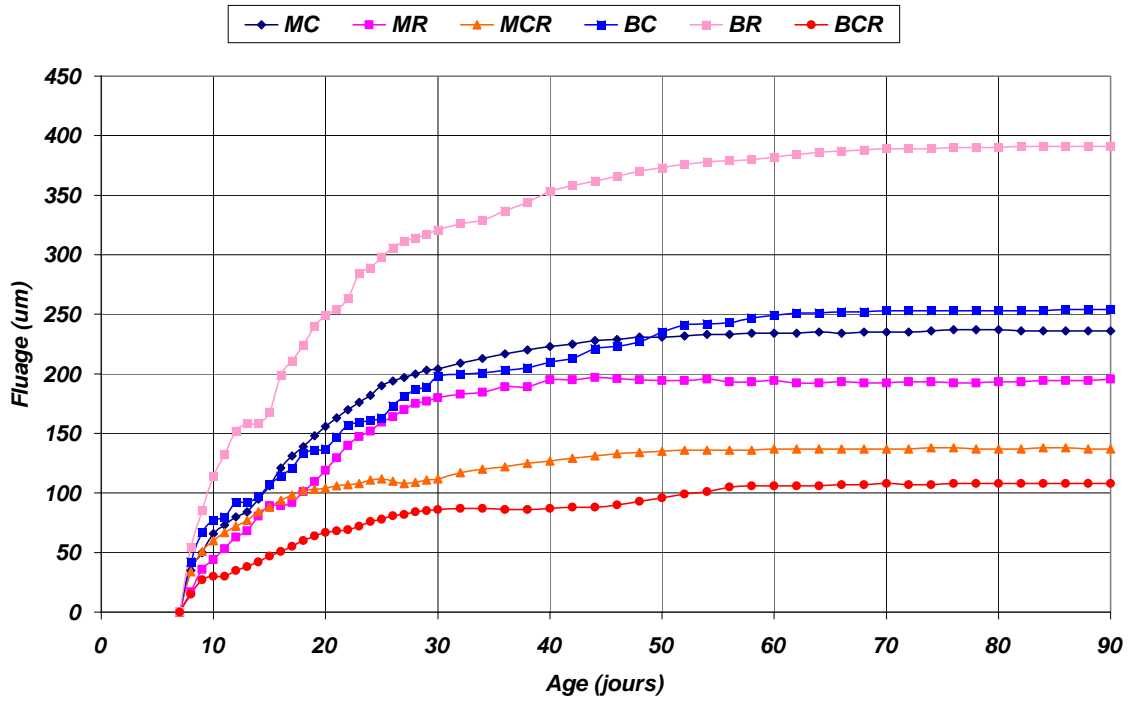


Figure 5.39. Influence du type des granulats sur les flèches de fluage pour un taux de chargement de 25%

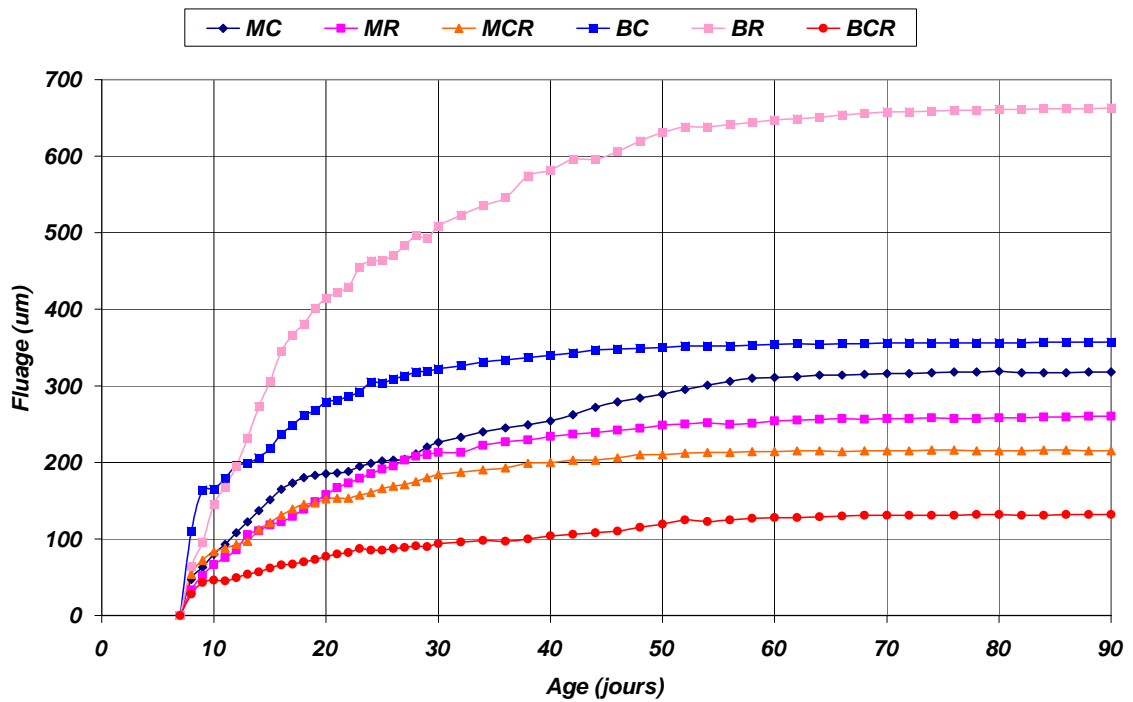


Figure 5.40. Influence du type des granulats sur les flèches de fluage pour un taux de chargement de 45%

Discussions :

Dans cette partie nous avons confirmé l'effet de la forme du granulat sur les déformations différées des mélanges à matrice cimentaire.

Un granulat roulé, par sa forme arrondie plus ou moins lisse, permet l'écoulement de la pâte liante, en provoquant ainsi de grandes déformations instantanées et différées sous charges des matériaux dont il rentre dans leurs compositions.

La forme et la surface rugueuse d'un granulat concassé, gênent les déplacements de la pâte, en provoquant ainsi de faible déformation à court et à long terme des matériaux à base de ce dernier.

La teneur en air dans les matériaux semble avoir de grands effets sur les flèches totales des poutrelles en flexion quatre points. Son augmentation donne lieu à plus de fluage. On pense que les pores existants dans les mélanges à l'état frais, emmagasinent de l'eau restant de l'hydratation du ciment, et provoquant sa diffusion avec le temps. Le fluage est donc lié au mouvement de l'eau dans les matériaux à matrice cimentaire.

Les flèches totales augmentent avec le volume de pâte. La raison en est, comme pour le retrait, que seule la pâte flue. Le volume de pâte est aussi le paramètre principal jouant sur le fluage.

Pour tous les mélanges, le rapport $\frac{V_g}{V_p}$ (volume de granulats/volume de pâte) semble donner une bonne référence pour le fluage. L'augmentation de ce rapport diminue les valeurs des flèches. Plusieurs chercheurs confirment cette remarque. **Domone, Bissonnette et Pigeon** indiquent que parmi les paramètres intrinsèques à retenir pour le fluage (en traction, en particulier), ils ont choisi le ratio granulats/pâte de ciment dont la diminution entraîne un fort fluage spécifique en traction et en compression [**Domone, 1974**] ; [**Bissonnette et Pigeon, 1995**] ; [**Bissonnette & Pigeon, 2000**]. D'après ces mêmes auteurs, cela revient à ce que la source majeure de microfissuration du fluage en traction se situe au niveau des auréoles de transition.

A notre avis, le sable utilisé dans la formulation d'un mélange est aussi un paramètre très important. La qualité, la finesse et la forme de ce dernier gouvernent le phénomène des déformations différées des matériaux dont il rentre dans leurs compositions.

Pour les flèches instantanées et les flèches totales, nous pensons que les résistances à la compression et à la flexion ne peuvent donner au préalable une idée sur leurs classements pour les différents mélanges ; les charges de première fissuration constituent les meilleures références : plus la charge de première fissuration mesurée dans les essais statiques est grande moins la flèche enregistrée lors des essais de fluage est petite.

5.4.3. Influence du rapport F/L

Il existe localement différents types d'additions. Les plus courantes sont les fillers calcaires, les cendres volantes, et la fumée de silice, qui sont utilisées en général pour diminuer le coût du béton en remplacement d'une partie du ciment, ou pour améliorer la continuité du squelette granulaire et ainsi réduire les problèmes de ressuage et/ou ségrégation.

Dans notre cas, nous avons utilisé les fillers calcaires. Les études sur ces derniers sont plus rares, car leurs dosages dans les bétons ordinaires sont relativement faibles. C'est surtout le développement des BAP qui a suscité récemment un nouvel intérêt pour les fillers.

Citons justement des résultats obtenus sur des BAP. Le fluage et le retrait de séchage peuvent diminuer avec l'emploi d'un filler calcaire, si sa finesse permet d'augmenter la compacité du squelette, et donc réduire les mouvements d'eau et les transferts d'humidité [Bui & Montgomery, 1999], [Turcry, 2004]. Certains fillers semblent au contraire augmenter le fluage et le retrait des BAP [Heiman & Vandewalle, 2003].

Nous allons étudier l'effet des fillers calcaires utilisés sur les mesures de flèches lors de nos essais de fluage, en comparant deux bétons autoplaçants entre eux.

5.4.3.1. Flèches instantanées

La figure 5.41 montre la différence entre les flèches instantanées de deux bétons autoplaçants avec différents rapports Fillers/Liant (F/L) estimés en masses.

On remarque que :

- La diminution du rapport F/L donne la plus grande flèche élastique, et ça pour les deux taux de chargement étudiés.
- Le rapport des flèches instantanées mesurées sur « BAP » et « BAP+ » est du même ordre quel que soit le taux de chargement. Sa valeur est de 1,40.

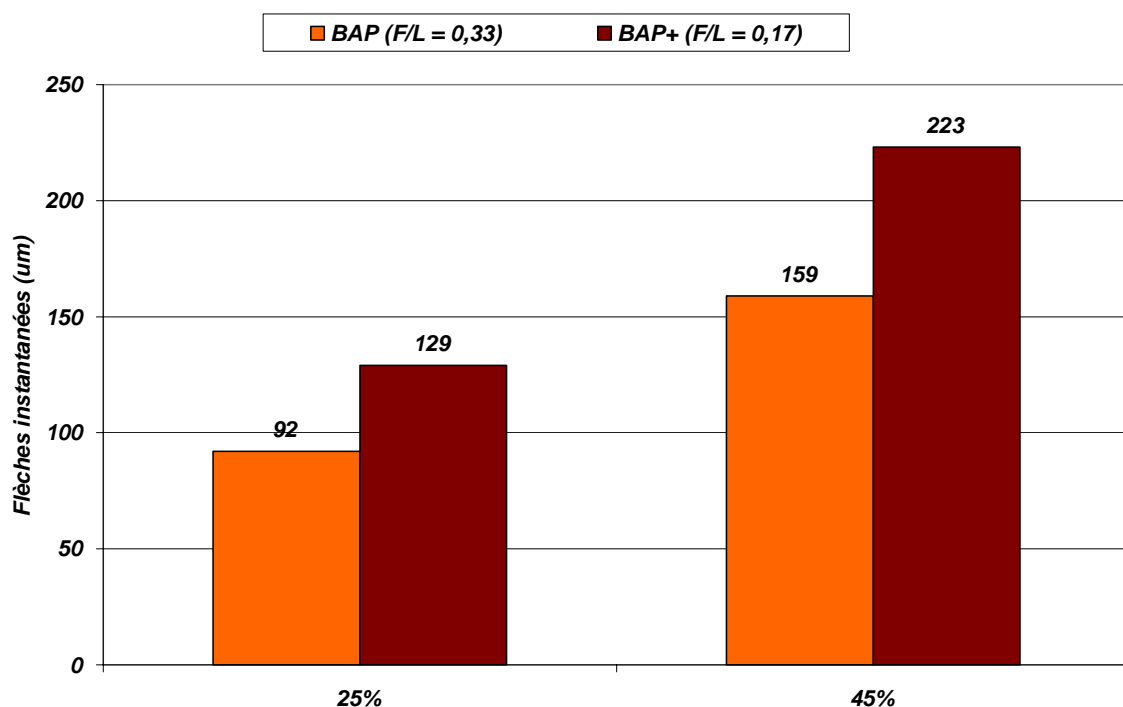


Figure 5.41. Influence du rapport F/L sur les flèches instantanées des bétons autoplaçants

5.4.3.2. Flèches totales

Les figures 5.42, 5.43 et 5.44, représentent l'influence du rapport F/L sur les flèches totales des poutrelles en « BAP » et « BAP+ ».

Les observations suivantes peuvent être tirées :

- Pour les poutrelles témoins (figure 5.42), nous remarquons que le « BAP » présente dès les premiers jours de chargement, de légères déformations (presque nulles), et à partir du 50^{ème} jour, la flèche commence à augmenter avec une vitesse constante. Par contre le « BAP+ » donne une réponse immédiate en contre flèche qui se stabilise à partir de la deuxième semaine du chargement. Et à partir 50^{ème} jour (comme pour le BAP), une diminution uniforme de cette déformation est observée, avec presque la même vitesse de l'augmentation de la flèche du BAP.

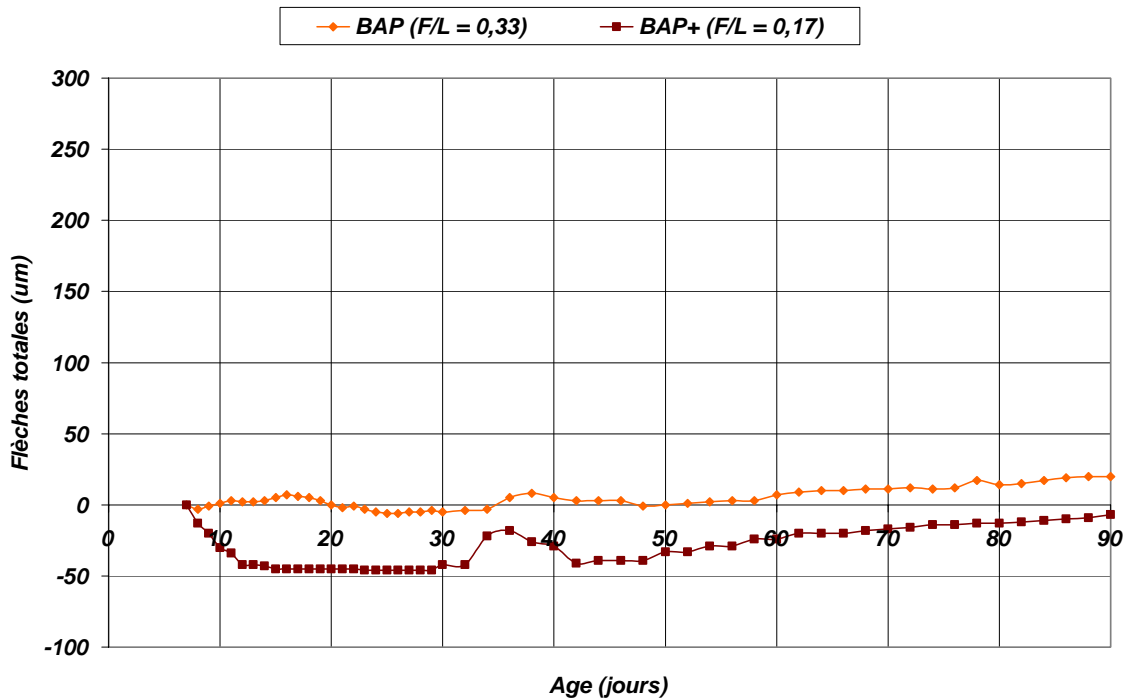


Figure 5.42. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 0 %

- Durant la première semaine du chargement, et avec un taux de 25% de la charge de rupture des poutrelles à 7 jours (figure 5.43), les flèches totales du « BAP+ » sont supérieures à celles du « BAP ». Juste après, le contraire est remarqué. Donc, pour un taux de chargement moyen, une augmentation du rapport F/L fait accroître les flèches totales. Ce résultat ne peut pas être confirmé, car d'autres paramètres l'ont sûrement influencé. Par exemple, le rapport E/C qui est plus important pour le BAP, et connaissant son effet proportionnel au fluage, il pourra dérouter ce résultat.

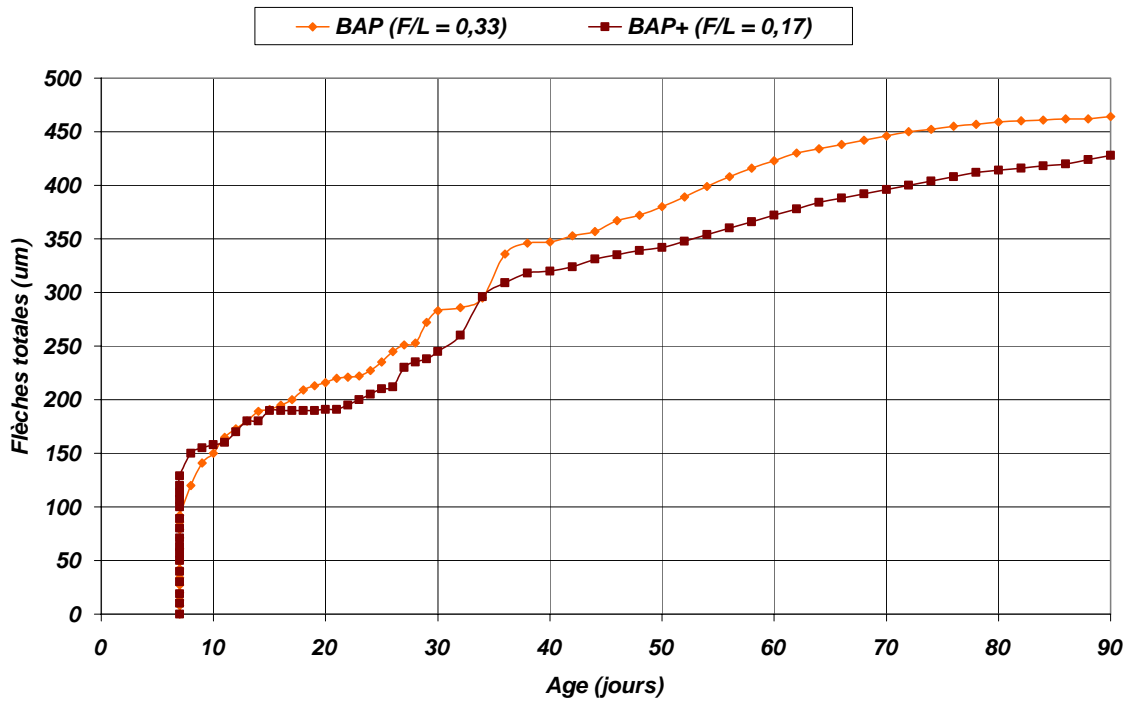


Figure 5.43. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 25 %

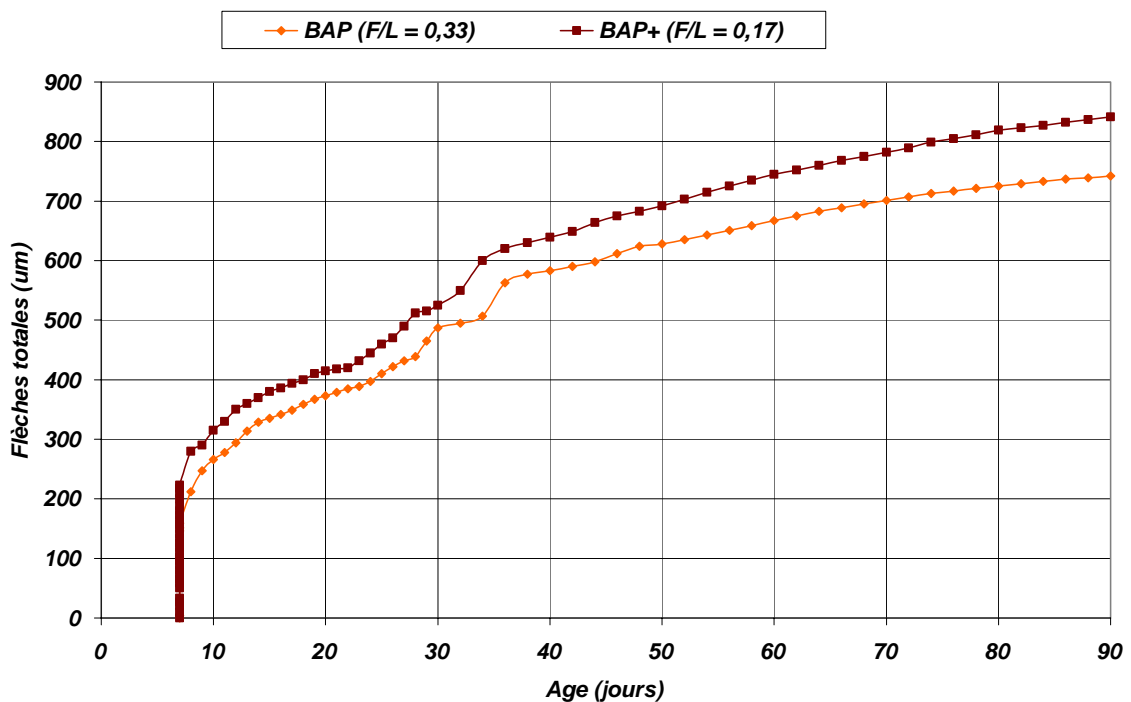


Figure 5.44. Influence du rapport F/L sur les flèches totales des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 45 %

- Pour un taux de chargement élevé (45% de F_{R7}) (figure 5.44), les lois d'évolution des courbes des flèches totales du « BAP » et du « BAP+ » semblent les mêmes. L'effet du rapport F/L sur ces déformations différées semble en concordance avec la bibliographie : plus il est faible, plus il y a

de déformations. Donc, malgré que le rapport E/C du BAP (0,53) et plus important que celui du BAP+ (0,44), les flèches totales du premier mélange sont inférieures à celles du deuxième. Il faut noter que ce résultat peut être influencé par plusieurs autres paramètres : le volume de pâte du « BAP+ » est légèrement supérieur à celui du « BAP », le rapport $\frac{V_g}{V_p}$ (volume de granulats /volume de pâte) pour le « BAP » est supérieur à celui du « BAP+ ».

- Quel que soit l'ordre de classement des deux bétons autoplaçants, et pour les deux taux de chargement moyen et élevé, le rapport de leurs flèches totales à 30, 60 et 90 jours est compris entre 0,8 et 1,2.

5.4.3.3. Flèches de fluage

Par les figures 5.45 et 5.46 nous avons cherché à montrer, comme pour les flèches totales, l'influence du rapport F/L sur le fluage des poutrelles en bétons autoplaçants, et pour les deux taux de chargement, 25 et 45 % de leurs charges de ruine à 7 jours.

Les remarques suivantes reviennent :

- Le fluage du « BAP » est plus important que le fluage du « BAP+ » pour un taux de chargement moyen.
- Pour un taux de chargement élevé, les flèches de fluage du « BAP+ » sont plus grandes que celles du « BAP ». En plus, leurs lois d'évolutions semblent identiques.
- Les rapports des flèches des deux taux à 30, 60 et 90 jours varient de 0,8 à 1,2.

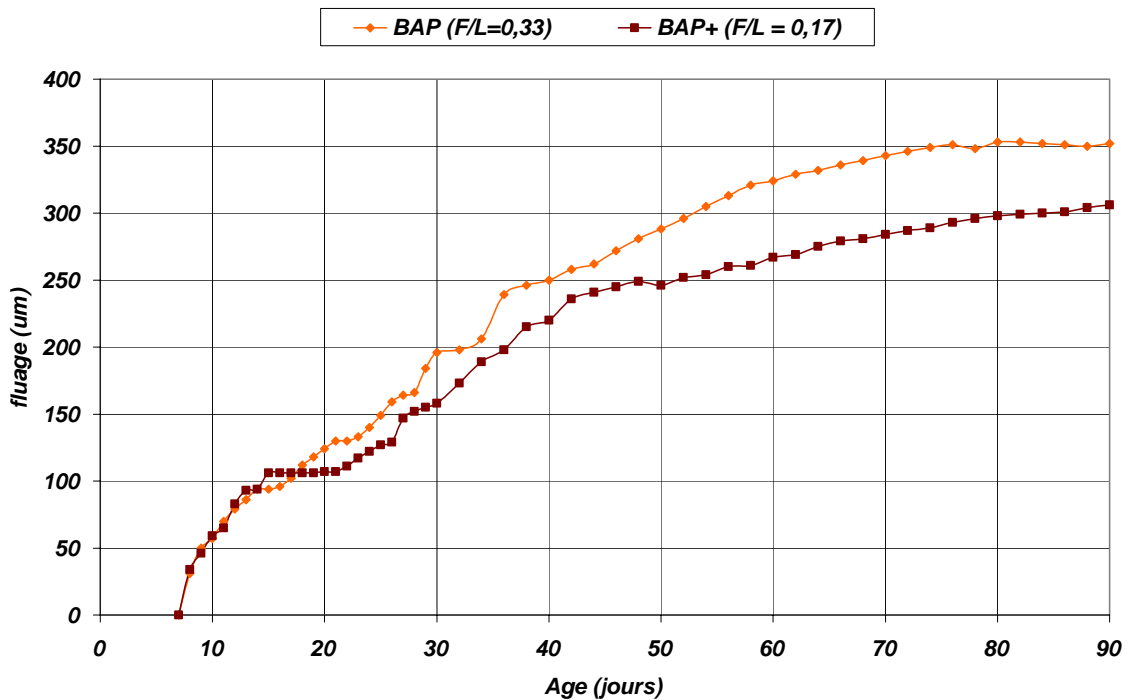


Figure 5.45. Influence du rapport F/L sur le fluage des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 25 %

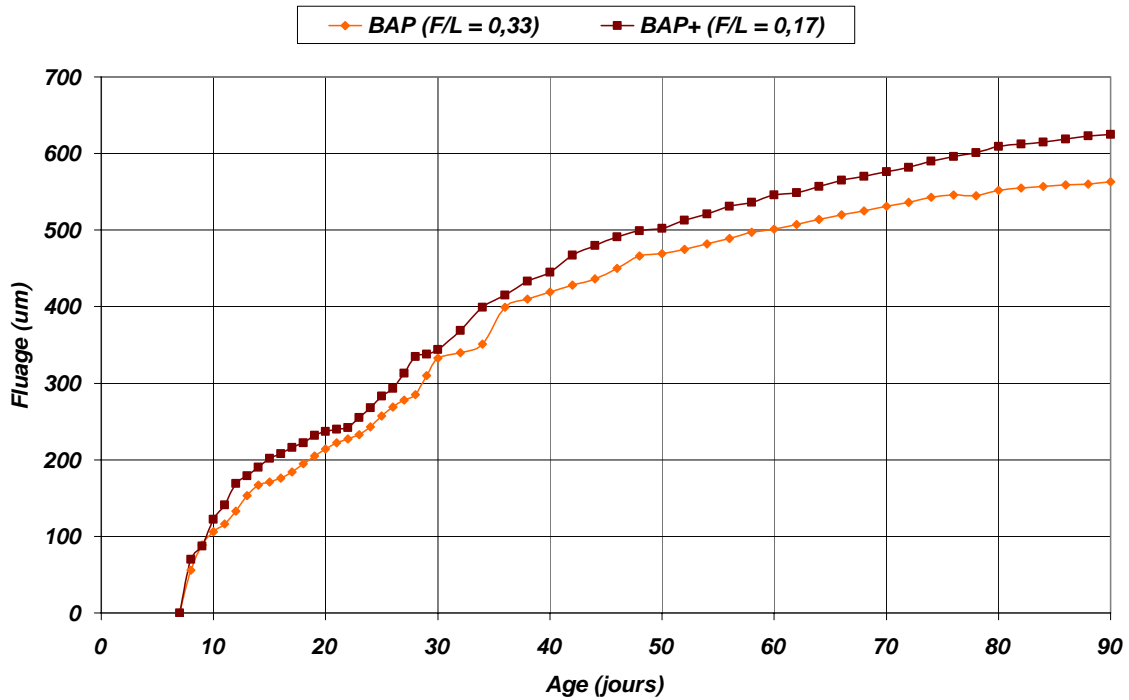


Figure 5.46. Influence du rapport F/L sur le fluage des bétons autoplaçants pour un taux de chargement de 45 %

Discussions :

Dans cette étude, l'influence du rapport F/L sur les flèches des bétons autoplaçants n'a pas pu être tirée au clair.

Toutefois, on a pu remarquer des contradictions comme celles retrouvées dans notre recherche bibliographique.

Cependant, nous pensons que sous l'effet d'un taux de chargement élevé, les contraintes qui naissent de la flexion des poutres, engendrent des pressions locales (à l'échelle microstructurale), provoquant ainsi une diffusion de l'eau plus importante, lorsque le pourcentage des fillers calcaires diminuent, et donc, plus de déformations.

5.4.4. Comparaison entre béton autoplaçant et béton ordinaire à égales résistances

Lorsqu'on parle du fluage d'un béton autoplaçant, il s'agit implicitement de le comparer avec un béton ordinaire vibré.

Dans la littérature, la comparaison se fait souvent avec un béton ordinaire de même résistance. Mais, la précaution n'est toutefois pas toujours prise de comparer les BAP à des bétons de même résistance. Celle-ci est pourtant une caractéristique importante, selon les modèles réglementaires. Cependant, en pratique, la résistance des BAP n'est pas la propriété première du cahier des charges.

La différence majeure entre une formule de BAP et une formule "ordinaire" est le volume de pâte. Le rapport E/C est généralement du même ordre de grandeur, puisque la fluidité est surtout obtenue par le dosage élevé en superplastifiant. Les déformations différées, retrait et fluage, sont donc susceptibles d'être augmentées par rapport aux bétons ordinaires. Plusieurs chercheurs ont montré, au contraire, que le fluage, le retrait et le

module d'élasticité des BAP sont du même ordre de grandeur que ceux des bétons ordinaires à condition qu'on opère à même résistance, voir les travaux de Pons [Pons, 2001], [Proust, 2002].

Nous avons choisi dans cette partie, de comparer les résultats en flèches du béton autoplaçant « BAP » et du béton ordinaire de référence « BOR ». Ces deux matériaux ont presque les mêmes résistances à la compression à 7 jours (15,30 et 14,50 MPa respectivement) et à 28 jours (25,80 et 25,68MPa respectivement). Plusieurs autres paramètres aussi sont très voisins : les rapports E/C et G/S, la densité et le pourcentage d'air occlus.

Les principales différences résident dans :

- le volume de pâte 422 l/m³ pour le BAP devant 357 l/m³ pour le BOR,
- le volume de granulats de 570 l/m³ pour le BAP et de 656 l/m³ pour le BOR.

Pour mieux estimer ces deux derniers paramètres, nous avons choisi comme référence le rapport $\frac{V_g}{V_p}$ (volume de granulats /volume de pâte) qui est de 1,35 pour le BAP et de 1,84 pour le BOR.

Nous allons comparer dans la suite, les flèches instantanées, totales et de fluage de ces deux bétons.

5.4.4.1. Flèches instantanées

Nous remarquons dans la figure 5.47, que les flèches instantanées des poutrelles en BAP sont plus grandes que celles en BOR.

Le rapport des flèches de ces deux bétons est de 1,2 pour les deux taux de chargement (moyen et élevé). Il est clair que l'écart entre ces flèches n'est pas vraiment important (21 µm pour un taux de 25 % et 35 µm pour un taux de 45 %).

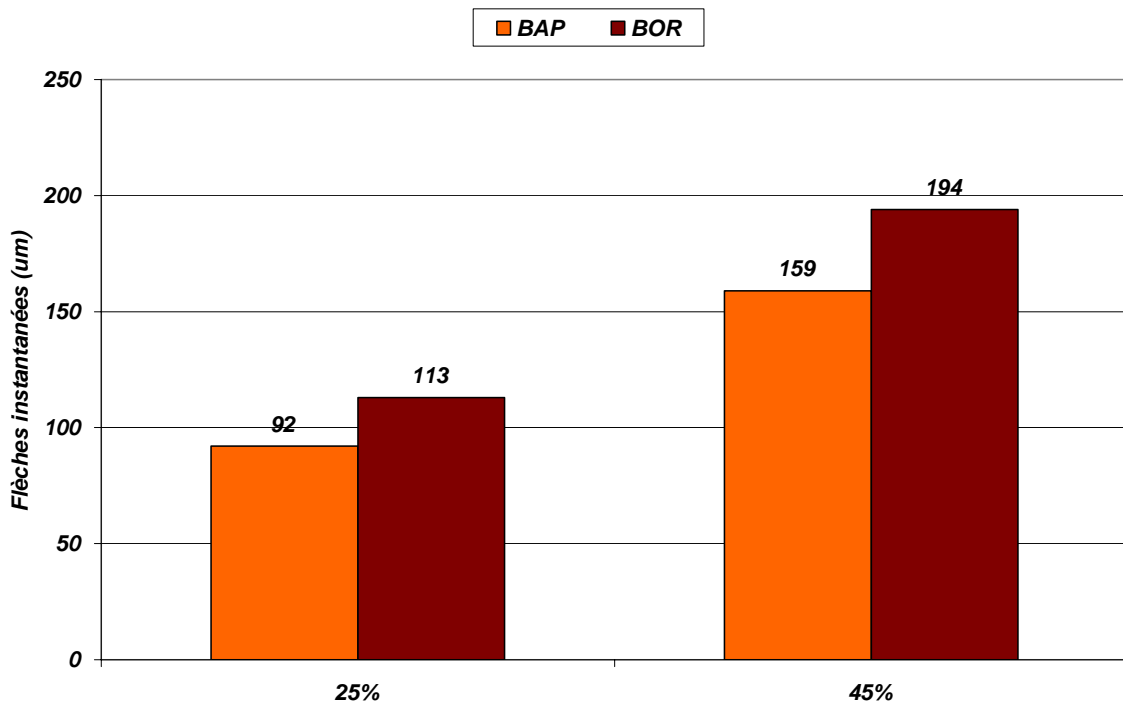


Figure 5.47. Comparaison entre les flèches instantanées du BAP et du BOR

Donc, on peut confirmer l'influence du rapport $\frac{V_g}{V_p}$ sur ces résultats, plus il est important, moins sont les flèches instantanées.

5.4.4.2. Flèches totales

De la figure 5.48, on peut comparer les deux bétons pour un taux de chargement nul. Le BOR donne une contre flèche à partir du 3^{ème} jour de chargement, qui augmente jusqu'à la fin du premier mois de son âge. Ensuite elle diminue durant le deuxième mois et devient une flèche dans le troisième qui dépasse celle du BAP à 90 jours.

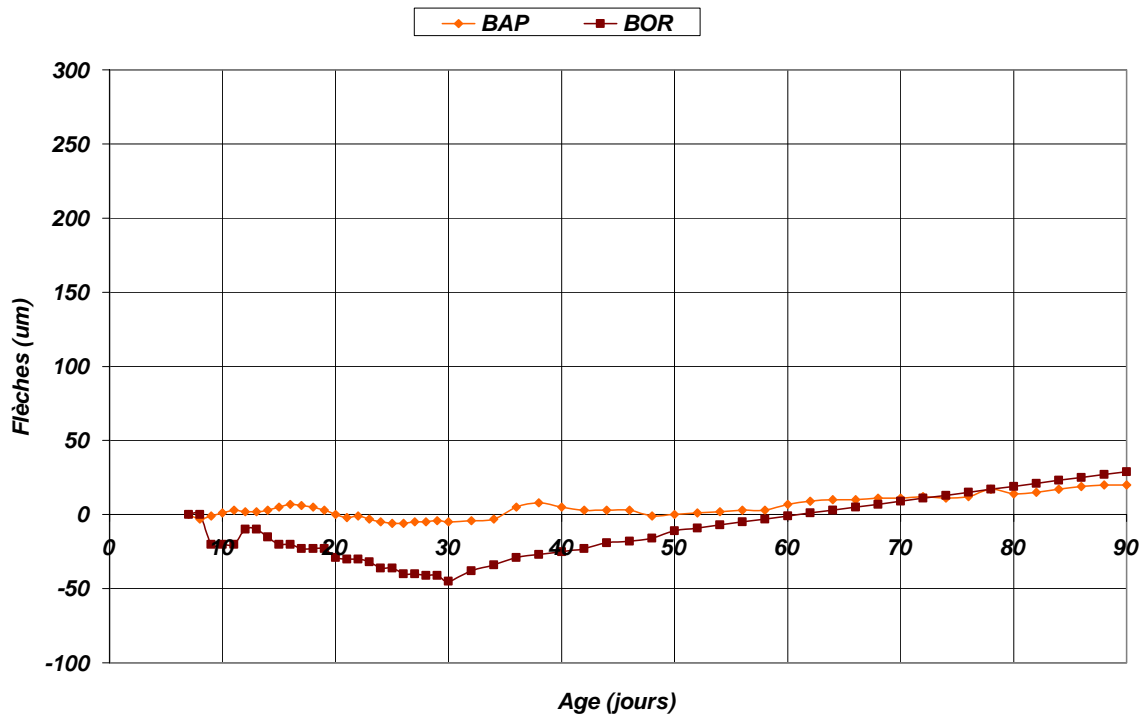


Figure 5.48. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 0 %

La figure 5.49 illustre la différence entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement moyen de 25%. On remarque ce qui suit :

- La courbe de la flèche du BOR évolue presque de façon uniforme dans les intervalles de temps suivant : de 7 à 16 jours, de 16 à 67 jours et de 67 à 90 jours. Dans ce dernier intervalle, elle commence à se stabiliser.
- Par contre, la courbe du BAP évolue d’une façon très variable durant le premier mois du chargement. Ensuite, son accroissement suit une vitesse presque constante, sans qu’il fasse apparaître de stabilisation.
- Les flèches totales du BAP à 30, 60 et 90 jours représentent presque 1,5 fois celles du BOR.

Les mêmes remarques reviennent pour les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement élevé de 45%, et qui sont représentées sur la figure 5.50.

Donc, malgré que les deux bétons soient presque soumis à la même intensité des charges, leurs déformations en flèches sont très différentes.

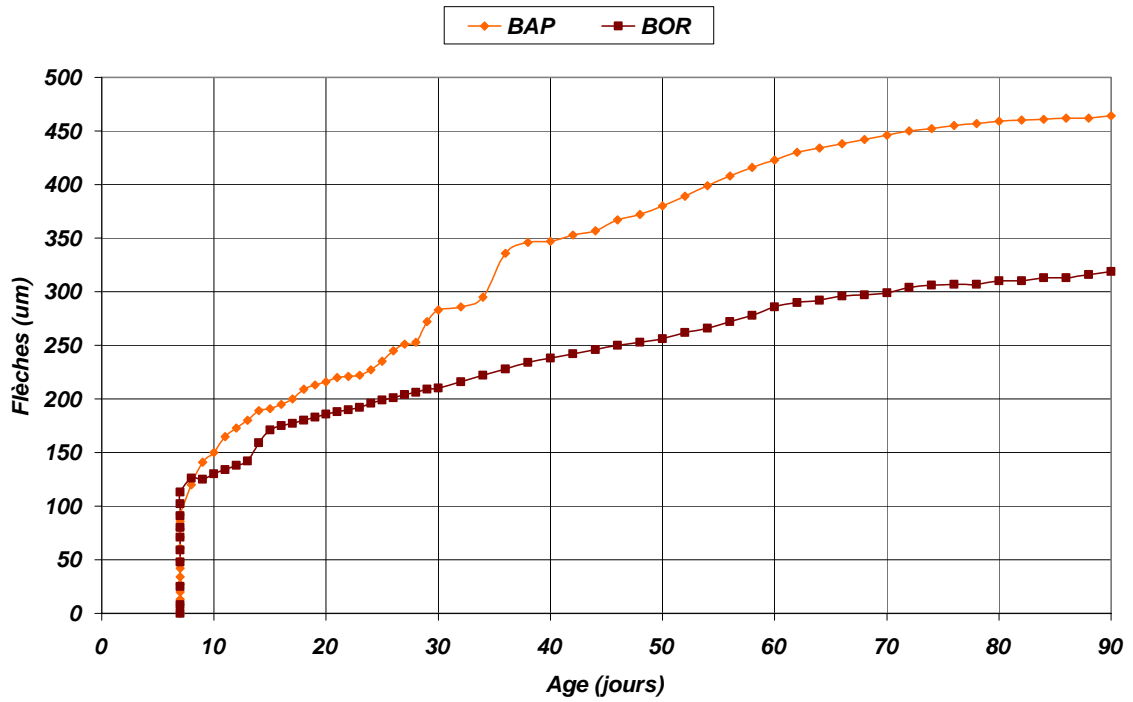


Figure 5.49. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 25%

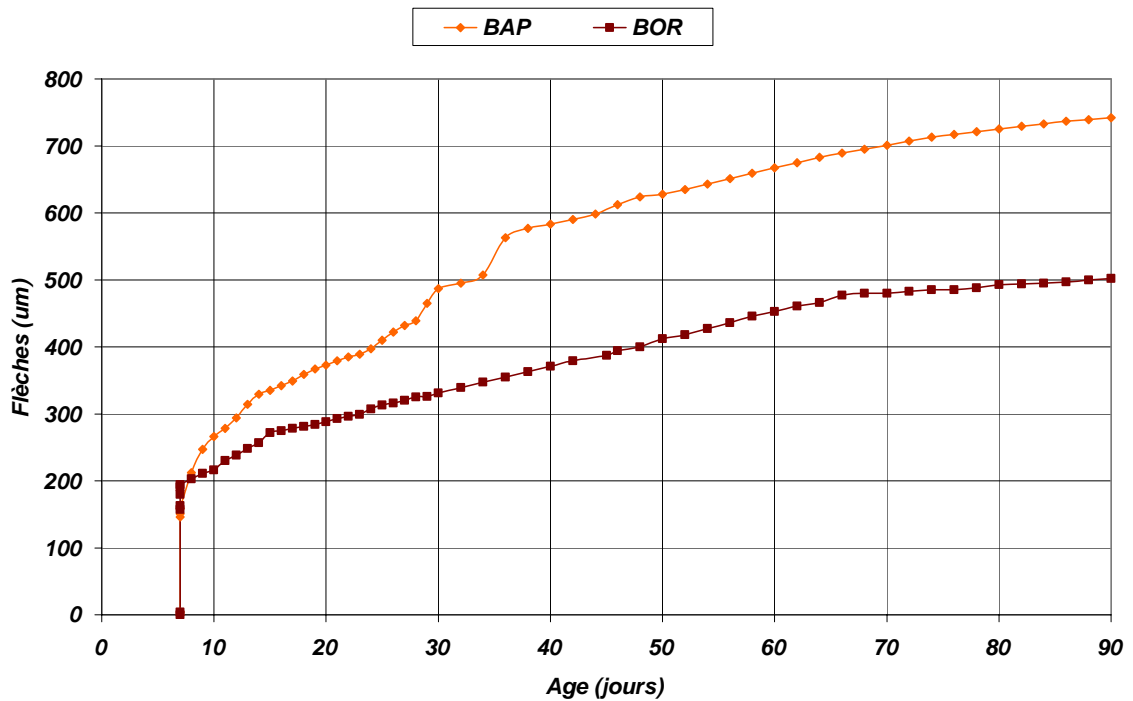


Figure 5.50. Comparaison entre les flèches totales du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 45%

5.4.4.3. Flèches de fluage

En ce qui concerne les flèches de fluage des deux bétons représentées sur les figures 5.51 et 5.52, plusieurs commentaires peuvent être tirés :

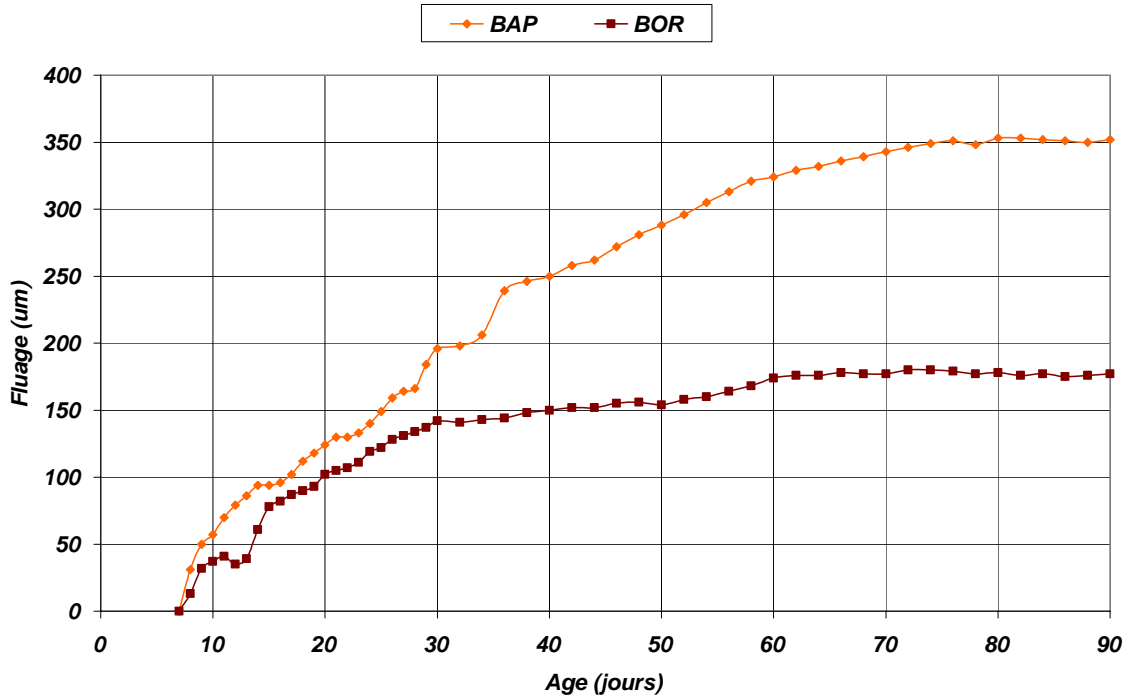


Figure 5.51. Comparaison entre le fluage du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 25%

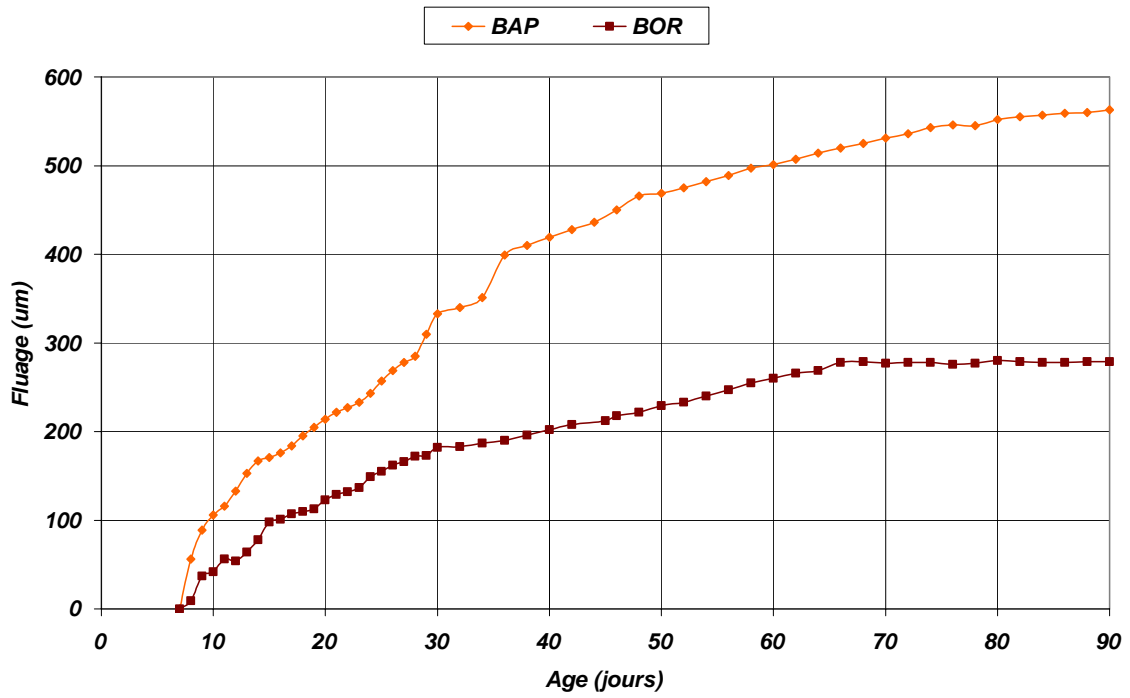


Figure 5.52. Comparaison entre le fluage du BAP et du BOR pour un taux de chargement de 45%

- Le fluage du BAP est beaucoup plus important que celui du BOR.
- Dans le premier mois d'âge des poutrelles, les flèches de fluage s'écartent de peu, et leurs courbes suivent, presque, les mêmes lois d'évolution.
- A partir de 30 jours, un grand écart se crée entre ces flèches.
- Pour un taux de chargement de 25 % (figure 5.51), le fluage du BAP représente par rapport à celui du BOR : 1,38 fois à 30 jours, 1,86 fois à 60 jours et presque 2 fois à 90 jours.
- Pour un taux de chargement de 45 % (figure 5.52), le fluage du BAP représente par rapport à celui du BOR : 1,83 fois à 30 jours, 1,93 fois à 60 jours et 2,02 fois à 90 jours.
- On peut dire d'une façon générale que le fluage du BAP à 90 jours représente le double du fluage du BOR.

Discussion

Cette étude confirme la majeure partie des résultats trouvés dans la littérature, issus de la comparaison entre béton autoplaçant et béton ordinaire à égales résistances.

Quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants BAP subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons ordinaires.

Le fait que ces deux taux représentent des charges voisines pour le BAP et le BOR, on peut dire que même sous une charge constante, sans se référencier ni à la charge de rupture ni à la charge de première fissuration, le fluage du BAP reste supérieur à celui du BOR.

A 90 jours, le fluage du BAP est 2 fois plus important que celui du BOR.

Tous ces résultats s'expliquent à notre avis par le fait que la proportion volumique des granulats étant moins importante dans les BAP, laisse une place plus importante à la pâte liante pour se déformer.

Les flèches instantanées des deux bétons sont proches par le fait que les charges appliquées sont presque égales, et aussi parce qu'ils ont les mêmes résistances et des modules d'élasticité voisins.

5.4.5. Influence de l'introduction des fibres métalliques dans le BAP

Le béton de fibres métalliques est un mélange conventionnel, contenant une répartition uniforme de fibres métalliques discontinues. Ces dernières renforcent la matrice de béton et lui confèrent un caractère ductile en phase post-fissuration [*Bouras et al., 2006*].

L'utilisation des fibres métalliques pour le renforcement des bétons autoplaçants est d'actualité. De nos jours, ce matériau a fait l'objet de nombreuses recherches dans différents laboratoires. Mais, il y a peu d'informations sur l'effet des fibres sur le fluage.

Des résultats d'une étude de fluage en flexion sur bétons ordinaires vibrés renforcés de fibres métalliques, montrent que les déformations sont réduites [*Swamy et al., 1975*] [*Houari, 1993*].

A partir de résultats des tests de fluage portés tout le long d'une période de charge de 12 mois, on trouve que l'addition de fibres d'acier ne réduit pas les déformations de fluage [*Edington, 1974*].

Selon *El Hachem*, le fluage du béton de fibres est identique au fluage du béton témoin. Donc, la présence de fibres n'influe pas sur la déformation à long terme [*El Hachem, 1990*].

A l'inverse, d'autres essais montrent que le fluage du béton de fibres est plus élevé que celui du béton plein [Balagru, 1988].

Dans notre étude, nous allons comparer les flèches mesurées sur des poutrelles en béton autoplaçant (BAP) avec celles en béton similaire dont on a remplacé une fraction de volume du gravier (0,5 % du volume total) par des fibres métalliques industrielles d'élanement 125.

Les résultats obtenus sont représentés ci-dessous.

5.4.5.1. Flèches instantanées

Les flèches instantanées mesurées sur les poutrelles en BAPRFM sont plus grandes que celles mesurées sur les poutrelles en BAP (figure 5.53). Cette remarque est valable pour les deux taux de chargement utilisé.

Le rapport entre la flèche instantanée du BAPRFM et celle du BAP est voisin de 1,2 quel que soit le taux de chargement.

Remarquons aussi que l'écart entre les flèches instantanées du BAPRFM et du BAP est de 20 μm pour un taux de chargement de 25 % et de 41 μm pour un taux de chargement de 45 %. Donc, en doublant l'effort appliqué l'écart entre les flèches est multiplié par deux.

Cet écart n'est pas vraiment important, parce que l'intensité de la charge appliquée sur le BAP est proche de celle appliquée sur le BAPRFM.

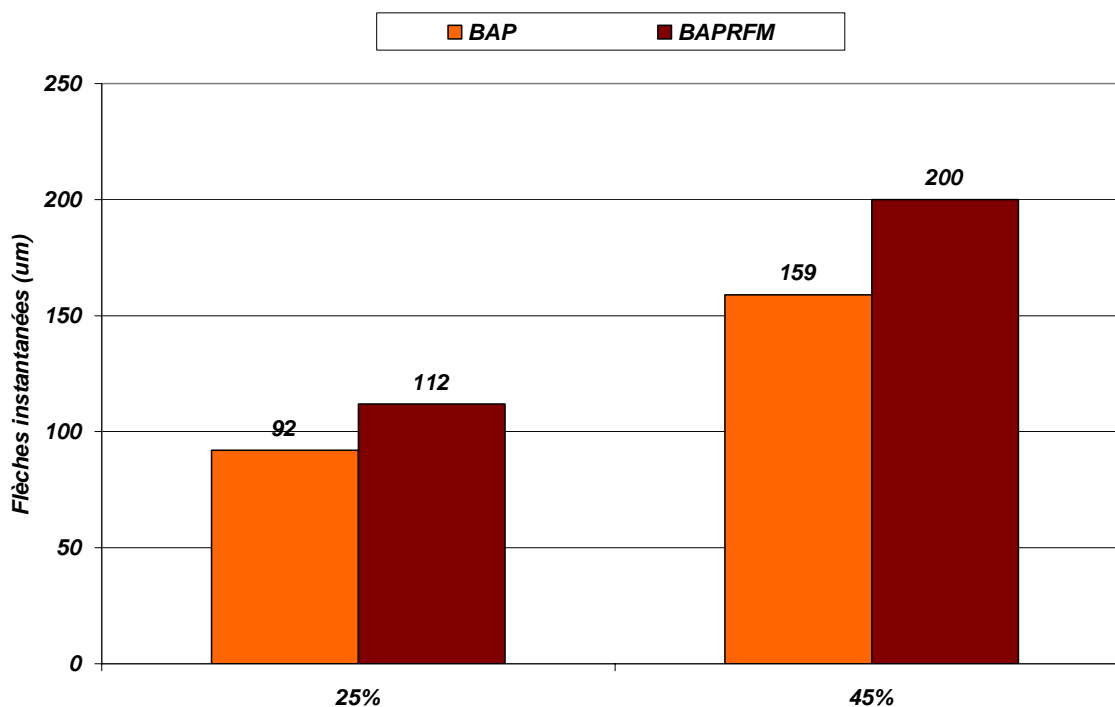


Figure 5.53. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches instantanées du BAP

5.4.5.2. Flèches totales

Les flèches totales des deux mélanges sont représentées sur les figures 5.54, 5.55 et 5.56 pour les taux de chargement de 0, 25 et 45 % de la charge de rupture.

Pour un taux de chargement nul (figure 5.54), on remarque que le BAPRFM présente une contre flèche juste dans les deux premiers jours, alors que le BAP tente à se stabiliser sur une déformation presque nulle.

Par la suite, les déformations des deux bétons suivent presque les mêmes lois de variation dans le temps.

A partir du 50^{ème} jour, la flèche du BAP augmente et la contre flèche du BAPRFM diminue. Les vitesses instantanées des déformations sont presque égales.

A 90 jours, la flèche mesurée sur les BAP est supérieure de 20 μm par rapport à celle mesurée sur les BAPRFM.

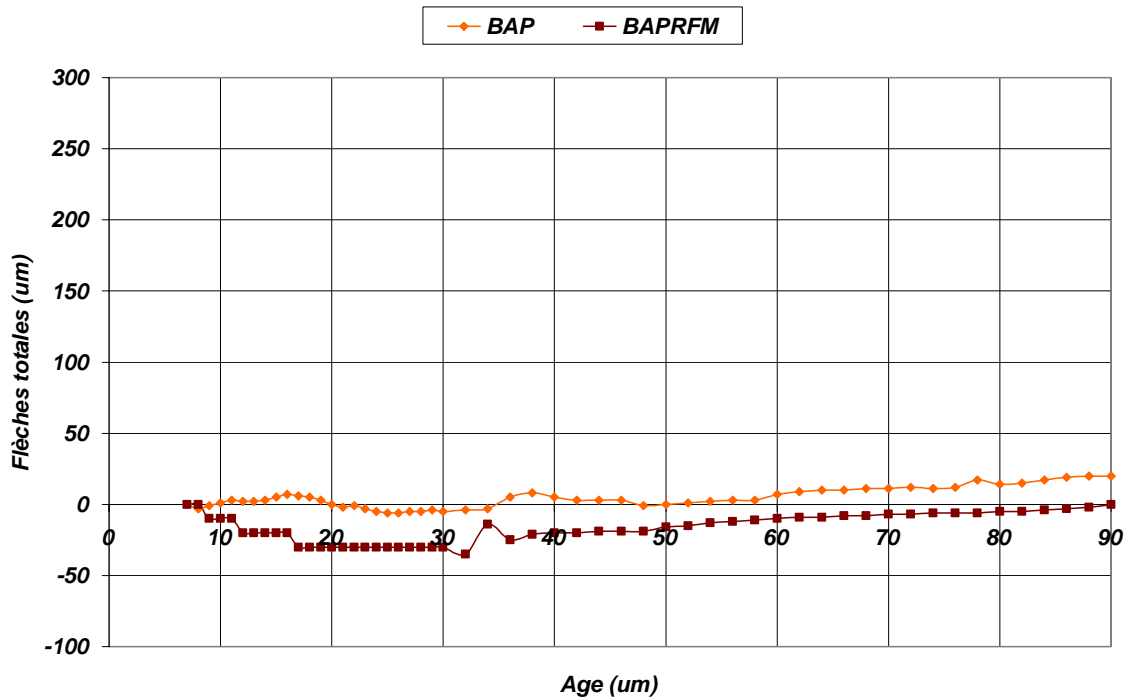


Figure 5.54. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 0%

La figure 5.55 montre l'influence de l'introduction des fibres métalliques dans les BAP pour un taux de chargement de 25 %. On remarque ce qui suit :

- Les flèches du BAPRFM sont plus grandes à celle du BAP.
- Les deux courbes de flèches sont distinctes dans les 6 premières semaines de chargement, mais une convergence rapide s'est faite juste après.
- la flèche totale du BAPRFM est supérieure à celle du BAP de 30 % à 20 jours, de 16 % à 30 jours et de 5 % à 60 et 90 jours. Ceci explique que le comportement des deux mélanges varie en fonction du temps.

Pour le taux de chargement de 45 % (figure 5.56), on remarque une nette amélioration des lois d'évolution des courbes des flèches totales. Ces lois paraissent identiques. On peut observer que :

- Les flèches totales du BAPRFM sont supérieures de 20 % par rapport à celles du BAP dans les différents âges 30 et 60 jours.
- A partir de 70 jours, la vitesse d'accroissement de la flèche totale du BAPRFM devient plus importante à celle du BAP.

- La flèche totale du BAPRFM à 90 jours est supérieure de 25 % de celle du BAP.

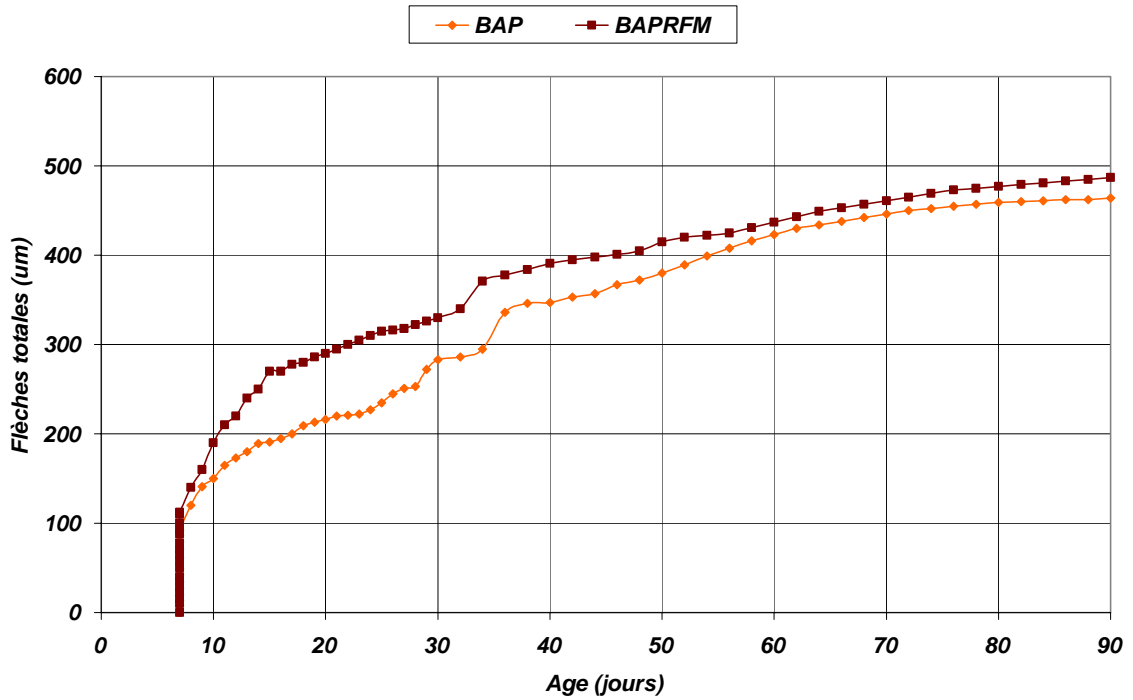


Figure 5.55. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 25%

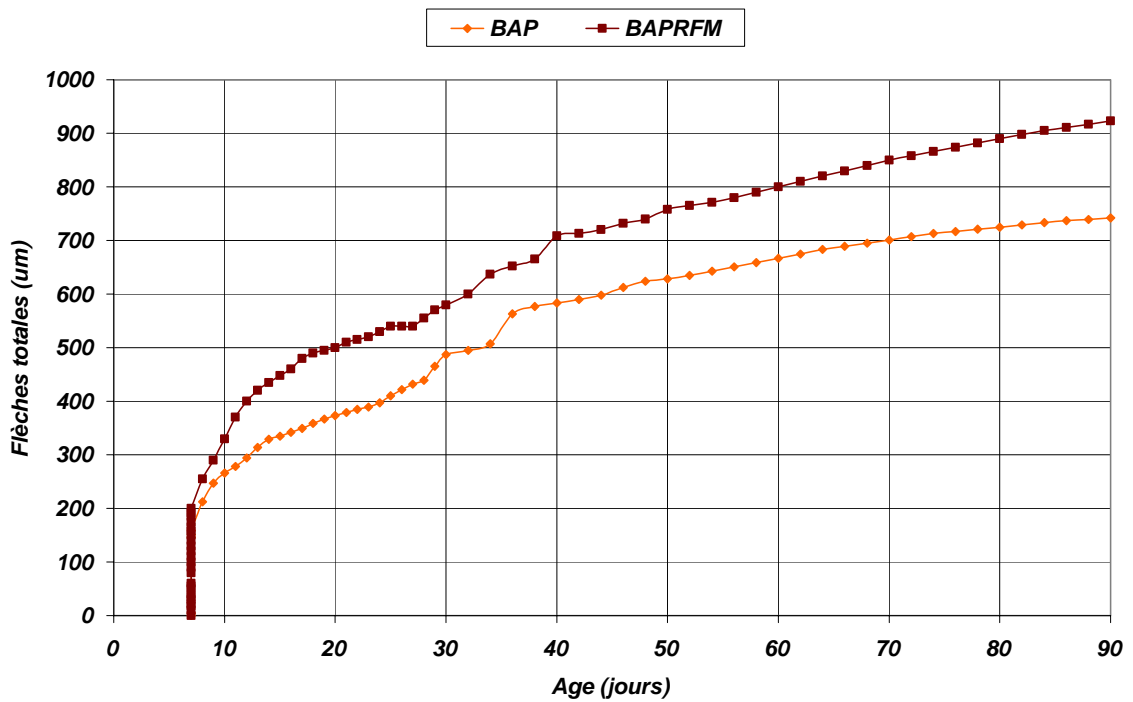


Figure 5.56. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur les flèches totales du BAP pour un taux de chargement de 45%

5.4.5.3. Flèches de fluage

Les figures 5.57 et 5.58 donnent les flèches de fluage du BAP et du BAPRFM durant les 83 jours de chargement avec les deux taux 25 et 45%.

On remarque que le fluage du BAPRFM est plus important que celui du BAP.

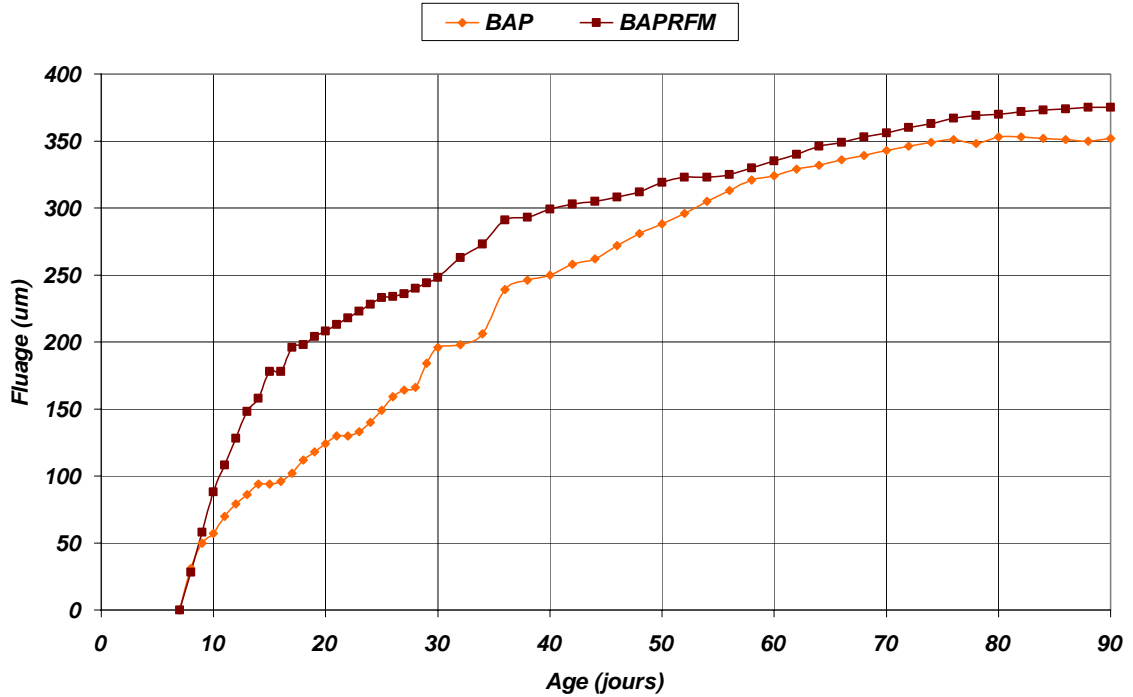


Figure 5.57. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur le fluage du BAP pour un taux de chargement de 25%

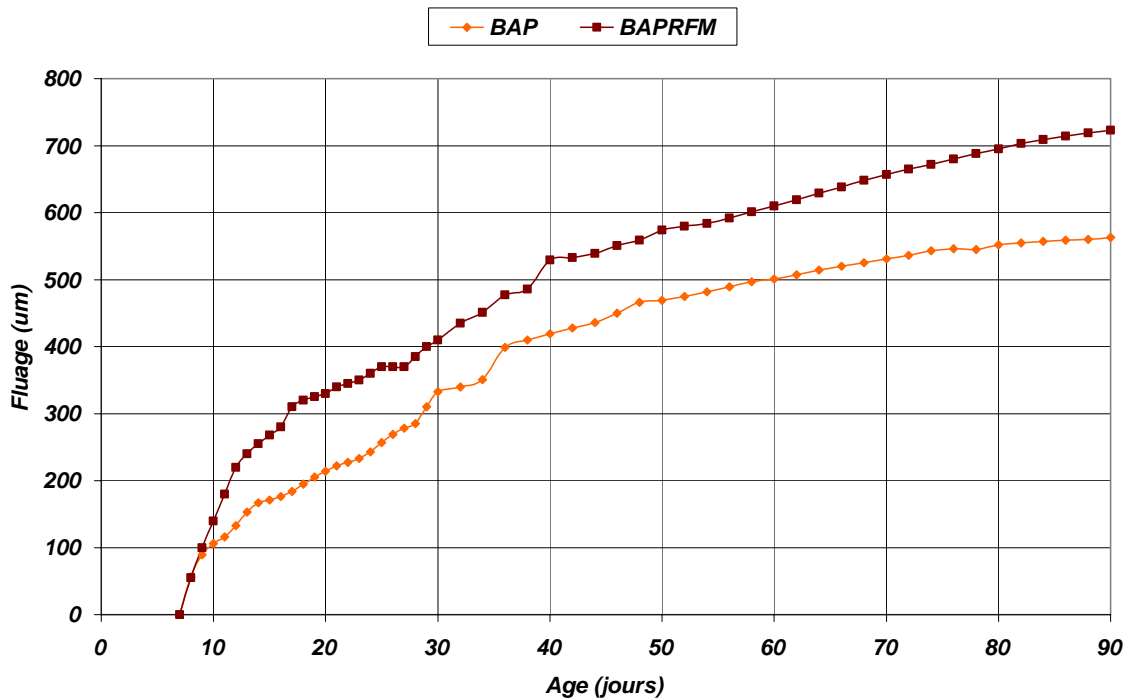


Figure 5.58. Influence de l'introduction des fibres métalliques sur le fluage du BAP pour un taux de chargement de 45%

Pour le taux de chargement de 25% (figure 5.57), le fluage du BAPRFM à 20 jours est supérieur de 72 % au fluage du BAP. Ce taux diminue avec le temps : 27% à 30 jours et 5 % à 60 et 90 jours.

Pour le taux de chargement de 45 % (figure 5.58), le fluage du BAPRFM à 30, 60 et 90 jours est supérieur de 20 à 30 % au fluage du BAP.

Discussions :

Cette partie de la recherche nous a confirmé que l'introduction des fibres métalliques dans une formule de béton autoplaçant, avec une proportion volumique de 0,5 % du volume total (une masse de 38,25 kg/m³), augmente les flèches des poutrelles sous charge maintenue.

Nous pensons qu'avec un tel pourcentage, l'apport des fibres sera favorable pour l'accroissement des résistances à la rupture et à la fissuration. Par contre, pour les flèches sous charges maintenues (flèches instantanées, totales et de fluage), cette proportion volumique reste faible pour reprendre le rôle du gravier qu'elle a remplacé.

La faible épaisseur des fibres métalliques ne pourra jamais s'opposer au déplacement et au fluage de la pâte liante, chose que les graviers, avec leurs différents diamètres, sont vraiment atténuateur.

L'influence des fibres apparaît de différentes manières selon les auteurs : par leur capacité à contrôler les fissures, comme des absorbeurs d'énergie, par leur capacité à transférer les charges, par leur résistance en traction, ... mais la plupart d'entre eux s'accordent à reconnaître que les paramètres conditionnant ces propriétés sont (outre la nature des fibres) leur densité volumique, et leur orientation [Zollo, 1997].

Si la densité des fibres est un paramètre a priori maîtrisable par la formulation du matériau, le facteur « orientation » reste difficile à évaluer, et la plupart des dimensionnements considérant les bétons renforcés de fibres se basent sur l'hypothèse d'une orientation et une répartition aléatoires des fibres, mais homogène dans la masse [Dupont et al., 2005][Lataste & al., 2007].

Dans le béton autoplaçant, l'orientation des fibres suit le sens du coulage, le fait que les vibrations ne sont pas nécessaires [Carlsward, 2006]. Peut-être qu'une autre orientation des fibres pourrait avoir des effets réducteurs de fluage en flexion.

5.4.6. Comparaison entre flèches sous charges maintenues et flèches statiques

Dans cette partie, nous allons montrer les différences qui existent entre toutes les flèches mesurées durant les essais de fluage et les flèches mesurées lors des essais statiques en flexion quatre points, et sur tous nos mélanges étudiés,

5.4.6.1. Flèches instantanées

Les figures 5.59, 560 et 5.61 montrent des organigrammes facilitant la comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques respectivement pour les mortiers, bétons et bétons spéciaux.

L'indice f_{i25} représente la flèche instantanée mesurée sous l'effet d'un taux de chargement de 25 % de la charge de ruine à 7jours.

L'indice f_{i45} représente la flèche instantanée mesurée sous l'effet d'un taux de chargement de 45 % de la charge de ruine à 7jours.

Rappelons aussi que f_{f7} et f_{R7} sont respectivement les flèches de première fissuration et de ruine à 7 jours.

Pour tous les mélanges, on remarque que les flèches instantanées sont inférieures aux flèches de première fissuration et de rupture, sauf pour le mortier MC (figure 5.59), où la flèche instantanée f_{i45} dépasse de peu la flèche statique f_{f7} . Ceci revient pour le fait que le taux de chargement de 45% de la charge de rupture à 7 jours de ce mortier, dépasse de sa charge de première fissuration. Il représente 1,03 fois cette dernière.

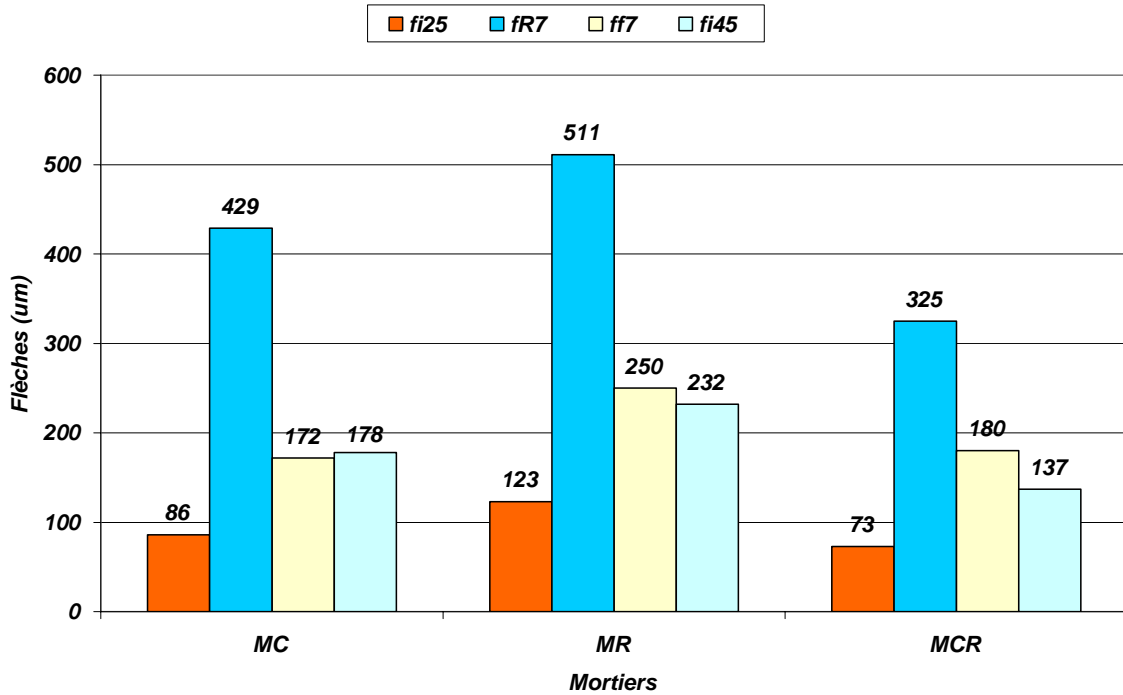


Figure 5.59. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des mortiers

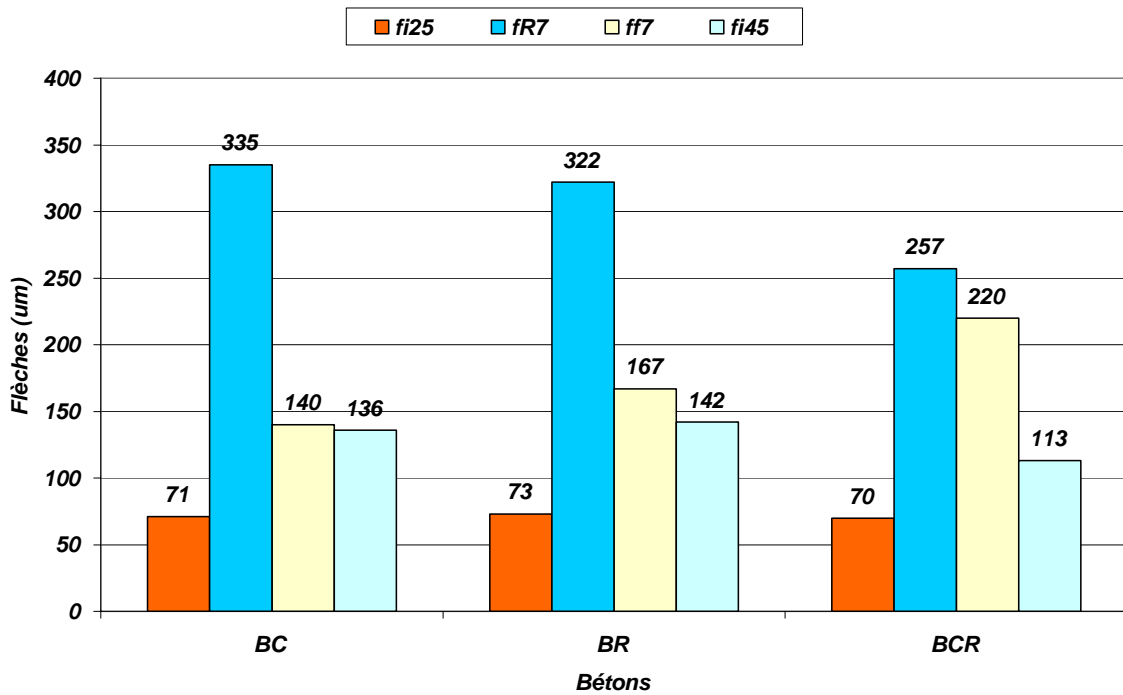


Figure 5.60. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des bétons

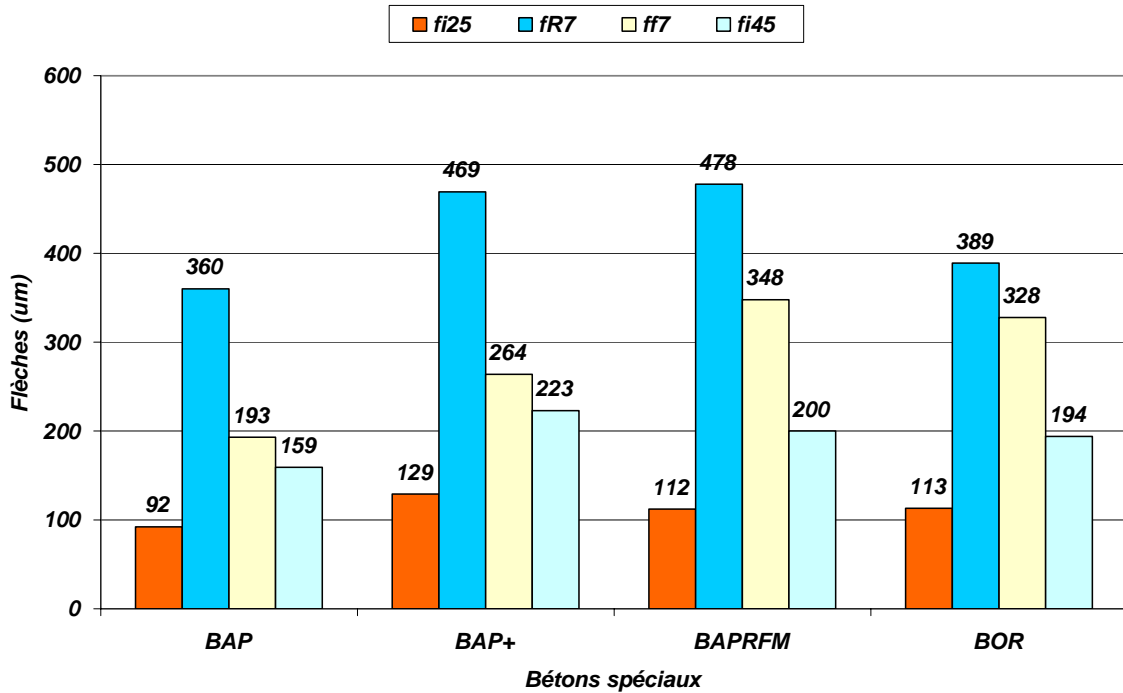


Figure 5.61. Comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques des bétons spéciaux

Nous avons choisi pour compléter cette comparaison entre les flèches instantanées et les flèches statiques, d'ajouter un tableau donnant les rapports suivants :

$$f_{i25}/f_{f7}, f_{i45}/f_{f7}, f_{i25}/f_{R7}, f_{i45}/f_{R7}, F_{25}/F_{f7} \text{ et } F_{45}/F_{f7}, \text{ avec :}$$

F_{25} : intensité de la charge à 25 % de F_{R7} (charge de ruine à 7 jours),

F_{45} : intensité de la charge à 45 % de F_{R7} ,

F_{f7} : charge de première fissuration à 7 jours.

| Mélanges | f_{i25}/f_{f7} | F_{25}/F_{f7} | f_{i45}/f_{f7} | F_{45}/F_{f7} | f_{i25}/f_{R7} | f_{i45}/f_{R7} |
|----------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|
| MC | 0,50 | 0,57 | 1,03 | 1,03 | 0,20 | 0,41 |
| MR | 0,49 | 0,52 | 0,93 | 0,94 | 0,24 | 0,45 |
| MCR | 0,41 | 0,43 | 0,76 | 0,77 | 0,22 | 0,42 |
| BC | 0,51 | 0,55 | 0,97 | 0,99 | 0,21 | 0,41 |
| BR | 0,44 | 0,48 | 0,85 | 0,86 | 0,23 | 0,44 |
| BCR | 0,32 | 0,29 | 0,51 | 0,52 | 0,27 | 0,44 |
| BAP | 0,48 | 0,46 | 0,82 | 0,83 | 0,26 | 0,44 |
| BAP+ | 0,49 | 0,47 | 0,84 | 0,85 | 0,28 | 0,48 |
| BAPRFM | 0,32 | 0,34 | 0,57 | 0,61 | 0,23 | 0,42 |
| BOR | 0,34 | 0,30 | 0,59 | 0,54 | 0,29 | 0,50 |

Tableau 5.3. Rapports des flèches instantanées et des flèches statiques pour les deux taux de chargement

Les flèches instantanées pour un taux de chargement de 25 %, représentent entre 20 et 29 % de la flèche de rupture à 7 jours,

Les flèches instantanées pour un taux de chargement de 45 %, représentent entre 41 et 50 % de la flèche de rupture à 7 jours.

Une remarque très importante se dégage du tableau : le rapport d'une flèche instantanée et de la flèche de première fissuration est très proche du rapport de la charge appliquée (causant cette flèche instantanée) et la charge de première fissuration.

Donc, on peut dire que pour estimer une flèche instantanée sans appliquer une charge, on peut la déduire en prenant la charge et la flèche de première fissuration comme références.

5.4.6.2. Flèches totales à 90 jours

Les organigrammes représentés sur les figures 5.62, 5.63 et 5.64 facilitent la comparaison des flèches totales mesurées sur les poutrelles en mortiers, bétons et bétons spéciaux respectivement, et ça pour les deux taux de chargement appliqués (moyen et élevé).

Plusieurs remarques en découlent :

- Les flèches totales pour ces deux taux de chargement, et pour tous les mélanges, dépassent les flèches de première fissuration, sauf pour le béton BOR au taux de chargement moyen de 25 %.
- Les flèches totales pour le taux de chargement élevé de 45 %, et pour tous les mélanges, dépassent les flèches de rupture de ces derniers.
- Pour les mortiers, les flèches totales dues à un taux de 25 % sont inférieures aux flèches de rupture de ces derniers.

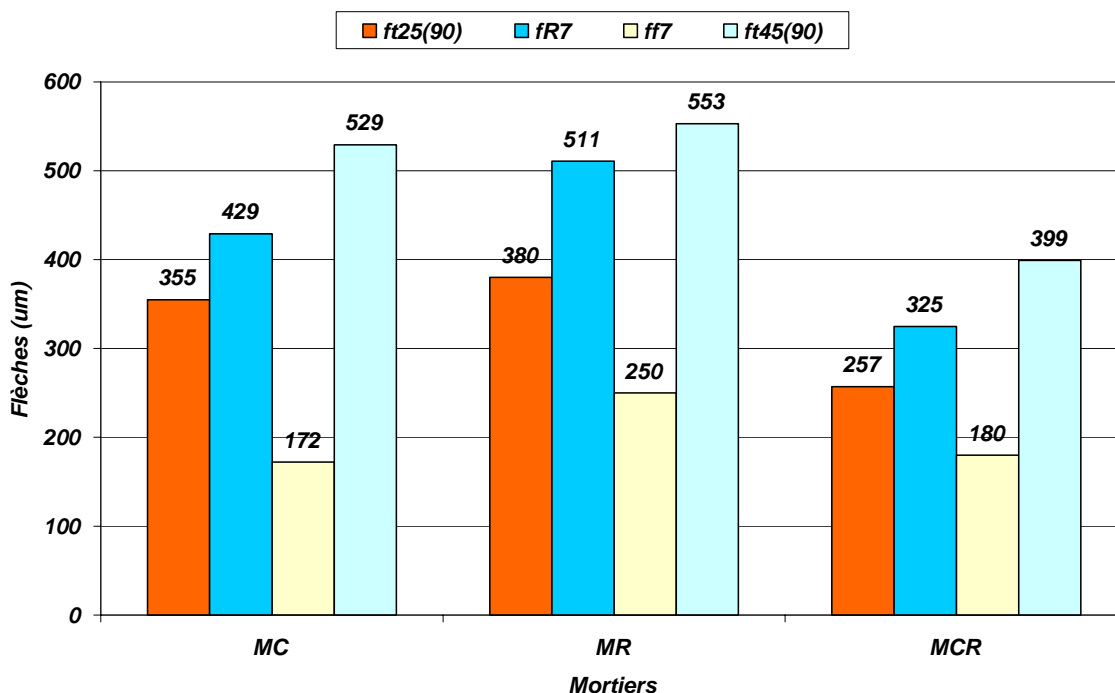


Figure 5.62. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des mortiers

- Pour les bétons (figures 5.63), les flèches totales mesurées pour un taux de chargement de 25 % sur les poutrelles en BC et BR dépassent leurs flèches de rupture respectivement de 13 et 65 %. La flèche totale du BCR sous ce même taux est inférieure de sa flèche de rupture.

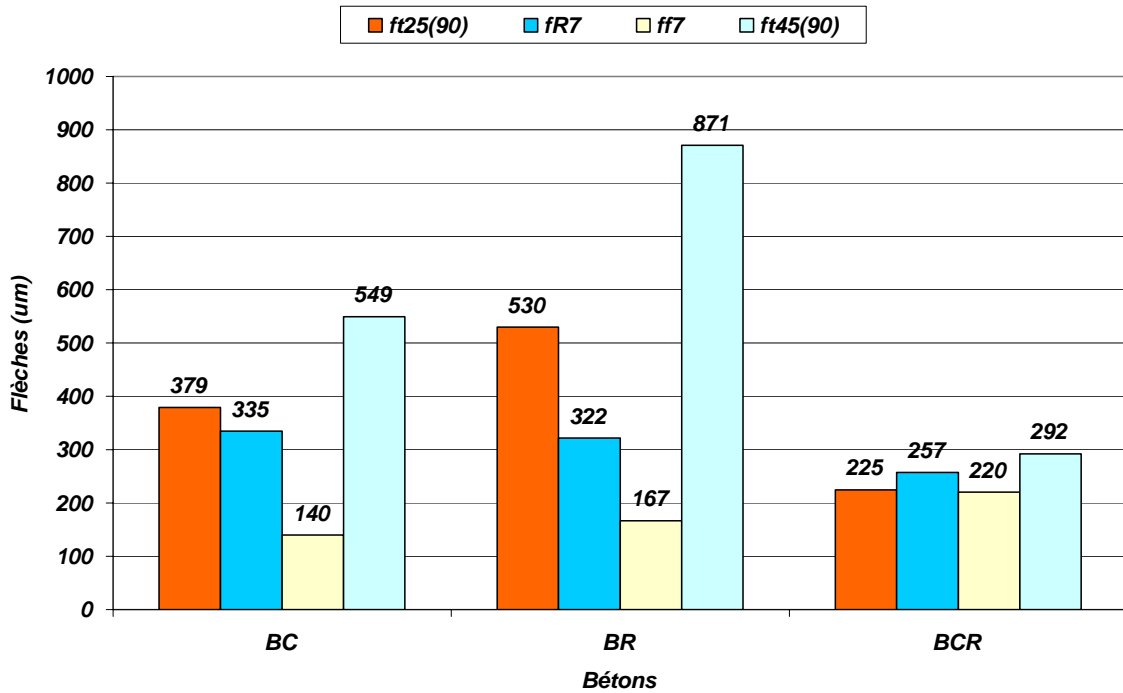


Figure 5.63. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des bétons

- Pour les bétons spéciaux (figures 5.64), et pour un taux de chargement moyen, se ne sont que les flèches totales mesurées sur les poutrelles en BAP et BAPRFM qui dépassent leurs flèches de rupture. Cette supériorité est respectivement de l'ordre de 29 et 2 %.

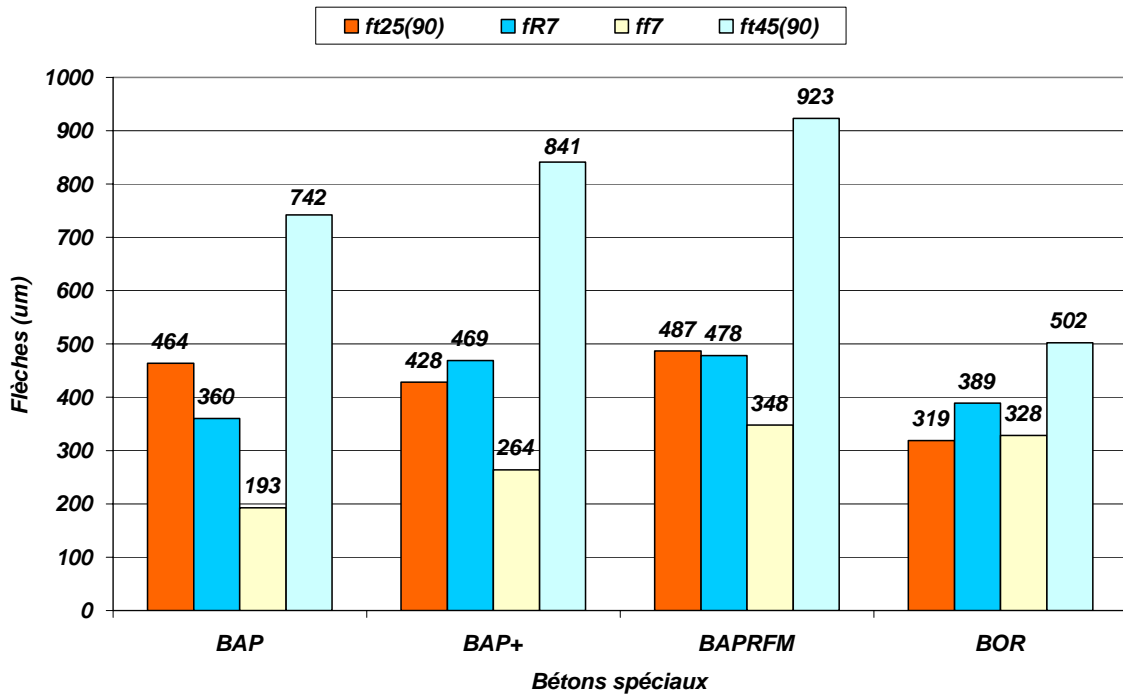


Figure 5.64. Comparaison entre les flèches totales à 90 jours et les flèches statiques des bétons spéciaux

5.4.6.3. Flèches de fluage à 90 jours

Les figures 5.65, 5.66 et 5.67 illustrent des organigrammes qui facilitent la comparaison des flèches de fluage à 90 jours des différents mélanges, pour les deux taux de chargement 25 et 45 %, avec leurs flèches statiques.

Notons que :

f_{25} : est la flèche de fluage à 90 jour pour un taux de chargement de 25 %.

f_{45} : est la flèche de fluage à 90 jour pour un taux de chargement de 45 %.

Quelques remarques méritent d'être citées :

- Les flèches de fluage mesurées sous un taux de chargement moyen de 25 % ne dépassent les flèches de première fissuration que dans le cas des mélanges MC, BC, BR, BAP, BAP+ et BAPRFM. Ces mêmes flèches ne dépassent les flèches de rupture que pour le béton BR.
- Les flèches de fluage mesurées sous un taux de chargement élevé de 45 % dépassent les flèches de première fissuration, sauf pour les deux bétons BCR et BOR. Ces mêmes flèches ne dépassent les flèches de rupture que pour les mélanges BC, BR, BAP, BAP+ et BAPRFM.

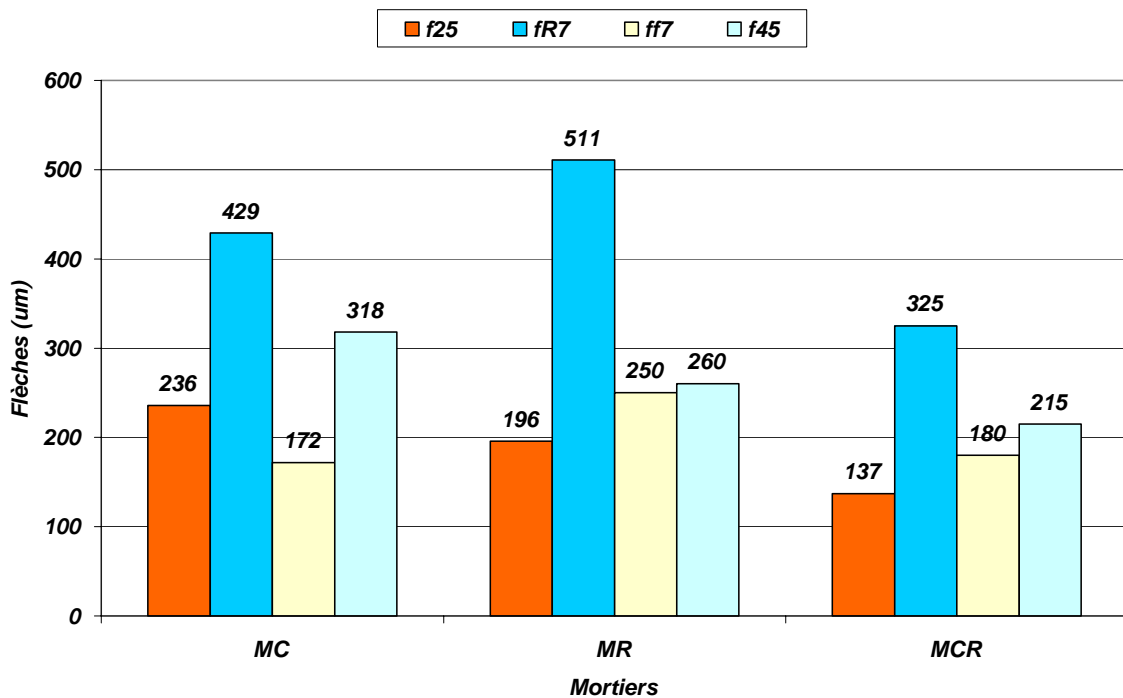


Figure 5.65. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des mortiers

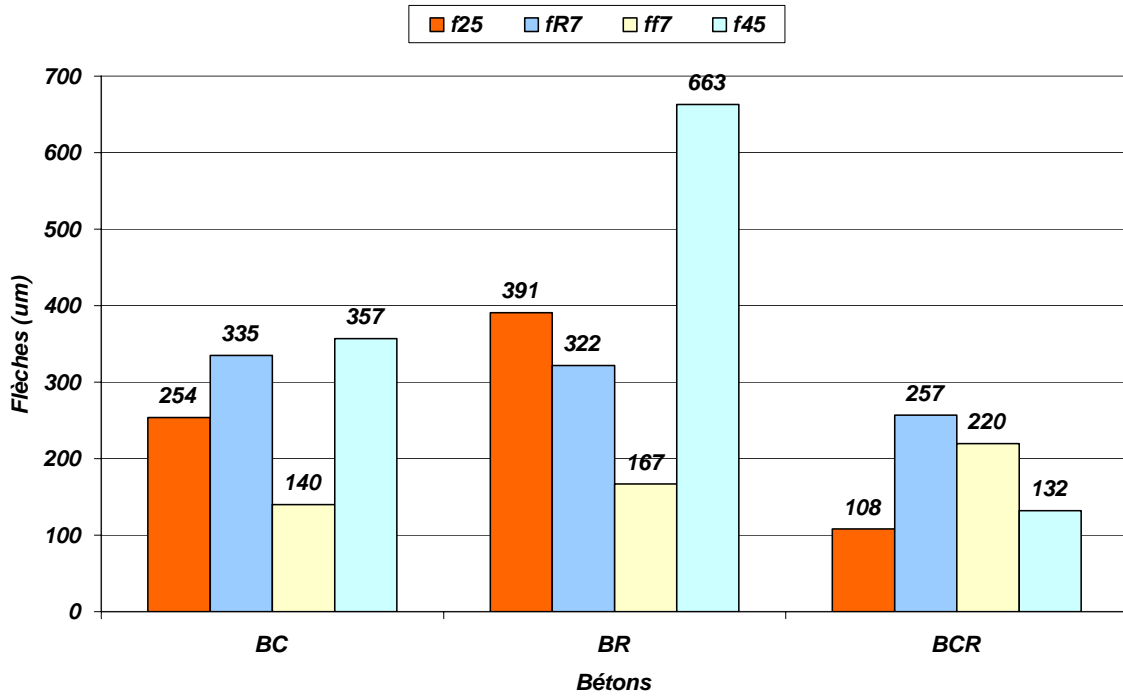


Figure 5.66. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des bétons

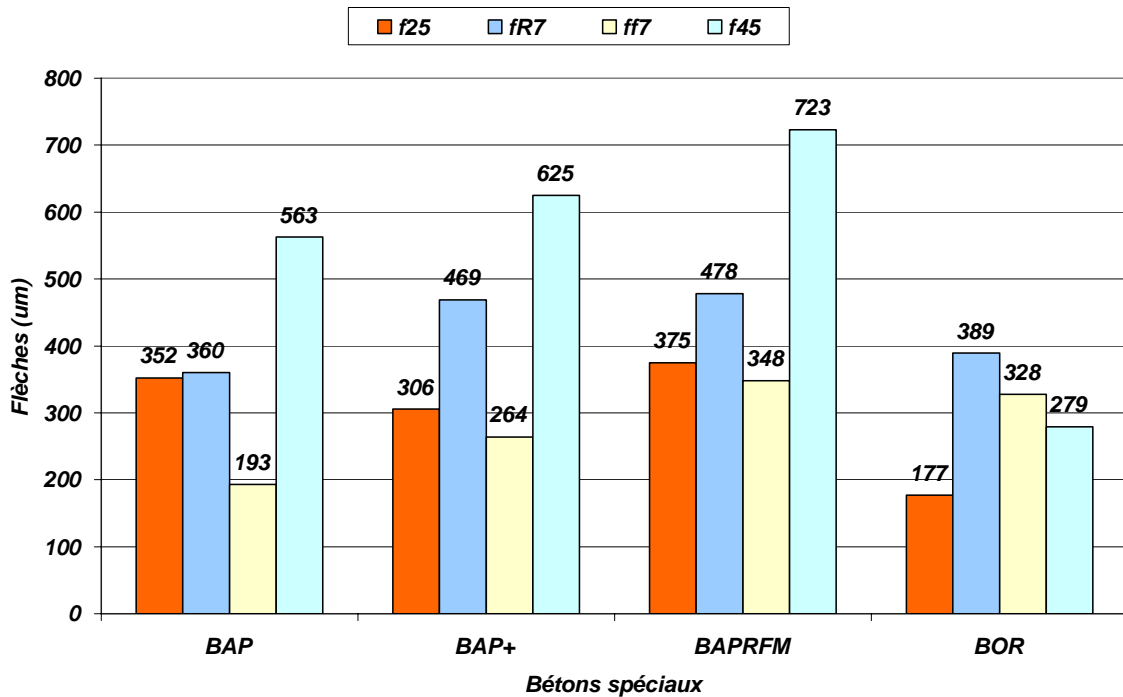


Figure 5.67. Comparaison entre les flèches de fluage à 90 jours et les flèches statiques des bétons spéciaux

Discussion :

Cette étude nous montre que les flèches totales et les flèches de fluage mesurées sous l'effet de différents taux de chargement, et sur différents mélanges à matrice cimentaire, ne peuvent avoir de limites supérieures. Les flèches statiques ne peuvent représenter une référence pour estimer ou limiter une déformation totale et une déformation de fluage.

Cependant, les flèches instantanées peuvent être estimées au préalable, avant d'entamer les essais de fluage, en connaissant les paramètres flèche et charge de première fissuration des poutrelles en flexion quatre points, déterminées lors des essais statiques. Ce seuil « presque élastique », représente donc la meilleure référence.

5.4.7. Estimation du coefficient de fluage à 90 jours des variétés de bétons

Ce coefficient défini dans le chapitre 1, représente le rapport des flèches de fluage et des flèches instantanées.

Dans les deux figures 5.68 et 5.69, nous avons représenté des organigrammes donnant la valeur de ce coefficient à 90 jours, pour chaque mélange, respectivement pour les taux de chargement de 25 et 45 %.

Les codes de calcul estiment ce coefficient, noté ϕ , entre 3 et 4 sous sollicitation de compression.

Bissonnette et Pigeon ont démontré que ce coefficient peut atteindre la valeur de 7, sous sollicitation de traction [Bissonnette & Pigeon, 2000].

D'autres auteurs ne font pas de différence entre traction et compression, ce coefficient pour eux ne dépend pas du type de sollicitation.

Dans notre cas, et sous l'effet de la flexion pure, on est arrivé à conclure que ce coefficient ne dépend pas que du type de sollicitation et de l'âge de la mesure du fluage, mais il varie aussi suivant le type et la nature des mélanges à matrice cimentaire et le taux de chargement appliqué. Il peut atteindre, comme c'est le cas du béton BR, une valeur de 5,36.

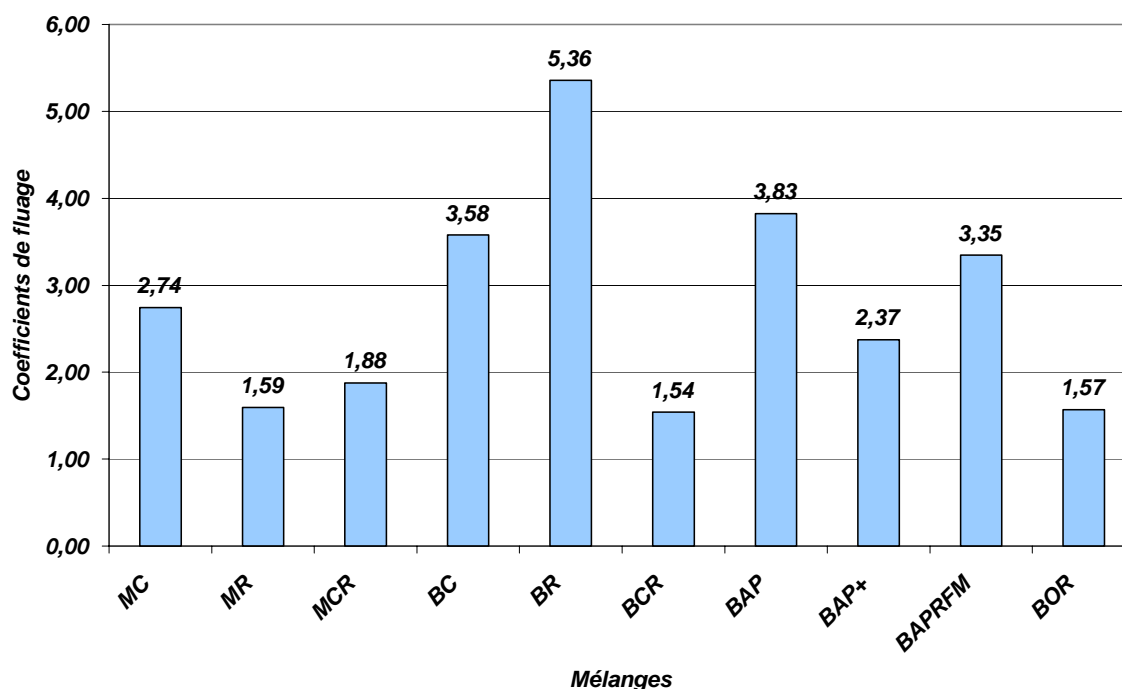


Figure 5.68. Coefficients de fluage à 90 jours de tous les mélanges pour un taux de chargement de 25%

Plusieurs remarques sont tirées de ces deux figures :

- L'ordre de classement des mélanges vis-à-vis du coefficient de fluage est presque le même, quel que soit le taux de chargement appliqué.
- Pour les mortiers, le coefficient le plus faible est celui du MR et le plus fort est celui du MC.

- Pour les bétons, c'est le BR qui a le plus grand coefficient, et c'est le BCR qui possède le plus petit.
- Pour les bétons spéciaux, ce coefficient n'est pas vraiment influencé par l'introduction des fibres métalliques dans le BAP, mais ce dernier béton a un coefficient qui représente presque 2,5 fois celui du BOR. Donc, l'égalité des résistances mécaniques de ces deux bétons n'intervient pas sur les valeurs de leurs coefficients de fluage.

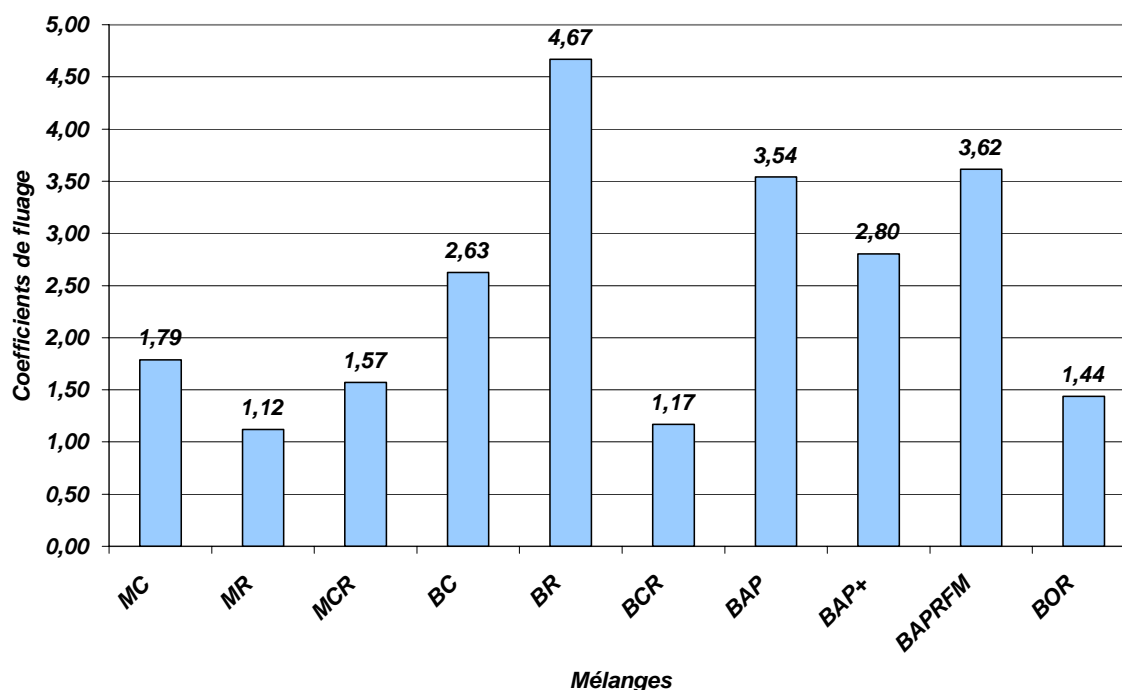


Figure 5.69. Coefficients de fluage à 90 jours de tous les mélanges pour un taux de chargement de 45%

5.4.8. Etude du niveau de recouvrance (retour de fluage)

A la fin de cette étude de fluage en flexion quatre points de variétés de béton, nous allons étudier le niveau de recouvrance, mesuré après avoir ôté tout chargement de nos poutrelles.

5.4.8.1. Recouvrance instantanée à 90 jours

Pour tous les mélanges, nous avons étudié la recouvrance instantanée à 90 jours. Elle est notée ri_{25} et ri_{45} pour les deux taux de chargement étudiés.

Nous avons représenté sur les deux figures qui suivent, des organigrammes donnant les flèches instantanées à 7 jours et les recouvrances instantanées à 90 jours de tous nos mélanges et pour les différents taux de chargement.

Toutefois, pour l'ensemble des mélanges, la recouvrance est inférieure à la flèche instantanée, donc elle n'est jamais totale. La cause principale revient à l'évolution dans le temps du module d'élasticité, car tous les mélanges à matrice cimentaire ont un caractère vieillissant.

Pour un même mélange, et d'un taux de chargement à un autre, les rapports des flèches instantanées et des recouvrances instantanées sont presque du même ordre de

grandeur, sauf pour le mélange MC, où l'influence de la fissuration est intervenue. La recouvrance de ce mortier, pour un taux de chargement de 45 %, représente la moitié de la flèche instantanée correspondante.

La présence des fibres dans un béton autoplaçant lui confère le plus grand retour de fluage instantané.

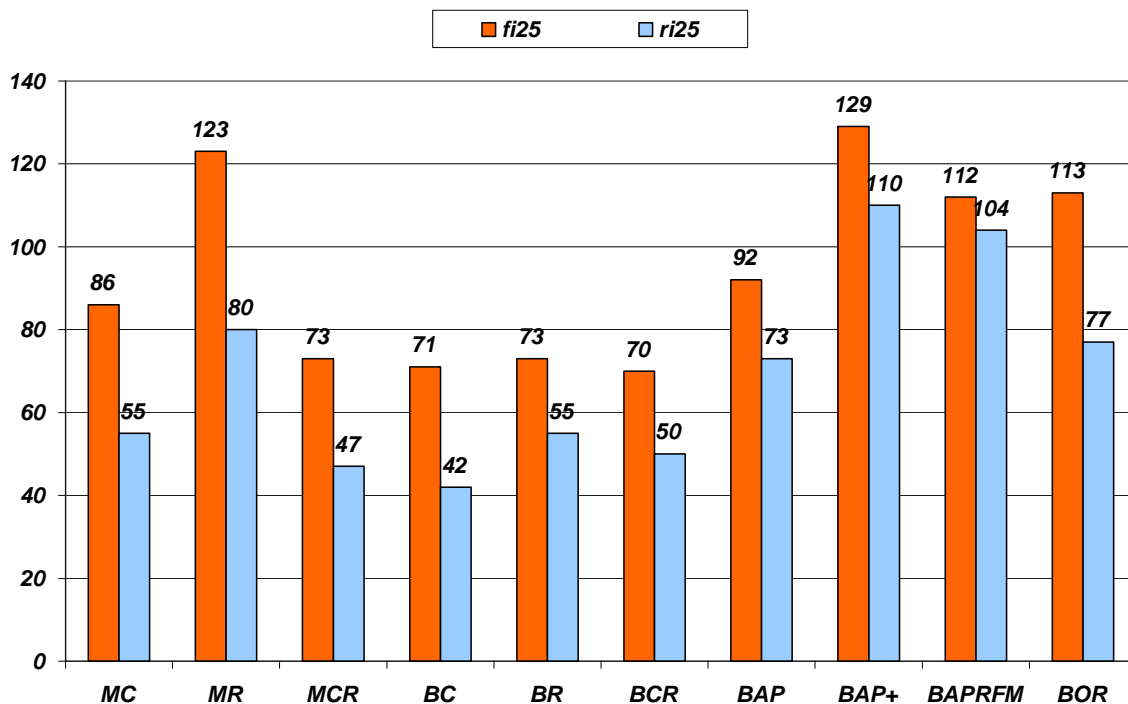


Figure 5.70. Etude du niveau de recouvrance de tous les mélanges pour un taux de chargement de 25%

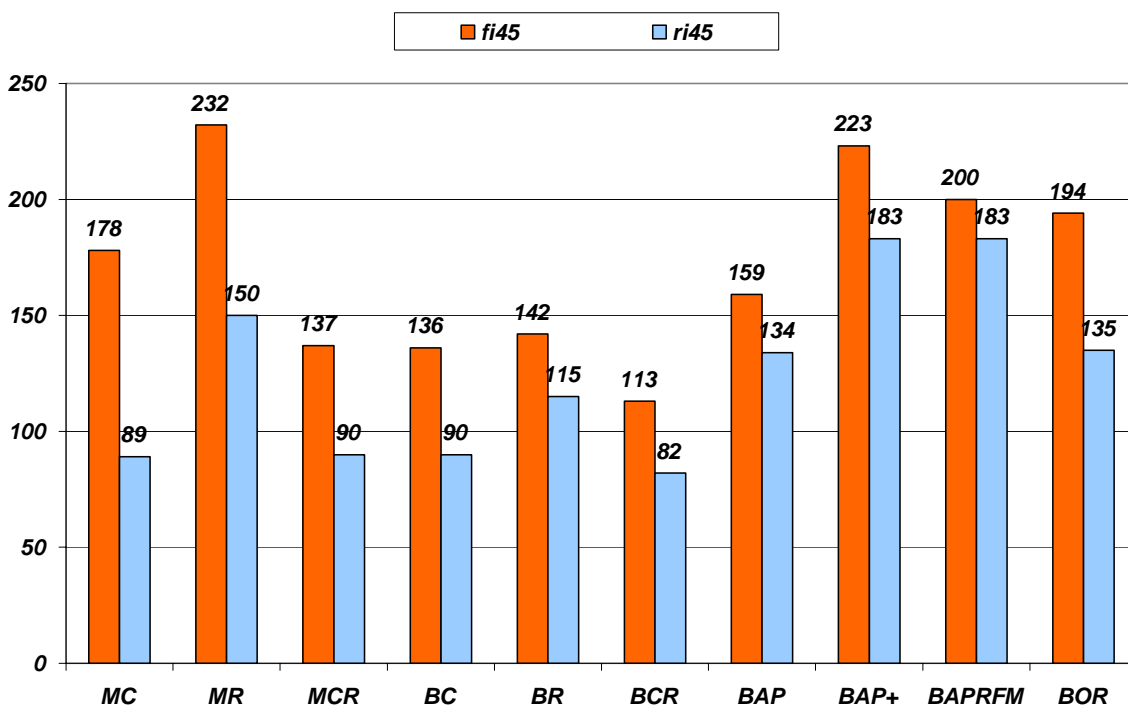


Figure 5.71. Etude du niveau de recouvrance de tous les mélanges pour un taux de chargement de 45%

5.4.8.2. *Recouvrance différée*

Pour les bétons spéciaux qui étaient les derniers à étudier (après les mortiers et les bétons), nous avons suivi l'évolution des flèches totales jusqu'à l'âge de 240 jours (8 mois) où on a effectué le déchargement. Donc, un long suivi de la déformation des poutrelles en : BAP, BAP+, BAPRFM et BO est effectué, vu l'intérêt que porte le monde entier aux bétons autoplaçants.

Pour tous ces bétons, le retour de fluage n'est jamais total. Après recouvrance différée, une flèche résiduelle importante reste à l'âge de 266 jours (8 mois et demi).

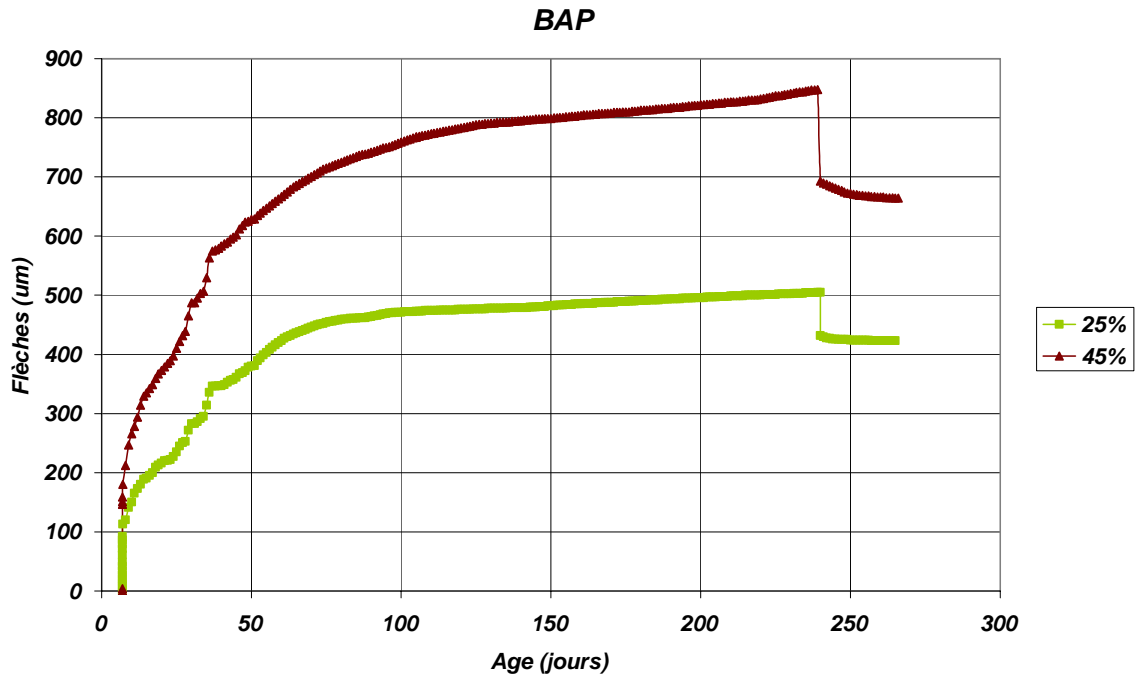


Figure 5.72. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAP à l'âge de 240 jours

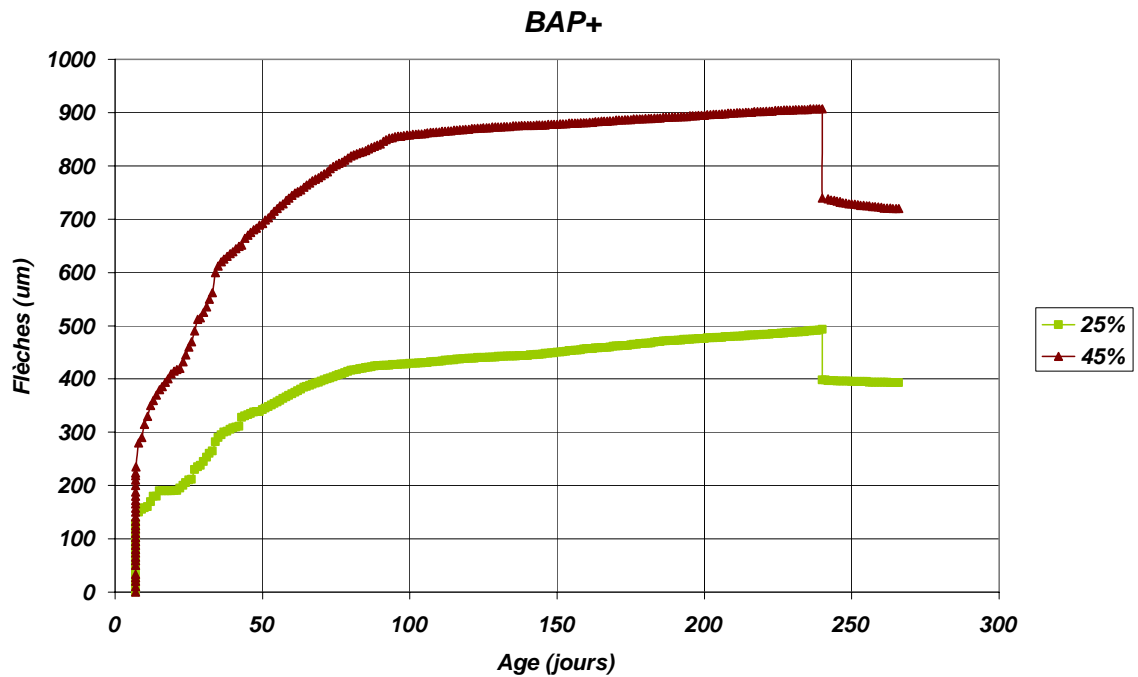


Figure 5.73. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAP+ à l'âge de 240 jours

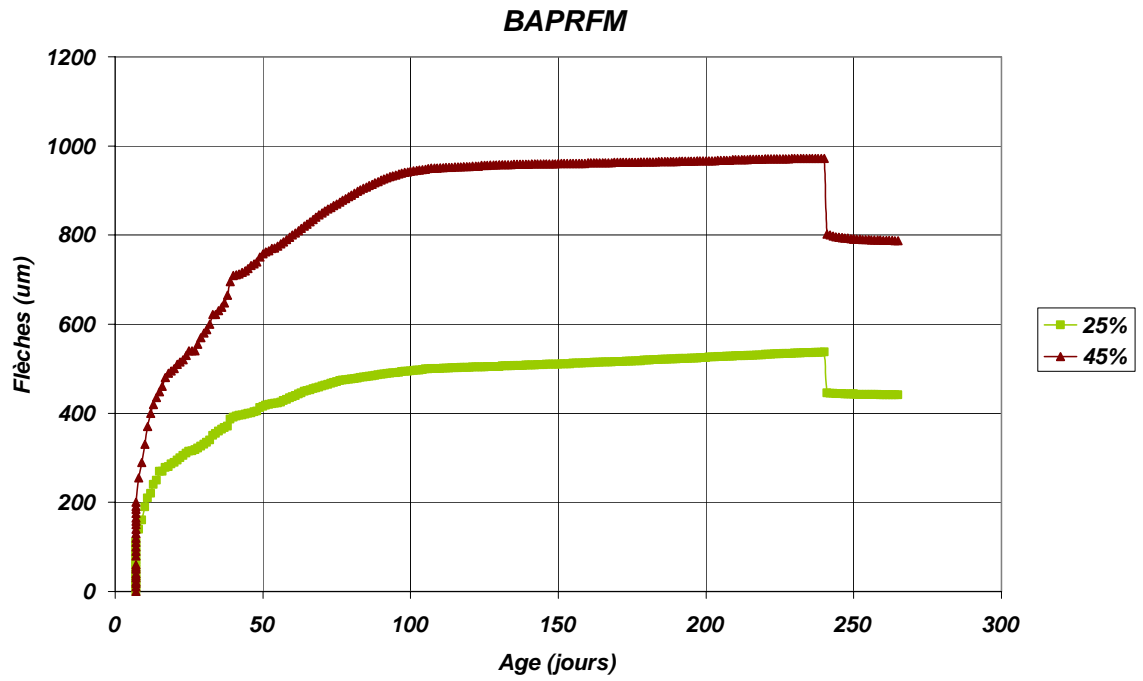


Figure 5.74. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BAPRFM à l'âge de 240 jours

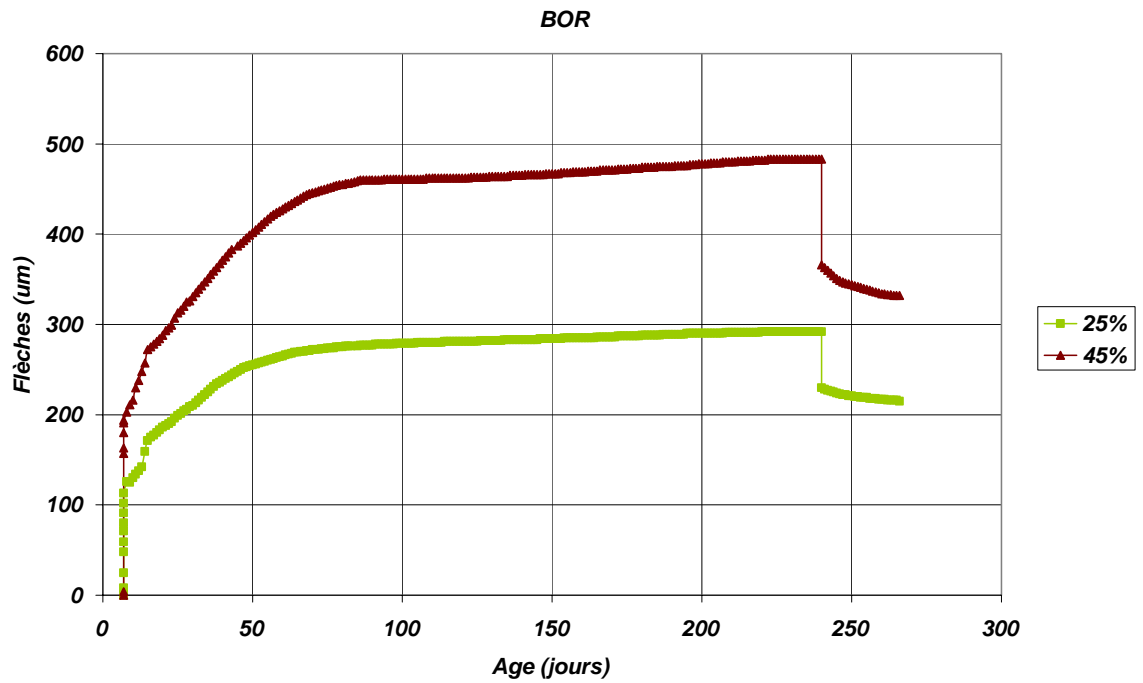


Figure 5.75. Recouvrance à 15 jours après déchargement des poutrelles en BOR à l'âge de 240 jours

Pour le BAP (figure 5.72), les flèches résiduelles sont de 466 et 664 μm et les recouvrances après 15 jours sont de 69 et 184 μm pour les deux taux de chargement de 25 et 45%.

Pour le BAP+ (figure 5.73), les flèches résiduelles sont de 393 et 720 μm et les recouvrances après 15 jours sont de 100 et 187 μm pour les deux taux de chargement de 25 et 45%.

Pour le BAPRFM (figure 5.74), les flèches résiduelles sont de 441 et 787 μm et les recouvrances après 15 jours sont de 97 et 185 μm pour les deux taux de chargement de 25 et 45%.

Pour le BOR (figure 5.75), les flèches résiduelles sont de 215 et 332 μm et les recouvrances après 15 jours sont de 77 et 151 μm pour les deux taux de chargement de 25 et 45%.

Pour tous ces bétons la recouvrance différée continue à évoluer et pour les deux taux de chargement, sauf pour le BAPRFM, où elle se stabilise rapidement.

5.5. Conclusion

Cette partie de la recherche regroupe un ensemble de résultats expérimentaux sur le comportement différé des variétés de bétons sous sollicitation de flexion « quatre points ».

Les mesures qui ont été étudiées et comparées sous l'effet de différents paramètres sont : la flèche instantanée, la flèche totale et la flèches de fluage. Cette dernière a été obtenue après déduction des deux flèches : instantanée et celle mesurée sur la poutrelle témoin, de la valeur de la flèche totale.

Les comparaisons sont effectuées entre :

- Trois taux de chargement (0, 25 et 45%) et pour tous les mélanges,
- Mortiers et bétons pour montrer l'influence du type de granulats sur les flèches de leurs poutrelles,
- BAP et BAP+ pour étudier l'effet de la variation du rapport Fillers / Liant.
- BAP et BAPRFM pour découvrir les conséquences de la substitution d'un volume de gravier (0,5 % du volume total) du béton autoplaçant BAP, par la même proportion en fibres métalliques industrielles d'éclatement 125.
- Les flèches mesurées avec les flèches statiques.
- La recouvrance et la flèche instantanée.

Les résultats les plus marquants sont :

- Les flèches mesurées (instantanées, totales et de fluage) sont proportionnelles aux charges appliquées.
- Le fluage instable qui mène à la rupture est enregistré pour différents taux de chargement et pour différents mélanges. Sa limite inférieure varie suivant: le type du mélange, son âge lors de l'application de la charge, le type et le volume des granulats, le volume de la pâte et la teneur en eau.
- Les mélanges à base de granulats roulés donne des flèches plus importantes que ceux à base de granulats concassés.

- Les flèches totales augmentent avec le volume de pâte. La raison en est, comme pour le retrait, que seule la pâte flue. Le volume de pâte est aussi le paramètre principal jouant sur le fluage.
- Pour tous les mélanges, le rapport (volume de granulats/volume de pâte) semble donner une bonne référence pour le fluage. L'augmentation de ce rapport diminue les valeurs des flèches.
- L'utilisation d'un mélange à base d'un sable dont le module de finesse est de 2,5 (valeur recommandée lors de la formulation) donne un fluage moindre.
- Les flèches instantanées et totales mesurées sont plus importantes pour les mélanges dont la charge de première fissuration est faible.
- Si on compare entre BAP et béton ordinaires de mêmes résistances à la compression on trouve que : quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants BAP subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons ordinaires. A 90 jours, le fluage du BAP est 2 fois plus important que celui du BOR. Tous ces résultats s'expliquent à notre avis par le fait que la proportion volumique des granulats étant moins importante dans les BAP.
- L'introduction des fibres métalliques dans une formule de béton autoplaçant, avec une proportion volumique de 0,5 % du volume total augmente les flèches des poutrelles sous charges maintenues.
- Une comparaison des flèches obtenues lors des essais statiques (de première fissuration et de rupture) et sous charge maintenue (flèches instantanées, totales et de fluage, et recouvrance instantanée) est effectuée afin de mettre en évidence les différents comportements observés. Le résultat le plus important est que les flèches instantanées peuvent être estimées au préalable, avant d'entamer les essais de fluage, en connaissant les paramètres flèche et charge de première fissuration des poutrelles en flexion quatre points, déterminées lors des essais statiques. Ce seuil « presque élastique », représente donc la meilleure référence.
- Une étude du niveau de recouvrance à moyen et long terme a été effectuée. Après déchargement, une grande déformation résiduelle permanente est enregistrée. Donc pour tous les mélanges, le retour de fluage n'est jamais total.

Pas mal de contradictions ont été enregistrés lors de cette étude. La cause revient des fois à l'interaction entre plusieurs paramètres. Par exemple, lors de l'étude de l'effet du rapport F/L sur les flèches totales et de fluage, il y a interaction avec le paramètre taux de chargement. Justement, on a remarqué que le BAP (F/L = 0,33) présente des déformations supérieures à celles du BAP+ (F/L = 0,17) lorsque leurs poutrelles sont soumises à un taux de chargement de 25 %. Pour un taux de chargement de 45 %, le contraire est observé. Nous pensons que sous l'effet d'un taux de chargement élevé, les contraintes qui naissent de la flexion des poutres, engendrent des pressions locales (à l'échelle microstructurale), provoquant ainsi une diffusion de l'eau plus importante, lorsque le pourcentage des fillers calcaires diminuent, et donc, plus de déformations.

A notre avis, pour mieux estimer le fluage en flexion, les études complémentaires restent nécessaires pour une meilleure prise en considération, non seulement la différence

cinétique de séchage de l'éprouvette dans les deux parties (tendue et comprimée), mais aussi d'y intégrer avec le retrait et la fissuration.

Malgré les aspects intéressants que les BAP proposent, en particulier à l'état frais, et leur utilisation en grande évolution, ils ne disposent pas encore d'une bonne connaissance sur leurs propriétés à l'état durci.

L'introduction des fibres métalliques dans une composition de béton, doit être étudiée avec différents pourcentages et types de fibres, pour pouvoir confirmer, une fois pour toutes, leurs effets sur le fluage en flexion.

Suite à une analyse, il apparaît que pour définir les performances en fluage, les caractéristiques à la limite de fissuration obtenues lors des essais statiques représentent de meilleures références. Elle peut l'exprimer par une valeur de charge ou une valeur de flèche.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le béton est un matériau en continuelle évolution. Il se présente actuellement en plusieurs types et variétés (mortiers, bétons ordinaires et bétons spéciaux ... etc), qui ont différentes compositions et des lois de comportement, sous chargement mécanique, distinctes.

Cette diversification du béton est assurée par l'emploi de nouveaux composants, lui conférant ainsi, des propriétés visées pour chaque type d'application. Ces paramètres de composition ont rendu plus cruciales les essais d'étude de ce matériau sous charge maintenue, et les résultats sont devenus, parfois, contradictoires.

Le fluage du béton est un phénomène connu mais pas encore maîtrisé. Les recherches se poursuivent dans le monde, pour mettre au clair les sources réelles et mécanismes qui l'engendrent, et pour confirmer l'effet des paramètres qui l'influencent, surtout sous autres types de sollicitations, car les essais, les plus rencontrés dans la littérature, sont principalement de compression.

Ce travail de recherche est présenté en 5 chapitres :

Dans le premier chapitre, nous avons présenté la recherche bibliographique qu'on a effectué avant de démarrer nos travaux expérimentaux. On a essayé de se familiariser avec le matériau béton, ses composants, ses différents types de déformations sous et sans charge. Ensuite, nous avons présenté un état des connaissances actualisé sur le fluage de ce matériau : quelques généralités, ses paramètres influents, ses sources et mécanismes microstructuraux, le calcul de ses déformations et, enfin, la présentation de ses principaux modèles réglementaires assurant sa prédiction.

De ce chapitre, on a pu tiré les paramètres les plus influents sur le fluage du béton qui sont : l'importance des efforts, l'âge et la résistance du béton lorsque la contrainte est appliquée, la période durant laquelle le béton est chargé, le type, la qualité et la grosseur des granulats, le type de liants, la quantité de pâte de ciment, la taille et la forme de la masse de béton, les conditions de cure antérieures, et enfin, la température et l'humidité durant l'essai. En plus de ça, la sollicitation prépondérante sous laquelle le fluage du béton a été étudié est celle de la compression simple, les essais sous traction ou flexion sont rares.

A la fin de ce chapitre, Nous nous sommes fixés un seul objectif : *la mise en place d'un dispositif d'essai* permettant l'étude du fluage des variétés de bétons, sous sollicitation de flexion quatre points.

Dans le deuxième chapitre, tous les détails et les démarches adoptés pour la mise en place du dispositif d'essai de fluage des bétons en flexion quatre points sont présentés. En effet, 15 bâtis de fluage sont maintenant montés au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de l'Université Mentouri Constantine. Ils offrent tous une qualité, fiabilité des mesures, répétabilité et reproductibilité des essais. Ils ont été déjà utilisés dans plusieurs travaux de recherches, qui ont fait l'objet de différentes publications et présentations dans des rencontres scientifiques (nationales et internationales). Ce dispositif nous a aidé à mener une grande étude expérimentale sur le fluage de 10 variétés de mélanges à matrice cimentaire. Cette étude est présentée dans le chapitre 5.

Le troisième chapitre expose la caractérisation des différents composants des mélanges étudiés (ciment, fillers, granulats, superplastifiant, eau et fibres métalliques),

ainsi que les différentes propriétés mesurées pour la caractérisation de ces mélanges à l'état frais (densité, affaissement ou étalement, air occlus, ...etc), et à l'état durci (résistance à la compression et à la traction par flexion sur éprouvettes normalisées à 7 et 28 jours).

Les résultats les plus importants sont :

- Les mélanges à base de granulats concassés présentent les plus grandes résistances par rapport à ceux à base de granulats roulés.
- L'introduction des fibres métalliques augmente les performances des bétons autoplaçants en traction.
- La substitution d'une masse de ciment par la même en fillers calcaires engendre une diminution de la résistance des bétons autoplaçants.

Le quatrième chapitre a été consacré à l'étude du comportement statique (monotone) des poutrelles de 10×10×120 cm en flexion pure. Cette étude nous a permis la détermination, pour les dix compositions, de la charge et flèche de rupture, de la charge et flèche de première fissuration et du module d'élasticité tangent.

Les remarques suivantes peuvent être tirées des résultats de cette partie :

- La résistance à la flexion est modifiée par la présence de différents types de granulats.
- L'observation du domaine linéaire, par une méthode non destructive « par ultrasons », permet de positionner la charge de première microfissuration. Les granulats modifient celle-ci. Ce seuil, facilement détectable par cette technique d'investigation sous sollicitation statique, nous a paru important pour bien distinguer la nature des endommagements dans le matériau. Il est utilisé comme référence pour caractériser les taux de chargement en fluage.
- Un mélange de granulats « concassés et roulés » dans une composition à matrice cimentaire, donne le meilleur seuil de fissuration.
- Il est important de noter que les meilleures performances à la rupture sont obtenues avec les granulats concassés.
- En comparant béton autoplaçant (BAP) et béton ordinaire (BOR) de mêmes résistances à la compression, on trouve que le BAP a une faible résistance à la flexion que le BOR. On pense que le volume de pâte a une influence négative sur les performances en flexion.
- L'introduction des fibres métalliques dans une composition en béton autoplaçant augmente les charges de première fissuration et de ruine. En plus, un comportement différent à la fissuration entraînant un retard notable à la fissuration franche concernant les bétons renforcés des fibres.

La variation de l'évolution des résultats statiques est due probablement à la nature minéralogique des sables étudiés et notamment l'interface pâte de ciment-granat.

La localisation de la rupture (entre les deux points de chargement) dépend notamment :

- De la qualité de la matrice,
- De la structuration de la pâte liée à la topologie du squelette granulaire.
- De l'adhérence pâte-granat.

Le cinquième chapitre est le dernier et le plus grand. Il présente l'étude du comportement différé sous charges maintenues de 10 mélanges à matrice cimentaire. Les résultats en flèches instantanées, totales et de fluage ont été étudiés et comparés sous l'effet des variables suivantes : taux de chargement, types de granulats, volume de pâte liante, rapport Fillers/Liant en masse et influence de l'introduction des fibres métalliques.

Plusieurs résultats méritent d'être soulignés :

- La proportionnalité entre les flèches mesurées et la charge ou la contrainte appliquée est vérifiée. Ce résultat a déjà été confirmé par plusieurs auteurs (A. M. NEVILLE, WAGNER, BOLOMEY ...).
- La limite inférieure du taux de chargement donnant un fluage instable qui mène à la rupture varie d'un mélange à un autre. Pour les bétons à base de granulats roulés, elle est obtenue avec un taux de chargement de 70 % de la charge de rupture. Pour les bétons autoplaçant elle correspond à un taux voisin de 55 %. Plusieurs paramètres influencent cette limite. On peut citer : le type du mélange, l'âge du mélange lors de l'application de la charge, le type et le volume des granulats, le volume de la pâte et la teneur en eau.
- Le type du granulats modifie les réponses en flèches d'un mélange à un autre. Un granulats roulé, par sa forme arrondie plus ou moins lisse, permet l'écoulement de la pâte liante, en provoquant ainsi de grandes déformations instantanées et différées sous charges. Par contre, la forme et la surface rugueuse d'un granulats concassé, gênent les déplacements de la pâte et provoquent ainsi de faibles déformations à court et à long terme des matériaux à base de ce dernier.
- La teneur en air dans les matériaux semble avoir de grands effets sur les flèches totales des poutrelles en flexion quatre points. Son augmentation donne lieu à plus de fluage. On pense que les pores existant dans les mélanges à l'état frais, emmagasinent de l'eau restant de l'hydratation du ciment, et provoquant après sa diffusion.
- Les flèches totales augmentent avec le volume de pâte. La raison en est, comme pour le retrait, que seule la pâte flue. Le volume de pâte est aussi le paramètre principal jouant sur le fluage.
- Pour tous les mélanges, le rapport (volume de granulats/volume de pâte) semble donner une bonne référence pour le fluage. L'augmentation de ce rapport diminue les valeurs des flèches.
- La qualité, la finesse et la forme du sable gouvernent le phénomène des déformations différées des matériaux dont il rentre dans leurs compositions.
- Pour les flèches instantanées et les flèches totales, nous pensons que les résistances à la compression et à la flexion ne peuvent donner au préalable une idée sur leurs classements pour les différents mélanges ; les charges de première fissuration constituent les meilleures références : plus la charge de première fissuration mesurée dans les essais statiques est grande moins la flèche enregistrée lors des essais de fluage est petite.
- Nous pensons que sous l'effet d'un taux de chargement élevé, les contraintes qui naissent de la flexion des poutres, engendrent des pressions locales (à l'échelle microstructurelle), provoquant ainsi une diffusion de l'eau plus importante, lorsque le pourcentage des fillers calcaires diminuent, et donc, plus de déformations.
- Si on compare entre BAP et béton ordinaire de mêmes résistances à la compression, on trouve que : quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants BAP subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons ordinaires. A 90 jours, le fluage du BAP est 2 fois plus important que celui du BOR. Tous ces résultats s'expliquent à notre avis par le fait que la proportion volumique des granulats étant moins importante dans les BAP, laisse une place plus importante à la pâte liante pour se déformer.

- l'introduction des fibres métalliques dans une formule de béton autoplaçant, avec une proportion volumique de 0,5 % du volume total (une masse de 38,25 kg/m³), augmente les flèches des poutrelles sous charge maintenue. A notre avis, la faible épaisseur des fibres métalliques ne pourra jamais s'opposer au déplacement et au fluage de la pâte liante, surtout lorsque leur proportion en volume est faible, chose que les graviers, avec leurs différents diamètres, sont vraiment atténuateur.
- Une comparaison des flèches obtenues lors des essais statiques (de première fissuration et de rupture) et sous charge maintenue (flèches instantanées, totales et de fluage) et recouvrance instantanée) est effectuée afin de mettre en évidence les différents comportement observés. Le résultat le plus important est que les flèches instantanées peuvent être estimées au préalable, avant d'entamer les essais de fluage, en connaissant les paramètres flèche et charge de première fissuration des poutrelles en flexion quatre points, déterminées lors des essais statiques. Ce seuil « presque élastique », représente donc la meilleure référence.
- Une étude du niveau de recouvrance à moyen et long terme a été effectuée. Après déchargement, une déformation résiduelle permanente est enregistrée. Donc pour tous les mélanges, le retour de fluage n'est jamais total.
- Le fait de choisir la charge de première fissuration comme référence au lieu de la charge ou la flèche de rupture fait augmenter légèrement les performances. De plus, le classement relatif des différents mélanges est modifié.

A la fin, cette recherche a ouvert la porte à des recherches nouvelles qui doivent s'intéresser au fluage du béton.

Les résultats les plus importants sont :

- Réalisation et mise au point d'un dispositif d'essai de fluage,
- Les charges et flèches de premières fissuration représentent les meilleurs références dans l'étude du fluage d'un mélange à matrice cimentaire.
- Le niveau de technicité acquis est maintenant suffisant pour mener d'autres expériences sur le fluage, ce qui permettra d'affiner les différentes mesures ou modélisations (validations).

Perspectives :

De nombreux axes de recherches apparaissent alors à ces essais de fluage, **Il faut:**

- Etudier l'influence d'autres paramètres tels que : l'âge de chargement les rapports $\frac{E}{C}$, $\frac{S}{C}$, $\frac{G}{S}$, le pourcentage d'ajouts divers, ...etc,
- Séparer entre fluage propre et de dessiccation,
- Etendre les études sous d'autres types de sollicitations (traction directe, torsion....etc).

REFERENCES
REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACKER P., BARRAL A.** "Déformations différées du béton durci : étude critique des modèles analytiques de comportement", Rapport de recherche, LCPC, 5 sept 1980
- ACKER P.** "Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physicochimique", Rapport de recherche LCPC, 117 p., 1988
- ACKER P., EYMARD R. AND PLUM J.M** "Structural analysis of concretes: accounting for thermal and hygral effects". Annales des Ponts et Chaussées., pp.1- 11, 1991
- ACKER P.** "Retraits et fissurations du béton", Documents scientifiques et techniques de l'association française pour la construction (AFPC), 42 p., 1992
- ACKER P., Z. P.BAZANT** "Measurement of time-dependent strains of concrete", Rilem Draft Recommendation, Materials and Structures, RILEM, 1998
- ACKER P. AND ULM F.J.** "Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements", Nuclear engineering and design, N° 203, pp. 143-158, 2001
- AL-MANASEER A.A.** "Creep and Shrinkage: structural design effect", The Adam Neville symposium Atlanta USA, ACI-Michigan, 424 p. , 2000
- AUDENAERT & DE SCHUTTER** "Towards a fundamental evaluation of water retention tests for curing compounds", Matériaux et construction/Materials and Structures, volume 35, pp 408-414, 2002
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL,** "Bétons autoplaçants - Recommandations provisoires", Annales du bâtiment et des travaux publics, juin 2000.
- ATKINS P. W.** "Physical chemistry", 5eme édition, Oxford University Press, Oxford, England, 1994.
- BALAGURU P., RAMAKRISHNA N.** "Fiber reinforced concrete properties: workability-behavior under long-term loading and air void characteristics", ACI Materials Journal, volume 85 N° 3, pp. 189-196, 1988
- BAROGHEL-BOUNY V.** "Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthode, analyse, interprétation", Thèse de doctorat de l'ENPC, 468 p., Paris 1994
- BARON J. ET SAUTEREY R.** "Le béton hydraulique : connaissance et pratique", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, pp. 335-364, 1995
- BASCOUL A.,** "Formation des microfissures", Annales de l'ITBTP, N° 398, série Béton, N° 202, Octobre 1981,
- BAZANT Z.P.** "Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete", Cement and Concrete Research, 2, pp.1-16, 1972
- BAZANT Z.P. ASGHARI A. SCAMIOT J** "Experimental study of creep of hardened Portland cement paste at variable water content", Material and Structures, volume 9 N°52, pp.279-290, 1976
- BAZANT Z.P., PANULA L.** "Practical prédiction of time dépendant déformations of concrete", Matériaux et Constructions, Volume 11 N° 65, (Sept-Oct 1978)
- BAZANT Z.P., PANULA L.** "Practical prédiction of time dépendant déformations of concrete", Matériaux et Constructions, Volume 11 N° 66, pp.415-434, Nov-Dec 1978

- BAZANT Z.P., PANULA L.** "Practical prédiction of time dépendant déformations of concrete", Matériaux et Constructions, Volume 12, N° 62, Mai-Juin 1979
- BAZANT Z.P. ET WANG T.S.** "Mathematical model for creep and themal shrinkage of concrete at high temperature", Nuclear Engineering Design, N° 76, pp.183-191, 1983
- BAZANT Z. P., PRASANNAN S.** "Solidification theory for concrete creep. I. Formulation", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, volume 115 N° 8, pp. 1691-1703, 1989
- BAZANT Z. P.** "Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: aging and drying effects", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, volume 123 N° 11, pp. 1188-1194, 1997
- BAZANT Z.P.** "Does hindered adsorbed water serve as 'load-bearing' water? ", LCPC, Paris 1998
- BENAISSA ET AL.** "Fluage et retrait du béton de sable", Materials and Structures, volume 26, pp. 333-339, 1993
- BENBOUDJEMA F., MEFTAH F, TORRENTI J.-M., HEINFLING G.** « Analyse des essais de fluage propre réalisés sur des pâtes de ciment, mortiers et bétons, avec mesures des déformations principales", Rapport interne EDF, 88 p., Octobre 2000.
- BENBOUDJEMA F.** " Modélisation des déformation différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires " Thèse de doctorat de l'université de MARNE LA VALLEE, 258 p., 2002
- BENKECHKECHE .G, HOUARI. H, BENSEBTI.S.E, CHAABANE .A.** " Étude du comportement différé des bétons autoplaçants : influence des paramètres de compositions et de chargement ", Séminaire National de Génie Civil, Annaba, 20 & 21 novembre 2007
- BENSEBTI.S, AGGOUNE.A, HOUARI.H.** "Essais de caractérisation expérimentale du ségrégation verticale des bétons autoplaçants", Revue sciences et technologie B- constantine. N° 25, pp 41-49, Juin 2007.
- BENSEBTI.S, AGGOUNE.A, HOUARI.H, DUVAL.R** "La ségrégation statique dans les bétons autoplaçants, mise en place d'un procédure expérimentale " Annales du bâtiment et des travaux publics, N°23, pp. 22-28, Avril-Juin 2007
- BENSEBTI S.** "Formulation et Propriétés des Bétons Autoplaçants à Base de Matériaux Locaux", Thèse de doctorat en Sciences, Département Génie Civil, Université Mentouri Constantine, 129 p., Juillet 2008
- BERES L.** " La macrostructure et le comportement de béton sous l'effet de sollicitation de longue durée ". Matériau ET Constructions/ Materials and Structures, Volume 2 No.8, pp.103-110, 1969
- BERTHIER R.M.** "Physique des bétons et des aciers pour ouvrages en béton précontraint", Annales de l'ITBTP, N° 389, Décembre 1980
- BERTHOLET A.** « Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité : interaction des déformations de fluage et du comportement non linéaire du matériau », Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 299 p., Octobre 2003
- BISSONNETTE B. ET PIGEON M.** "Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fibre reinforced concretes" Cement and Concrete Reseach., Volume25, No.5 pp.1075-1085, 1995
- BISSONNETTE B. ET PIGEON M.** " Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations " Matériaux et Constructions/Materials and Structures, Volume 33, pp.108-118, Mars 2000

- BOUHAMOU N. BELAS N. MESBAHA H. YAHIA A. MEBROUKI** "Comportement à l'état frais des BAP à base des matériaux locaux algériens", annales du bâtiment et des travaux publics, N° 23, pp. 29- 37, Juin 2007
- BOUKAHAROV G.N., CHANDA M.W. AND BOUKAHAROV G.N.** "The three processes of brittle crystalline rock creep" International Journal of Rock Mechanics. Mining Science & Geomechanics, Volume 32, No.4, pp.325-335, 1995
- BOULAY C., COLSON A.** "Un extensomètre à béton éliminant l'influence de déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales", Materials and structures, RILEM, volume 14, N°79, pp. 35-38, 1981
- BRUNEAU J.** "Redistribution dans les ponts hyperstatiques en béton précontraint. Interprétation de résultats expérimentaux sur ouvrages en place", Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, N° 96, pp. 143-152, Juillet-août 1978,
- CHABANE A. HOUARI H.** "Influence du type de granulats sur le fluage du béton", COLLOQUE NATIONAL DE GENIE CIVIL, Mostaganem – ALGERIE, 6 p., 13 – 14 Novembre 2000
- CHABANE A. HOUARI H.** " Contribution à l'étude du comportement différé des bétons sous sollicitation de flexion", thèse de magister en Génie Civil de l'Université de Constantine, 226 p., Octobre 2000.
- CHABANE A. HOUARI H.** "Contribution à l'étude du comportement différé des bétons et mortiers sous sollicitation de flexion", séminaire national de Génie Civil (SNGC 2001), Sidi-bel-abbès, Mai 2001.
- CHABANE A. HOUARI H.** " Contribution à l'étude du comportement différé des bétons sous sollicitation de flexion ", proceeding du colloque International sol et matériaux à problèmes SOMAPRO 07, pp. 527-534, Tunisie, février 2007
- CHABANE A. HOUARI H.** "Etude expérimentale du comportement instantané et différé des bétons autoplaçants sous différentes sollicitations", Journée d'études « Les Nouveaux Bétons », organisée par le département de Génie Civil de l'université de Guelma, 30 Avril 2007.
- CHABANE A. HOUARI H** " Présentation d'un dispositif d'essai de fluage des bétons en flexion", journée d'études du département de génie civil de l'université de Skikda, 6 mai 2007
- CHABANE A. HOUARI H.** "Some experimental contributions on the creep of the concrete in bending", Proceedings of the 12th International Colloquium on Structural And Geotechnical Engineering, Cairo, Egypt, pp 1114-1123, December 10-12, 2007.
- CHABANE A. HOUARI H** " Influence du type de granulats sur le fluage du béton", Revue sciences et technologie B- Constantine, N° 27, pp 7-15, Juin 2008.
- CHAUSSIN R.** "Le fluage du béton : Généralités", Annales de l'ITBTP, N° 455, pp. 80-81, Juin 1987
- CHIORINO M.A.** "Fluage et déformations différées du béton", Annales de l'ITBTP, N° 326 série BETON 145, pp. 101-106, Mars 1975
- COQUILLAT G.** "Mesures fondamentales sur éprouvettes: Définitions et méthodes expérimentales", Annales de l'ITBTP, N° 455, pp. 82-88, Juin 1987
- DANTU** "Etude des contraintes dans les milieux hétérogènes. Applications au béton". Annales de l'ITBTP, série EM/40, Janvier 1958
- DE LARRARD F. ET LE ROY R.,** "Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances ", Matériaux et Constructions, Volume 25, pp. 464-475, 1992.

- DOMONE P.L.** "Uniaxial tensile creep and failure of concrete" Magazine of concrete research, volume 26 N° 88, pp. 144-152, 1974
- DREUX G. ET GORISSE F.** "Fluage des bétons soumis jeunes à un gradient de contrainte", Annales de l'ITBTP, N° 326, mars 1975
- DREUX G. ET GORISSE F.** "Contribution à l'étude du fluage et du retour de fluage", Annales de l'ITBTP, N° 377, Novembre 1979
- DREUX G., FESTA J.** "Nouveau guide du béton", Eyrolles, Paris 1995
- FREYSSINET E.** "Relation entre les déformations et la constitution des ciments et des matériaux de structure colloïdaux (1926-1929) : idées et voies nouvelles", Science et industrie, N°1, 1933
- GAUCHER C.** "Fluage du béton : tentative de caractérisation du comportement rhéologique non linéaire dans la représentation par intégrales multiples", Rapport de Recherche LCPC.108.120p, 1982
- GETTU R. ET GARCIA-ALVAREZ V.O.** "Interaction of creep and fracture in concrete", Creep and shrinkage of concrete proceeding of fifth international RILEM symposium Barcelone- London : E & Fn spon., pp. 413-420, 1993
- GHOSH R.S.** "A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete", Materials and Structures, volume 6 N°31, p. 23-26., 1973
- GUENOT-DELAHAIE I.** "Contribution à l'analyse physique et la modélisation du fluage propre du béton», études et recherches LPC, OA25, LCPC, Paris, avril 1997
- HARSH ET AL.** "Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression", ACI Materials Journal, volume 87 N° 5, p. 508-516, 1990
- HOUARI.H.** " Contribution à l'étude du comportement des bétons renforcés des fibres métalliques soumis à l'action des charge maintenues et cycliques ", Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, 244 p, 1993
- HU C., BARBIERI B.,** "Comparaison des retraits des bétons autonivelants et d'un béton fluide traditionnel", Science des matériaux et propriétés des bétons, pp.265-272, 1ère Rencontre Internationale, Toulouse, 5-6 mars 1998
- HUET C., ACKER P., BARON J.** "Fluage et autres effets rhéologiques différés du béton» cité dans «Le béton hydraulique», Presses de l'école nationale des ponts et chaussées p. 335-364, Paris 1982,
- KEDJOUR N.** " Propriétés et pathologies du béton», Office des publications universitaires, p 111-204, Algérie 1993,
- KHAN ET AL.** "Creep, shrinkage and thermal strains in normal, medium and high strength concretes during hydratation", ACI Materials Journal, volume 94 N°2, p 156-163, 1997
- KLUG Y. AND HOLSCHMACHER K.,** "Material properties of hardened self-compacting concrete", ICPCM – A new era of building, Le Caire, Egypte, 18-20 février 2003.
- KOVLER K** "Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension", Journal of Material in Civil Engineering., No.2, p96-101, 1995
- L'HERMITRE J., MAZARS J.** " I. Note sur le changement de volume au cours de la déformation plastique du béton. II. Quelque complément à l'étude expérimentale de fluage du béton en compression simple ", Annales de l'ITBTP, N ° 363, Juillet- août 1978

- LAPLANTE P.** "Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances», Etudes et recherches des LPC, OA13, LCPC, Paris 1993.
- LE MAOU F., ROSSI P., BOULAY C.** "Détermination des déformations transversales de fluage et de retrait des bétons", note technique, bulletin des LPC, Paris 1999
- LE MONITEUR** "Le retrait du béton", Le Moniteur, N° 33, pp 107-112, Paris 1972
- LE ROY R.** "Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances", études et recherches des LPC, OA22, LCPC, Paris 1996.
- LEMAITRE J., MAZARS J.** "Application de la théorie de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure", Annales de l'ITBTP, N° 401, p. 114-136, Janvier 1982,
- LOHTIA R.P.** "Mechanism of creep in concrete", Roorkee University Research Journal, Volume 1-2 N° 12, p. 37-47, 1970
- LUKAS P. ET AL.** "Creep of CMSX – 4 single crystals of different orientations in tension and compression", Materials Science & Engineering A. Structural Materials : properties, microstructure and processing, volume A208 N° 2, pp. 149-157, 1996
- L'VOVSKIJ E.N., BORDEYANOU G.V.** "Une méthode statistique nouvelle pour le calcul des caractéristiques de fluage des bétons", Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, N° 91, Sept-Oct 1977
- MAMILLAN M.** "Compte rendu des mesures de retrait et de fluage effectuées sur le pont en béton précontraint de Ponthierry", Annales de l'ITBTP, N° 189, Sept 1963
- MANGAT P.S., AZARI M.M.** "A theory for the free shrinkage of steel fibre reinforced cement matrices", Journa of Material Sciences, volume 19, pp. 2183-2194, 1984
- MAZARS J.** "Prévision de la rupture des structures en béton par la mécanique de la rupture", Thèse 3ème cycle, Paris VI, 1976
- MAZARS J.** "Application de la mécanique d'endommagement au comportement nonlinéaire et à la rupture du béton de structure", Thèse d'Etat, Université Paris VI, France 1984
- NEVILLE A.M.** "Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed ", North Holland Publishing Company, p.622. Amsterdam, 1970.
- NEVILLE A. M.** "Properties of concrete", editions J. Wiley and Sons, p. 398-405, London 1981,
- NEVILLE A. M., DILGER W. H.** "Creep of plain and structural concrete», construction press, essex, England 1983
- NEVILLE A. M.** "Propriétés des bétons", Editions Eyrolles, Paris 2000
- NGAB A.S., NILSON A.H. ET SLATE F.O.** "shrinkage and creep of high strength concrete", ACI Journal, volume 78 N° 4, pp. 255-261, 1981
- NUNG ZEN TAO** "Déformations différées et redistribution des efforts sous l'effet du fluage dans les structures en béton précontraint", Annales de l'ITBTP, N° 456, JuilletAoût 1987
- OKAMURA H.AND M. OUCHI.** "Self-compacting concrete, development, present use and future", Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete.RILEM, 1999.
- OMAR M.** " Déformations différées du béton : étude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage chargement ", thèse de doctorat de l'école centrale de Nantes, 2004

- OSTERGAARD L. ET AL.** "Tensile basic creep of early – age concrete under constant load", cement and concrete research, volume 31 N° 12, p. 1895-1899, 2001
- PANE I. AND HANSEN W.** "Early age creep and stress relaxation of concrete containing blended cements", Matériaux et Constructions/ Materials and Structures, volume 35, p. 92-96, 2002
- PERZO R.** " Le palais des expositions du CNIT Paris La Défense : les déformations différées de la voûte", Annales de l'ITBTP, N° 456, JuilletAoût 1987
- PINEAU A., ZAOUI A.** "Comportement mécanique des matériaux: viscoplasticité, endommagement, mécanique de la rupture, mécanique du contact", Hermes, p. 13, Paris 1995,
- POH K.H.** "General creep-time equation", Journal of Materials in Civil Engineering, volume 10 N° 2, pp. 118-120, 1998
- PONS G.** "Rhéologie et fissurabilité des bétons et microbétons soumis à des chargements harmoniques de faible fréquence", Thèse de Doctorat d'Etat en Sciences, 2003
- PONS G., PROUST E. AND ASSIE S.,** "Creep and shrinkage of self-compacting concrete: a different behaviour compared with vibrated concrete? ", Proceedings of 3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (PRO 33), Reykjavik, Iceland, pp. 645-645, 17-20 août 2003.
- RICHARDS C. W.** "La science des matériaux de l'ingénieur", Dunod, p 169, Paris 1965,
- ROSSI P., GODART N., ROBERT J. L.** "Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission", Editions E and FN Spon p 33-38, LONDON, 1993
- SEDRAN T. AND F. DE LARRARD.** " Manuel d'utilisation de RENE-LCPC, Logiciel d'optimisation granulaire ", version 6.1d. LCPC, 2000.
- SEDRAN. T.** " Rhéologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants". Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- SMADI M.M., SLATE F.O.AND NILSON A.H.** "Shrinkage and creep of high – medium – and low – strength concretes, including overloads", CI Materials Journal. Volume84, No.3, p.224 -234, 1987
- SMADI M.M. AND SLATE F.O.** "Microcracking of high and normal strength concretes under short – and long – terms loadings", ACI materials journal, volume 86 N° 2, p. 117-127, 1989
- SMERDA Z., KRISTEK V.** "Creep and shrinkage of concrete elements and structures", Elsevier Science Publishers p. 296 , Amsterdam, 1988
- STEPHANE ASSIÉ** " Durabilité des bétons autoplaçants " Thèse de doctorat de L'institut nationale des sciences applique de TOULOUSE, 2004
- SWAMY R.N.** "Flexural creep of fiber-reinforced cement composites", International journal of cement composites, Volume 1 N° 1, pp. 37-48, 1979
- TAMTSIA B.T, BEAUDOIN J.J** "Basic creep hardened cement paste: A re-examination of the role of water" Cement and Concrete Research, 30p 1465-1475., 2000
- ULM F. J., COUSSY O.** "Strength growth as chemoplastic hardening in early age concrete", Journal of engineering Mechanics, ASCE, N° 122 p. 1123-1132, 1996
- ULM F. J., ACKER P.** "Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons", Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, spécial XX, p. 73-82, 1998

- ULM F. J., LE MAOU F., BOULAY C.** "Creep and shrinkage coupling : New Review of some Evidence", revue française de génie civil, Hermes p. 21-37, Paris, Juillet 1999
- V. K.BUI AND D. MONTGOMERY.** "Mixture porportioning method for self-compacting high performance concrete with minimum paste volume". In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 1999.
- WARD M.A. ET COOCK D.J.** "The mecanism of tensile creep in concrete", magazine of concrete research, volume 21 N° 168, p. 151-158, 1969
- WITTMANN F.H., ROELFSTRA P.** "Total deformations of loaded drying creep", Cement and Concrete Research, 10 p. 601-610, 1980.
- WITTMANN F. H.** "Creep and shrinkage mechanisms", creep and shrinkage of concrete structures, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, editions J. Wiley and Sons, p. 129-161, Londres 1982,.
- YUE L.L. ET TAERWE L.** "Two- function method for prediction of concrete creep under decreasing stress", Matériaux et Constructions/Materials and Structures, volume 26 N° 159, p.268-273, 1993