



Titre: Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation
Title:

Auteur: Maléna Bastien Masse
Author:

Date: 2010

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Bastien Masse, M. (2010). Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/355/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/355/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Jean-Philippe Charron
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DÉFORMATIONNEL DES BÉTONS DE
RÉPARATION

MALÉNA BASTIEN MASSE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DÉFORMATIONNEL DES BÉTONS DE RÉPARATION

Présenté par : BASTIEN MASSE Maléna

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. ROSSI Pierre, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Plusieurs personnes, par leurs conseils ou simplement leurs encouragements, m'ont aidées à faire avancer mon projet de maîtrise et à me rendre jusqu'à la fin.

Tout d'abord, je veux souligner la contribution de mon directeur de recherche Jean-Philippe Charron. Il s'est toujours montré disponible, même lorsque je me trouvais à Paris, et, par ses conseils et ses connaissances, il a su aiguiller le projet jusqu'à la fin.

Ce projet n'aurait pu se réaliser sans l'aide de l'équipe du Groupe de recherche en génie des structures de l'École Polytechnique de Montréal. Plus particulièrement, je tiens à remercier messieurs Cédric Androuët, Denis Fortier, Patrice Bélanger et Viacheslav Koval pour leur aide dans le développement des montages et la réalisation des programmes expérimentaux. Je veux également remercier Anne-Marie Goulet pour son aide sur tous les aspects administratifs du projet et pour son écoute.

Je dois ensuite mentionner le support de mon ami François Duchesneau qui, en plus de m'aider énormément au laboratoire, a été un conseiller et un confident de tous les moments. Je veux également remercier Clélia Desmettre pour son aide au laboratoire et pour ses conseils.

Au cours de mon projet, j'ai eu la chance de travailler au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), à Paris. Cette collaboration n'aurait pas pu être possible sans Pierre Rossi et Jean-Louis Tailhan qui m'ont gentiment accueilli au sein de leur équipe de recherche. Ma rencontre avec monsieur Rossi a été enrichissante tant d'un point de vue scientifique que personnel. Monsieur Tailhan m'a aidé sans compter à réaliser mes modèles numériques et à atteindre les objectifs de mon séjour au LCPC. Je remercie également Fabrice Le Maou pour son aide scientifique, technique et logistique avec le programme expérimental sur le fluage en traction. Enfin, je veux remercier Sandrine Ramanich pour son aide lors de la réalisation des essais au LCPC.

Je remercie le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et Scientifique (CRSNG) qui m'a accordé une bourse d'étude pour les deux années de ma maîtrise.

Pour terminer, je veux remercier mes amis Christine Dupuis, Marc-Alexandre Laroche et Amélie Côté que j'ai connus grâce à l'Association des Étudiants des Cycles Supérieurs de Polytechnique (AÉCSP). Ces trois personnes m'ont comprise et encouragée à persévérer tout au long de mon projet de maîtrise.

Je remercie enfin tous mes amis qui m'ont offert des encouragements. Je dois également souligner le support inconditionnel de mes parents, Marc et Lise, qui par leur soutien moral et matériel m'ont permis d'arriver à obtenir un diplôme d'études supérieures. Un merci particulier à ma mère Lise qui a vécu avec moi les mois de rédaction de ce mémoire.

RÉSUMÉ

Une majorité des infrastructures routières en béton du Canada, exposées à des environnements agressifs qui accélèrent la dégradation du béton, nécessitent une réhabilitation afin de prolonger leur durée de vie utile. Le plus souvent, il est possible de réparer l'infrastructure en remplaçant le béton détérioré en surface par une nouvelle couche de béton. Dans ce cas, le béton vieilli et durci déjà en place restreint partiellement les déformations au jeune âge du béton de réparation. Cette restriction peut engendrer une fissuration précoce non-souhaitée ou un décollement de la nouvelle couche de béton. Ainsi, afin de s'assurer de la fiabilité des couches de réparation, le premier objectif de ce projet était d'étudier le comportement déformationnel des bétons de réparation, soit le retrait et le fluage. Les essais de retrait et de fluage en compression sont normalisés et largement répandus. L'essai de fluage en traction est quant à lui complexe de réalisation et peu répandu. Pour cette raison, un essai de fluage flexionnel a été développé à l'École Polytechnique de Montréal et une méthode d'analyse a été proposée afin d'évaluer le fluage en traction à l'aide des résultats des essais de fluage en flexion et de fluage en compression. Le second objectif consistait à étudier les déformations d'un élément de béton réparé et de vérifier que, sous chargement, il a un comportement monolithique, c'est-à-dire qu'il n'y a pas délamination de la réparation.

La première phase expérimentale a permis de caractériser le comportement déformationnel de deux bétons : un béton ordinaire (BO) et un béton à ultra-haute performance (BFUP). Des essais de retrait, de fluage en compression et de fluage en flexion ont été réalisés à Polytechnique. Les essais de retrait ont permis de démontrer que le retrait total du BFUP était plus élevé que pour le BO. Cependant, dans le cas du BO, le retrait de séchage était plus important que le retrait endogène et c'était l'inverse dans le cas du BFUP. Les essais de fluage en compression et en flexion ont permis de confirmer le faible impact du séchage sur le BFUP. En effet, la distinction entre le fluage propre et le fluage total était presque inexistante. Des essais de fluage endogène en traction ont été réalisés sur le BFUP au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).

Avec les résultats de ces essais et des essais de fluage en compression et en flexion sur le BFUP, la méthode d'analyse du fluage en flexion a été développée. Elle a ensuite été appliquée aux résultats de fluage du BO pour obtenir le fluage en traction de ce matériau. Cette méthode a enfin été validée à l'aide d'un modèle d'éléments finis de l'essai de fluage en flexion qui a été analysé avec le logiciel CESAR-LCPC.

Pour la seconde phase expérimentale du projet, trois poutres de béton armé ont été fabriquées. Après avoir laissé le béton vieillir pendant deux mois, les surfaces de deux poutres ont été hydrodémolies. Une poutre a été réparée avec du BO et l'autre avec du BFUP. Après 4 mois sur des appuis simples, aucune fissuration n'a été observée dans les réparations, tant celle de BO que celle de BFUP. Les poutres ont ensuite été testées en flexion trois points sous des chargements cycliques et statiques. La poutre réparée avec du BO a démontré un comportement identique à celui de la poutre de référence qui était intacte et sans réparation. La réparation de BFUP a permis d'améliorer le comportement mécanique de la poutre de béton armé en lui donnant une plus grande rigidité que la poutre de référence et un comportement écrouissant. Les deux poutres réparées ont eu un comportement monolithique et ce, sans l'utilisation de renforcement tel que des barres d'armatures ou des goujons.

Enfin, des modèles d'éléments finis des poutres réparées ont été analysés avec CESAR. Les modules de calcul utilisés pour cette analyse ne permettant pas de tenir compte des effets du retrait de séchage et de la viscoélasticité des matériaux, la reproduction du comportement des poutres réparées ne fut pas complète. Cependant, si l'ensemble du modèle est considéré comme adéquat, en comparant les résultats expérimentaux au résultat de l'analyse, il a été possible de conclure que 79% des déformations de la réparation de BFUP sont relaxées au jeune âge.

ABSTRACT

The majority of concrete road structures within Canada are exposed to aggressive environments that contribute to increase the rate of concrete deterioration. Often, rehabilitation is necessary to extend the service life of these structures. In most cases, the roads are repaired by replacing the damaged concrete surface with a new layer of concrete (overlay). The rigid concrete substrate restrains partly early-age deformations of the new concrete overlay and may cause the apparition of tensile stresses. This contributes to the formation of harmful cracks in the new overlay or debonding between the substrate and the overlay. To ensure the durability of these repairs, the first goal of this project was to study the creep and shrinkage behaviour of repair concretes. Whereas shrinkage and compressive creep tests are standardized and prevalent, only a few research laboratories can carry out more complicated tensile creep tests. Therefore, a flexural creep test was developed at the Ecole Polytechnique de Montreal and an analysis method was proposed to evaluate the tensile creep from the flexural and compressive creep test results. The second goal of this project was to study the deformation in a repaired hybrid element and ensure that its behaviour under loading is monolithic, i.e. that there is no debonding of the overlay.

The first experimental phase of the project consisted in characterizing the shrinkage and creep behaviour of two concretes: an ordinary Portland cement concrete (OPC) and an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). Shrinkage, compressive and flexural creep tests were performed at Polytechnique. Total shrinkage deformation was larger for UHPFRC than for OPC. However, drying shrinkage was more significant than autogenous shrinkage in the case of OPC and the opposite was true for UHPFRC. Compressive and flexural creep tests confirmed the small impact of drying on the behaviour of UHPFRC. In fact, the difference between basic and total creep of this concrete was almost inexistent, in both compression and flexion. Basic tensile creep tests were then performed on the UHPFRC at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). With the compression, tensile and flexural creep test results for the UHPFRC, an analysis method was developed to obtain tensile creep data. The method was also

applied to the OPC and then verified with a finite element model of the flexural creep test. The model was analysed using CESAR-LCPC, a finite element program.

For the second experimental phase, three reinforced concrete beams were made and left free of restraint for two months. The beams were then placed on two supports. One beam was used as a control reference while the surface of the other beams is hydrodemolished and repaired. One beam was repaired with an OPC overlay and the other with a UHPFRC overlay. After four months, neither cracking nor debonding was observed on the overlays. The three beams were then tested under cyclic and static bending loads. The beam repaired with an OPC overlay demonstrated a behaviour identical to the reference beam. However, the beam repaired with an UHPFRC overlay was more rigid than the reference beam and exhibits a strain-hardening behaviour. Both repaired beams behaved as monolithic elements. There was no debonding between overlay and substrate layers, even without the use of reinforcement or studs in the overlays.

Finally, a finite element model of a repaired beam was created and analyzed with CESAR. The calculation tools used for the analysis did not account for drying shrinkage or viscoelastic behaviour of the concrete. Therefore, the deformations of the repaired beam were not perfectly reproduced. However, if the choices made for this model are considered correct, the behaviour of UHPFRC with and without the contribution of viscoelasticity can be analysed. It can then be concluded that 79% of the deformations of UHPFRC overlay were relaxed at early age.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES FIGURES.....	xv
LISTE DES TABLEAUX	xix
LISTES DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xxi
LISTE DES ANNEXES	xxvii
CHAPITRE 1 Introduction	1
1.1 Contexte.....	1
1.2 Objectifs	2
1.3 Méthodologie.....	2
1.3.1 Phase 1 : Étude expérimentale du retrait et du fluage des bétons de réparation	2
1.3.2 Phase 2 : Caractérisation du comportement d'une poutre réparée	3
1.3.3 Phase 3 : Étude numérique du retrait et du fluage du béton.....	3
1.3.4 Phase 4 : Étude numérique du comportement d'une poutre réparée.....	4
1.4 Organisation du mémoire	4

CHAPITRE 2	Revue de la documentation sur le fluage du béton.....	6
2.1	Introduction	6
2.2	Concepts de base.....	7
2.2.1	Retrait	7
2.2.2	Fluage	9
2.2.3	Relation entre le retrait et le fluage	13
2.3	Essais de fluage.....	14
2.3.1	Conditions d'essais.....	14
2.3.2	Essais de fluage en compression	15
2.3.3	Essais de fluage en traction	16
2.4	Courbes et taux de fluage	18
2.4.1	Fluage propre.....	18
2.4.2	Fluage total	22
2.5	Paramètres de la formulation du béton.....	25
2.5.1	Quantité de pâte de ciment	25
2.5.2	Rapport eau sur ciment.....	26
2.5.3	Fibres	27
2.6	Paramètres de l'essai.....	28
2.6.1	Taux d'humidité	28
2.6.2	Taux de chargement	30
2.6.3	Âge au chargement.....	30
2.7	Conclusion.....	31
CHAPITRE 3	Revue de la documentation sur les réparations minces en béton	32
3.1	Introduction	32
3.2	Comportement de la réparation.....	33
3.2.1	Retrait restreint au jeune âge	33
3.2.2	Chargement mécanique	35

3.3	Caractéristiques d'une réparation.....	37
3.3.1	Renforcement	37
3.3.2	Épaisseur de la réparation	38
3.3.3	Matériau de réparation	39
3.4	Mise en place.....	42
3.4.1	Démolition du béton détérioré.....	42
3.4.2	Préparation de la surface	42
3.5	Essais pour caractériser des réparations	43
3.5.1	Mesure des déformations d'une poutre réparée sans chargement externe	43
3.5.2	Essai d'adhérence.....	44
3.5.3	Mesure de la rugosité	44
3.5.4	Essai de flexion statique et cyclique	45
3.6	Conclusion.....	45
CHAPITRE 4	Caractérisation des bétons de réparation	47
4.1	Objectifs	47
4.2	Matériaux à l'étude	47
4.2.1	Béton ordinaire (BO).....	48
4.2.2	Béton fibré ultra-haute performance (BFUP).....	49
4.3	Essais de calorimétrie.....	50
4.3.1	Description de l'essai	50
4.3.2	Résultats	51
4.4	Essais de retrait	52
4.4.1	Description de l'essai	52
4.4.2	Résultats	54
4.4.3	Comparaison.....	55
4.5	Essais de fluage en compression.....	55
4.5.1	Description de l'essai	55
4.5.2	Résultats	58

4.6	Essais de fluage en traction	61
4.6.1	Description de l'essai	61
4.6.2	Résultats	64
4.6.3	Ruptures en cours d'essai.....	67
4.6.4	Comparaison.....	68
4.7	Essais de fluage en flexion	69
4.7.1	Description de l'essai	69
4.7.2	Résultats	75
4.8	Analyse des résultats de fluage.....	78
4.8.1	Fluage propre.....	78
4.8.2	Fluage total.....	81
4.9	Conclusion.....	82
CHAPITRE 5	Étude numérique du retrait et du fluage	84
5.1	Objectifs	84
5.2	Validation du logiciel CESAR-LCPC.....	84
5.2.1	Module LINE	84
5.2.2	Modules TEXO et MEXO.....	85
5.3	Modélisation de l'essai de retrait	88
5.4	Viscoélasticité.....	92
5.4.1	Chaîne de Kelvin-Voigt	92
5.4.2	Modélisation de l'essai de fluage en compression.....	93
5.4.3	Modélisation de l'essai de fluage en traction.....	95
5.4.4	Modélisation de l'essai de fluage en flexion.....	98
5.4.5	Méthode d'analyse pour évaluer le fluage en traction	100
5.5	Conclusion.....	102
CHAPITRE 6	Étude expérimentale du comportement d'une poutre réparée.....	103
6.1	Objectifs	103

6.2	Conception des poutres.....	104
6.2.1	Dimensions.....	104
6.2.2	Chargement	105
6.2.3	Résistance et plan d'armature	107
6.3	Fabrication des poutres	110
6.3.1	Coffrages, cages d'armature et instrumentation.....	110
6.3.2	Coulée du béton substrat	112
6.3.3	Scellement des côtés.....	112
6.4	Réparation des poutres	113
6.4.1	Conception des réparations	113
6.4.2	Préparation de surface	115
6.4.3	Mise en place des réparations et cure.....	116
6.5	Comportement déformationnel des poutres réparées.....	118
6.5.1	Montage et instrumentation.....	118
6.5.2	Résultats et analyse	120
6.6	Essai de fatigue	128
6.6.1	Montage et instrumentation.....	128
6.6.2	Déroulement de l'essai	130
6.6.3	Résultats et analyse	133
6.7	Conclusion.....	140
CHAPITRE 7	Modélisation du comportement d'une poutre réparée	141
7.1	Objectifs	141
7.2	Présentation du modèle.....	141
7.2.1	Choix du type et du nombre d'éléments.....	143
7.2.2	Coffrages de bois.....	143
7.3	Échauffement de la poutre (module TEXO).....	145
7.3.1	Paramètres	145
7.3.2	Résultats	146

7.4	Déformation de la poutre (module MEXO).....	147
7.4.1	Poids propre.....	148
7.4.2	Coefficient de dilatation thermique.....	148
7.4.3	Retrait endogène ultime	149
7.4.4	Module d'élasticité.....	149
7.4.5	Résultats	151
7.5	Limites du modèle dans CESAR-LCPC.....	153
7.6	Conclusion.....	155
CHAPITRE 8	Conclusions et recommandations	156
8.1	Rappel des objectifs.....	156
8.2	Caractérisation déformationnelle des bétons	157
8.2.1	Rétrospective	157
8.2.2	Recommandations	158
8.3	Réparations minces en béton.....	159
8.3.1	Rétrospective.....	159
8.3.2	Recommandations	161
RÉFÉRENCES.....		162
ANNEXES.....		167

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Organisation du mémoire.....	4
Figure 2.1 Volume absolu et volume apparent [Charron, 2003].....	8
Figure 2.2 Concepts de base [Neville et Meyers, 1964]	10
Figure 2.3 Courbe typique de fluage (total et propre) en traction [Kovler, 1995]	14
Figure 2.4 Bâtis pour l'essai de fluage en compression	16
Figure 2.5 Essais de fluage en traction.....	17
Figure 2.6 Comparaison des taux de fluage propre.....	20
Figure 2.7 Déformations aux fibres tendues et comprimées d'une poutre en flexion [Davis, 1937]	22
Figure 2.8 Comparaison des taux de fluage total	24
Figure 2.9 Influence du contenu de pâte de ciment.....	25
Figure 2.10 Influence du rapport E/C.....	27
Figure 2.11 Influence des fibres sur le fluage en traction [Bissonnette, 2007].....	28
Figure 2.12 Influence du taux d'humidité	29
Figure 2.13 Influence de l'âge du béton au chargement [Illston, 1965].....	31
Figure 3.1 Contraintes dans un élément de béton réparé [Bernard, 2000].....	34
Figure 3.2 Modes de détérioration dues aux déformations restreintes [Bernard, 2000]	35
Figure 3.3 Sollicitation d'une dalle de béton [Lemieux, 2005]	36
Figure 3.4 Patrons de fissuration typiques de spécimens réparés chargés en flexion [Paramasivam, 1995].....	37

Figure 3.5 Types de dégradation [Guindon, 2003]	37
Figure 3.6 Fissuration de réparations avec et sans renforcement [Lemieux, 2005].....	38
Figure 3.7 Facteurs influençant la compatibilité d'un matériau de réparation [Bissonnette et Pigeon, 2000 d'après Emmons et Vaysburd, 1994]	40
Figure 3.8 Influence de la rigidité relative sur la répartition des contraintes [Bissonnette, 1996] ..	41
Figure 3.9 Type de chargement [Lemieux, 2005]	45
Figure 4.1 Calorimètre semi-adiabatique	51
Figure 4.2 Résultats des essais de calorimétrie	52
Figure 4.3 Specimen pour l'essai de retrait	53
Figure 4.4 Résultats des essais de retrait.....	54
Figure 4.5 Bâti de fluage en compression	56
Figure 4.6 Résultats des essais de fluage en compression	59
Figure 4.7 Bâti de fluage en traction du LCPC	61
Figure 4.8 Éprouvette pour mesure du retrait	62
Figure 4.9 Collage des casques en aluminium	63
Figure 4.10 Capteurs pour l'essai de fluage en traction.....	63
Figure 4.11 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 3 jours.....	65
Figure 4.12 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 7 jours.....	66
Figure 4.13 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 44 jours.....	66
Figure 4.14 Rupture de l'éprouvette de fluage en traction au jeune âge	67
Figure 4.15 Comparaison du fluage en traction du BFUP pour différents temps de chargement ..	68
Figure 4.16 Montage de fluage en flexion	71
Figure 4.17 Appareil de mesure pour l'essai de fluage en flexion	72
Figure 4.18 Rayon d'un cercle passant par 3 points	73
Figure 4.19 Schéma de la poutrelle	75

Figure 4.20 Résultats de l'essai de fluage en flexion.....	77
Figure 4.21 Fluage propre	79
Figure 4.22 Méthode d'approximation simplifiée du fluage en traction	80
Figure 4.23 Fluage total par V/S unitaire.....	82
Figure 5.1 Modèle des poutrelles de fluage en flexion	85
Figure 5.2 Modèle pour l'essai de calorimétrie	87
Figure 5.3 Résultats numériques et expérimentaux de l'essai de calorimétrie	88
Figure 5.4 Modèle pour l'essai de retrait endogène.....	89
Figure 5.5 Degré d'hydratation calculé par CESAR	90
Figure 5.6 Retrait expérimental et numérique.....	92
Figure 5.7 Chaîne viscoélastique de Kelvin-Voigt	93
Figure 5.8 Modèle pour l'essai de fluage en compression	94
Figure 5.9 Fluage propre numérique et expérimental en compression	95
Figure 5.10 Modèle pour l'essai de fluage en traction.....	97
Figure 5.11 Fluage propre numérique et expérimental en traction	98
Figure 5.12 Modèle pour l'essai de fluage flexionnel	98
Figure 5.13 Flèches numériques et expérimentales de l'essai de fluage flexionnel	99
Figure 5.14 Méthode d'analyse pour évaluer le fluage en traction.....	101
Figure 6.1 Pont modèle [Lessard, 2009]	104
Figure 6.2 Plan des poutres	105
Figure 6.3 Cage d'armature et coffrage	111
Figure 6.4 Capteur de déplacement à fibre optique [Inaudi, 2003].....	111
Figure 6.5 Hydrodémolition.....	116
Figure 6.6 Surface hydrodémolie d'une poutre avant la réparation.....	117

Figure 6.7 Montage pour l'étude du comportement déformationnel d'une poutre réparée	120
Figure 6.8 Échauffement des poutres réparées.....	122
Figure 6.9 Déformation du béton de réparation et température	122
Figure 6.10 Flèche des poutres réparées et température	123
Figure 6.11 Flèche et déformation des poutres réparées sur 7 jours	125
Figure 6.12 Déformation des poutres réparées sur 120 jours.....	126
Figure 6.13 Flèche des poutres sur 120 jours.....	127
Figure 6.14 Montage et instrumentation pour l'essai de fatigue.....	129
Figure 6.15 Protocole de chargement cyclique [Lessard, 2009]	130
Figure 6.16 Résultats des essais sur la poutre de référence	134
Figure 6.17 Résultats des essais sur la poutre réparée avec du BO	135
Figure 6.18 Résultats des essais sur la poutre réparée avec du BFUP	136
Figure 6.19 Progression de la fissuration sur la poutre réparée avec du BFUP.....	137
Figure 6.20 Rupture de la réparation en BFUP	138
Figure 6.21 Résultats des essais statiques comparés.....	139
Figure 7.1 Modèle de la poutre réparée.....	142
Figure 7.2 Section des coffrages	144
Figure 7.3 Champ de température dans une poutre réparée.....	146
Figure 7.4 Échauffement numérique et mesuré des poutres réparées	147
Figure 7.5 Module d'élasticité numérique et expérimental.....	150
Figure 7.6 Déformée de la poutre calculée par MEXO.....	151
Figure 7.7 Flèche numérique et expérimentale des poutres réparées.....	152
Figure 7.8 Flèche numérique corrigée des poutres réparées	154

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Comparaison des essais de fluage en traction	17
Tableau 2.2 Comparaison des essais de fluage propre.....	19
Tableau 2.3 Comparaison des essais de fluage total	23
Tableau 4.1 Essais de caractérisation mécanique.....	48
Tableau 4.2 Composition du BO.....	49
Tableau 4.3 Propriétés du BO	49
Tableau 4.4 Composition du BFUP	50
Tableau 4.5 Propriétés du BFUP.....	50
Tableau 4.6 Chargements prévus pour les essais de fluage en compression	57
Tableau 4.7 Déformations élastiques mesurées et contraintes réelles	58
Tableau 4.8 Déformations du BFUP en compression à 300 jours	60
Tableau 4.9 Programme d'essais de fluage en traction.....	64
Tableau 4.10 Coordonnées des points de l'arc de cercle	74
Tableau 4.11 Chargements prévus pour les essais de fluage en flexion	74
Tableau 4.12 Flèches élastiques calculées et mesurées.....	76
Tableau 4.13 Rapports V/S	81
Tableau 5.1 Flèches calculées et mesurées	85
Tableau 5.2 Données d'entrée pour les modules TEXO et MEXO.....	86
Tableau 5.3 Retrait final pour les phases de calcul MEXO - BO	91
Tableau 5.4 Retrait final pour les phases de calcul MEXO - BFUP	91

Tableau 5.5 Paramètres de viscoélasticité en compression.....	94
Tableau 5.6 Paramètres de viscoélasticité en traction.....	96
Tableau 6.1 Dimension des poutres à l'étude	105
Tableau 6.2 Moment transversal positif maximal [Lessard, 2009].....	106
Tableau 6.3 Propriétés mécaniques à 28 jours du béton substrat.....	112
Tableau 6.4 Entrave de la réparation de BO	114
Tableau 6.5 Entrave de la réparation de BFUP	114
Tableau 6.6 Chronologie de la mise en place et de la cure des réparations	118
Tableau 6.7 Nomenclature pour l'instrumentation des poutres	119
Tableau 6.8 Mesures maximales dues à l'effet thermique.....	124
Tableau 6.9 Déformations entre 3,75 et 120 jours	126
Tableau 6.10 Chargements pour l'essai cyclique	133
Tableau 6.11 Résultats des essais statiques.....	139
Tableau 7.1 Propriétés réelles et modifiées des coffrages	144
Tableau 7.2 Coefficients d'échange pour les différentes phases du calcul TEXO.....	145
Tableau 7.3 Paramètres du calcul TEXO	146
Tableau 7.4 Coefficient de dilatation thermique des bétons de réparation	149
Tableau 7.5 Module d'élasticité final pour les calculs avec MEXO	150
Tableau 7.6 Proportions moyennes entre les flèches expérimentales et numériques.....	153

LISTES DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ABRÉVIATIONS

ASTM	American Society for Testing and Materials
BFUP	Béton fibré à ultra haute performance
BO	Béton ordinaire
CSA	Association canadienne de normalisation (<i>Canadian Standard Association</i>)
E/C	Proportion massique eau sur ciment
H.R.	Humidité relative
Ref.	Poutre de référence
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MTQ	Ministère des Transports du Québec
V/S	Proportion volume sur surface des spécimens de fluage

SYMBOLES GRECS

α	Coefficient de dilatation thermique
γ_B	Poids volumique du bitume
γ_C	Poids volumique du béton armé
Δt	Temps écoulé depuis le début de l'essai de fluage
ΔT	Variation de température
Δ	Flèche de la poutrelle
Δ_c	Flèche au centre de la poutrelle

$\Delta_{\text{calculée}}$	Flèche calculée analytiquement
Δ_{CESAR}	Flèche calculée par CESAR
Δ_{exp}	Flèche mesurée expérimentalement sur la poutrelle
Δ_F	Flèche uniquement due aux charges
Δ_p	Flèche à l'endroit où se place la pointe de l'appareil de mesure
Δ_{Poids}	Flèche due au poids propre de la poutrelle
Δ_{Total}	Flèche totale mesurée lors de l'essai de fluage en flexion
ε_c	Fluage en compression
ε_{el}	Déformation élastique
ε_f	Fluage
ε_{fp}	Fluage propre
ε_{fs}	Fluage de séchage (ou de dessiccation)
ε_F	Fluage en flexion
$\varepsilon_{\text{libre}}$	Déformations libres de la réparation
$\varepsilon_{\text{mesurée}}$	Déformation mesurée lors de l'essai de fluage
ε_r	Retrait total
$\varepsilon_{r\text{-exp}}$	Retrait endogène mesuré expérimentalement
ε_{re}	Retrait endogène
ε_{rs}	Retrait de séchage (ou de dessiccation)
$\varepsilon_{r\infty}$	Retrait endogène final
ε_t	Déformation totale
ε_T	Fluage en traction
η_i	Viscosité de l'élément i
μ	Degré d'entrave d'une réparation

μ_M	Composante du degré d'entrave due à l'effet flexionnel
μ_N	Composante du degré d'entrave due à l'effet axial
σ	Contrainte
$\sigma_{entrave}$	Contrainte due à la restriction des déformations de la réparation
$\sigma_{M,2}$	Contrainte due au moment de flexion appliqué à la section réparée
$\sigma_{new,2}$	Contrainte à l'interface entre la réparation et le substrat
σ_N	Contrainte due à la force normale appliquée à la section réparée
$\sigma_{réelle}$	Contrainte réellement appliquée lors de l'essai de fluage
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Degré d'hydratation
ξ_{TEXO}	Degré d'hydratation calculée par le module TEXO de CESAR
ρ	Rayon de courbure de la poutrelle
Φ	Diamètre

SYMBOLES LATINS

2D	Deux dimension
3D	Trois dimensions
a	Distance entre l'extrémité de la poutrelle et le point d'application de la première charge
A_s	Aire d'armature
A'_s	Aire d'armature comprimée
A_v	Aire des sections de deux branches d'un étrier
b_w	Largeur de la poutre
c	Distance entre les deux charges appliquées à la poutrelle
c_{R-haut}	Épaisseur de recouvrement des barres d'armature dans le haut de la poutre

C	Coefficient de correction des résultats obtenus dans CESAR
C_v	Capacité calorifique
C_1, C_2	Constantes d'intégration
d	Distance entre le centre des barres d'armatures tendues et le haut de la poutre
d_e	Diamètre des étriers
d_b	Diamètre des barres d'armature
d_v	Profondeur effective de la poutre
E_a	Énergie d'activation
E_c	Module d'élasticité du béton
$E_c(\infty)$	Module d'élasticité final du béton
E_e	Module d'élasticité initial de la chaîne de Kelvin Voigt
E_i	Module d'élasticité de l'élément i de la chaîne de Kelvin-Voigt
E_{new}	Module d'élasticité de la réparation
f_c	Résistance en compression
f_{c-7j}	Résistance en compression à 7 jours
f_t	Résistance en traction
f_y	Contrainte de plastification des barres d'armature
FO	Capteur de déplacement à fibre optique
FO-b	Capteur de déplacement à fibre optique placé dans le bas de la poutre
FO-h	Capteur de déplacement à fibre optique placé dans le haut de la poutre
h	Coefficient d'échange thermique
H	Profondeur de la poutrelle
H8	Éléments hexaèdres 3D à 8 nœuds
H20	Éléments hexaèdres 3D à 20 nœuds

I_{xx}	Inertie de la section
K_x, K_y, K_{xy}	Tenseur de conductivité
L	Longueur de la poutre
MOR	Module de rupture en flexion
MOR_{7j}	Module de rupture à 7 jours
M	Moment dû aux charges appliquées sur la poutrelle
M_c	Moment de flexion appliquée au centre de gravité de la section réparée
M_B	Moment dû au poids du bitume
M_D	Moment dû au poids du béton armé
M_{fELU}	Moment pondéré à l'état limite ultime
M_L	Moment dû aux charges vives
M_R	Moment résistant de la poutre
N_t	Force normale appliquée à la réparation
N_c	Force normale appliquée au centre de gravité de la section réparée
P	Charge appliquée à la poutrelle
P_{max}	Charge maximale pour l'essai cyclique
P_{min}	Charge minimale pour l'essai cyclique
P_0	Charge exceptionnelle
$P1, P3$	Points d'appuis des pointes de l'appareil de mesure pour l'essai de fluage en flexion
$P2$	Centre de la poutrelle
$Q8$	Éléments quadrilatère 2D à 8 nœuds
s	Espacement entre deux étriers
S	Aire de la surface des spécimens de fluage
t	temps

t_c	Âge du béton au moment du chargement
t_f	Temps à la fin de la phase de calcul
t_0	Temps au début de la phase de calcul
T	Température en degré Celsius
$T-b$	Thermocouple placé dans le bas de la poutre
$T-h$	Thermocouple placé dans le haut de la poutre
u	Déplacements selon x
v	Déplacements selon y
V	Volume des spécimens de fluage
V_C	Résistance du béton à l'effort tranchant
V_R	Résistance à l'effort tranchant
V_S	Résistance des étriers à l'effort tranchant
w	Déplacements selon z
w_B	Charge morte du bitume uniformément répartie sur la poutre
w_D	Charge morte du béton uniformément répartie sur la poutre
x	Distance longitudinale à partir d'une extrémité de la poutrelle

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	Procédure pour l'essai de fluage flexionnel	167
ANNEXE B	Calcul des flèches élastiques pour l'essai de fluage en flexion	175
ANNEXE C	Procédure pour les essais sur les poutres de béton armé réparées	180
ANNEXE D	Concentration de contraintes lors de l'essai de fluage en traction	184
ANNEXE E	Modélisation d'une poutre avec des éléments H8 et H20	188
ANNEXE F	Étude paramétrique du modèle de la poutre réparée	191

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Les infrastructures routières en béton du Canada, notamment les ponts et les viaducs, sont exposées à des environnements agressifs qui accélèrent la dégradation du béton. Les variations de températures, les cycles de gel-dégels et l'utilisation de sels déverglaçant ne sont que quelques uns des facteurs qui contribuent à cette dégradation en surface. Ainsi, ces infrastructures routières nécessiteront pour la plupart une réhabilitation au cours des années à venir afin de prolonger leur durée de vie utile. L'état de détérioration d'une poutre ou d'une dalle de pont peut demander une reconstruction totale ou encore la réparation partielle de l'ouvrage en remplaçant le béton détérioré en surface par une nouvelle couche de béton à un coût moindre. Dans le cas d'une réparation, le béton vieilli et durci déjà en place restreint les déformations dues au retrait du béton de réparation. Cette restriction peut engendrer une fissuration précoce non-souhaitée de la nouvelle couche de béton [Lauture, 2005]. Une mauvaise adhérence de la réparation avec le socle de béton peut également empêcher un comportement monolithique et provoquer le décollement de la réparation sous les charges mécaniques tel que le passage des véhicules sur un pont. De telles dégradations de la réparation en diminuent la performance et l'utilité.

Afin de s'assurer de la fiabilité des couches de réparation, il est important de bien connaître les principaux phénomènes impliqués dans la déformation du béton de réparation soit le retrait et le fluage du béton de réparation [Poston, 2001]. Des essais normalisés existent déjà pour étudier le retrait ainsi que le fluage en compression du béton (ASTM C341 et C512-02). L'essai de fluage en traction est quant à lui complexe de réalisation et peu répandu [Bissonnette, 1996]. Pour cette raison, un essai de fluage flexionnel a été développé dans différents centres de recherche afin de faciliter l'étude du fluage en traction des bétons de réparation [Davis, 1937 ; Fortin, 2005].

Cependant, aucune méthode d'analyse pour l'essai de fluage flexionnel n'a encore été publiée. Il s'agit donc de valider l'essai par le développement d'une méthode d'analyse pertinente afin de permettre l'optimisation des bétons de réparation. Une fois que le comportement déformationnel des bétons de réparation est mieux connu, l'étude du comportement d'éléments réparés avec ces bétons s'avère nécessaire afin de valider leur optimisation.

1.2 OBJECTIFS

L'objectif général du projet a deux volets principaux : étudier le comportement déformationnel (retrait et fluage) des bétons de réparation et ensuite, étudier le comportement de poutres réparées avec ces mêmes bétons. Ces objectifs se subdivisent en cinq objectifs spécifiques :

1. Développer l'essai de fluage en flexion au laboratoire de recherche en génie des structures de l'École Polytechnique de Montréal;
2. Étudier expérimentalement le retrait et le fluage en compression, traction et flexion du béton;
3. Développer une méthode d'analyse pour obtenir le fluage en traction des résultats d'essais de fluage en compression et en flexion;
4. Étudier le comportement d'une poutre réparée au jeune âge et sous chargement cyclique et statique;
5. Reproduire le comportement d'une poutre réparée à l'aide d'un logiciel d'éléments finis.

1.3 MÉTHODOLOGIE

Afin d'atteindre les objectifs spécifiques, le projet est divisé en quatre phases principales. Les deux premières phases consistent à réaliser des campagnes d'essais au laboratoire. La première est de type matériau pour déterminer le retrait, ainsi que le fluage en compression, traction et flexion de deux bétons de réparation. La seconde est de type structural pour évaluer le comportement de poutres réparées avec les mêmes bétons. Les phases expérimentales sont suivies de deux phases numériques. La première phase numérique permet de valider la méthode d'approximation du fluage en traction. La seconde phase numérique vise à reproduire le comportement d'une poutre réparée.

1.3.1 Phase 1 : Étude expérimentale du retrait et du fluage des bétons de réparation

La première partie de cette phase du projet est réalisée au laboratoire de recherche en génie des structures de l'École Polytechnique de Montréal. En s'inspirant de l'essai de fluage en flexion qui

existe déjà à l'Université Laval [Fortin, 2005], cet essai est développé à Polytechnique. Par la suite, le retrait ainsi que le fluage en compression et en flexion de deux bétons sont évalués. Le premier béton à l'étude est un béton ordinaire (BO) tandis que le second est un béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Les formulations de ces deux bétons ont été développées à Polytechnique.

La seconde partie de cette phase est réalisée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC, Paris, France). Le LCPC a développé et validé un essai de fluage en traction. Le fluage en traction du BFUP est donc évalué avec les équipements du LCPC.

Avec les données de fluage en flexion, compression et traction du BFUP, une méthode d'approximation du fluage en traction est développée. L'hypothèse est que le fluage en traction peut être évalué à l'aide des résultats des essais de fluage en flexion et de fluage en compression.

1.3.2 Phase 2 : Caractérisation du comportement d'une poutre réparée

La seconde phase expérimentale est entièrement réalisée à Polytechnique. Trois poutres de béton armé représentant des tranches transversales d'un tablier de pont sont fabriquées. Deux mois plus tard, deux de ces poutres sont hydrodémolies en surface. L'une des poutres est ensuite réparée avec du BO et l'autre avec du BFUP. Les déformations des réparations et de la poutre sont ensuite observées sur une période de trois mois. Finalement, les trois poutres sont soumises à des essais de chargement cyclique et statique. Les chargements cycliques représentent le passage des camions sur la dalle de pont. Le chargement statique permet de connaître la résistance ultime des poutres.

1.3.3 Phase 3 : Étude numérique du retrait et du fluage du béton

La phase 1 a permis de développer une méthode d'approximation du fluage en traction en se basant sur les résultats expérimentaux des essais de fluage. Afin de valider cette méthode, des modèles d'éléments finis des essais de fluage sont créés et analysés avec le logiciel CESAR-LCPC. Le retrait des bétons à l'étude est également reproduit à l'aide d'un modèle d'éléments finis.

1.3.4 Phase 4 : Étude numérique du comportement d'une poutre réparée.

La dernière phase consiste à reproduire le comportement d'une poutre réparée avec un modèle d'éléments finis analysé par CESAR. Ce modèle permettra d'évaluer en partie la contribution du retrait et de la viscoélasticité du béton de réparation aux déformations d'une poutre réparée.

1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

Ce mémoire a huit chapitres incluant celui-ci qui est l'introduction. L'organisation des chapitres est présentée à la Figure 1.1. Le mémoire s'articule autour des deux objectifs principaux soit l'étude du comportement déformationnel des bétons et l'étude du comportement de poutres réparées. Chaque thème a une revue de littérature, les chapitres 2 et 3. Ensuite, les deux phases expérimentales sont présentées aux chapitres 4 et 6 et les études numériques aux chapitres 5 et 7. Enfin, le chapitre 8 fait une rétrospective du projet dans son ensemble et donne des recommandations pour les recherches futures.

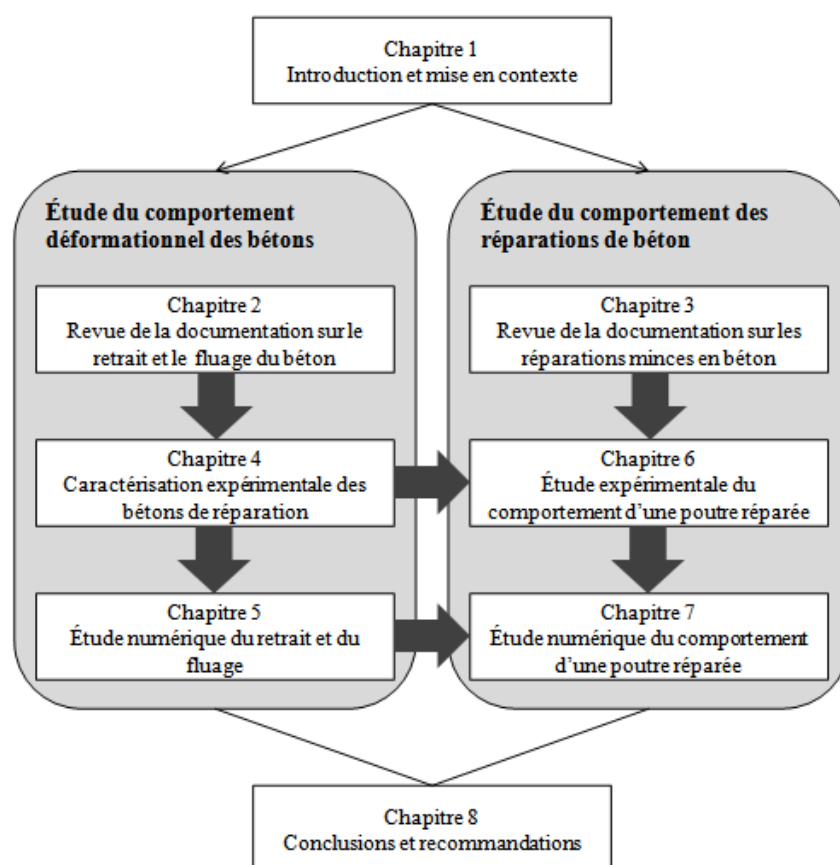


Figure 1.1 Organisation du mémoire

Les données expérimentales présentées au chapitre 4 sont utilisées lors de la conception des réparations au chapitre 6. Enfin, le logiciel d'analyse par éléments finis CESAR-LCPC est validé au chapitre 5. De plus, les résultats de l'analyse par éléments finis du retrait, donnés au chapitre 5 sont utilisés lors de la création du modèle de poutres réparées.

Le mémoire comprend également 6 annexes. Les annexes A et C sont les protocoles expérimentaux pour certains essais non-normalisés soit l'essai de fluage en flexion et les essais de flexion sur les poutres réparées. Les autres annexes donnent des informations complémentaires aux analyses réalisées dans le mémoire.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LE FLUAGE DU BÉTON

2.1 INTRODUCTION

Tel que présenté au chapitre précédent, les réparations des surfaces détériorées d'éléments de béton armé permettent de prolonger la durée de vie utile des infrastructures. Afin de concevoir des réparations de béton durables et ayant un bon comportement en service, il est nécessaire de tenir compte des déformations différées du béton, soit le retrait et le fluage. Le retrait restreint des réparations peut mener à une fissuration prématurée de la réparation de béton. Par contre, la viscoélasticité (fluage et relaxation) du béton permet de relaxer en partie les contraintes créées par ces restraints.

Le fluage du béton en compression est bien documenté. Cependant, lors de la conception d'une réparation, le béton est sollicité en traction. Ainsi, il est nécessaire d'en connaître davantage sur le comportement et la capacité à long terme en traction du béton afin de mieux comprendre les risques de fissuration associés aux déformations restreintes d'une réparation.

Cette première revue de la littérature présente les résultats de recherches réalisées sur le thème du fluage du béton. Ces résultats mettent en évidence les différences importantes ainsi que les similitudes entre le fluage en traction et le fluage en compression. La revue est limitée à une comparaison selon différents paramètres choisis et considérés comme étant significatifs et importants.

Après avoir présenté et expliqué les concepts théoriques ainsi que les essais de fluage, la comparaison des comportements à long terme du béton en traction et en compression est faite selon les paramètres suivants. D'abord, les courbes de fluage en traction et en compression sont analysées afin de vérifier si le sens du chargement a un rôle sur le taux de déformations différées. Ensuite, l'influence des paramètres de la formulation du béton est discutée. Enfin, l'importance

des paramètres de l'essai sur l'amplitude du fluage est abordée en analysant le rôle du taux d'humidité, du taux de chargement et de l'âge du béton lors de l'essai de fluage.

2.2 CONCEPTS DE BASE

Deux phénomènes permettent d'expliquer l'augmentation de la déformation du béton dans le temps : le retrait et le fluage. Le retrait est dû à la réaction d'hydratation se produisant dans le béton (retrait endogène) ainsi qu'à son séchage (retrait de dessiccation ou de séchage). Le fluage est causé par l'application d'un chargement soutenu dans le temps.

Comme l'indiquent Neville et Meyers [1964], l'hypothèse généralement posée pour simplifier l'analyse de la déformation dans le temps du béton est que les deux phénomènes sont superposables. Ainsi, la déformation totale du béton dans le temps est définie à l'équation 2.1.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{re} + \varepsilon_{rs} + \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fs} \quad (2.1)$$

où

- ε_t : déformation totale
- ε_{el} : déformation élastique
- ε_{re} : retrait endogène
- ε_{rs} : retrait de séchage
- ε_{fp} : fluage propre
- ε_{fs} : fluage de séchage

Toujours selon Neville et Meyers [1964], cette hypothèse n'est pas exacte puisque le fluage et le retrait ne sont pas des phénomènes totalement indépendants. L'interdépendance de ces deux phénomènes est présentée à la section 2.2.3. Par contre, comme l'étude du retrait et du fluage s'est toujours faite selon l'hypothèse de superposition, toutes les analyses réalisées pour ce mémoire se font en supposant que les déformations dues au retrait et au fluage s'additionnent.

2.2.1 Retrait

Il y a deux types de retrait : le retrait endogène et le retrait de dessiccation.

2.2.1.1 Retrait endogène

2.2.1.1.1 *Retrait chimique*

Lors de la réaction d'hydratation du ciment avec l'eau, il y a une diminution du volume absolu des produits qui est le retrait chimique ou la contraction de Le Chatelier [1904]. En effet, lors de

l'hydratation complète des grains de ciment, le volume des hydrates diminue de 8 à 10% par rapport au volume initial des constituants (eau et ciment).

Lors de la prise du béton, la pâte de ciment développe un squelette rigide qui résiste en partie au retrait chimique. Ainsi, à partir de la prise, le retrait endogène, mesuré à l'échelle du spécimen de béton est inférieur au retrait chimique se développant à l'échelle des hydrates, tel qu'illustré à la Figure 2.1.

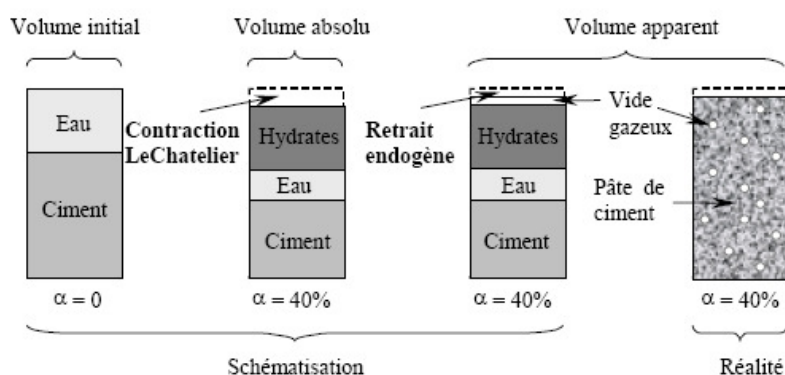


Figure 2.1 Volume absolu et volume apparent [Charron, 2003]

2.2.1.1.2 Autodessication

S'il n'y a pas présence d'un apport d'eau externe, la seule eau qui contribue à poursuivre l'hydratation du ciment est celle contenue dans les pores du béton. Les conséquences de la consommation de l'eau contenue dans les pores ressemblent à ce qui arrive lors d'un départ de l'eau du au séchage du matériau. Ce phénomène a donc été nommé autodessication. Deux mécanismes principaux expliquent le retrait dû à l'autodessication [Charron, 2003] :

- dépressions capillaires : Dans les pores, il y a du gaz et de l'eau. À l'interface entre les deux, l'eau forme un ménisque qui crée des dépressions capillaires comprimant la pâte. Lorsque l'eau est consommée par l'hydratation, le rayon de courbure du ménisque diminue et les dépressions capillaires augmentent, ce qui entraîne une contraction du squelette d'hydrates.
- pressions disjonctives : La présence de molécules d'eau à la surface des feuillets d'hydrates crée des pressions qui maintiennent ces feuillets écartés les uns des autres (pressions disjonctives). Lors d'une consommation d'eau par l'hydratation, la quantité d'eau adsorbée à

la surface des feuillets diminue et les pressions disjonctives diminuent également, ce qui cause une contraction du squelette.

2.2.1.2 Retrait de séchage

Le retrait de dessiccation ou le retrait de séchage est dû au mouvement de l'eau qui se trouve dans les pores du béton vers le milieu extérieur lors de son séchage. Ce retrait dépend des conditions ambiantes dans lesquelles se trouve le béton telles que le taux d'humidité relatif et la température. L'inverse du retrait de séchage est le gonflement du béton dû à un apport d'eau au béton, par exemple lors d'une cure humide.

Les mécanismes en cause lors de ce retrait sont essentiellement les mêmes que ceux qui expliquent le retrait dû à l'autodessiccation. La différence est simplement que dans le cas de l'autodessiccation, l'eau part des pores lorsqu'elle réagit avec le ciment pour former des hydrates tandis que dans le cas du séchage, le mouvement de l'eau est dû au contact avec le milieu extérieur.

Selon l'hypothèse de superposition des déformations (équation 2.1), le retrait de dessiccation s'additionne au retrait endogène. Comme le retrait de dessiccation ne se produit pas lorsque les spécimens de béton sont scellés et donc non exposés aux échanges d'humidité, c'est uniquement le retrait endogène qui est mesuré. Lorsque le spécimen est exposé à des conditions ambiantes données, les mesures donnent le retrait total. Pour connaître le retrait de dessiccation, il suffit alors de soustraire le retrait endogène du retrait total.

2.2.2 **Fluage**

2.2.2.1 Types de fluage

La Figure 2.2 illustre par des courbes de fluage typiques, les différents concepts de base qui sont définis dans cette section. La Figure 2.2a montre le retrait total d'un spécimen déchargé (segment 1), sans distinction entre le retrait endogène et le retrait de dessiccation. La Figure 2.2b présente le principe de superposition (ou d'additivité) des phénomènes de fluage et de retrait, le fluage total étant représenté par le segment 2. La différence entre la déformation élastique réelle (*true elastic strain*) et la déformation élastique nominale (*nominal elastic strain*) y est également notée. Enfin, la Figure 2.2c présente le fluage propre (segment 3) tandis que la Figure 2.2d présente la superposition du fluage propre (*basic creep*, segment 3) et du fluage de dessiccation ou de

séchage (*drying creep*). Ainsi, il y a trois types de déformations lorsqu'un spécimen est soumis à un chargement à long terme : la déformation élastique, le fluage propre et le fluage de dessiccation.

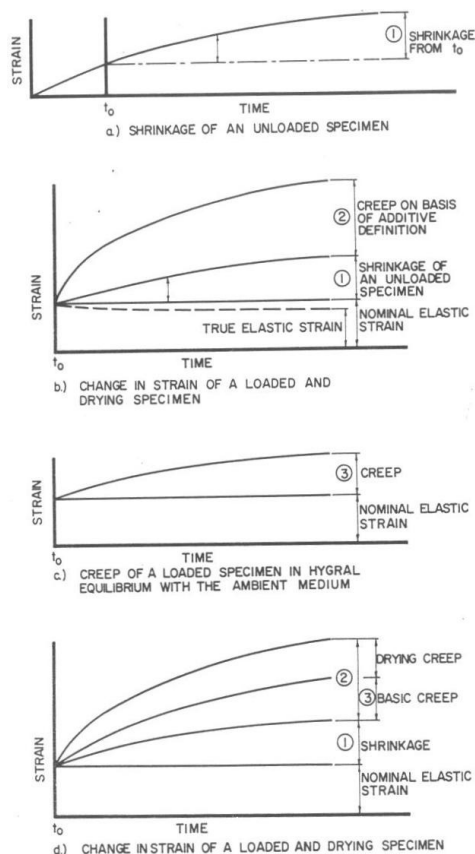


Figure 2.2 Concepts de base [Neville et Meyers, 1964]

2.2.2.1.1 Déformation élastique

La déformation élastique est la déformation instantanée que subit le matériau lorsqu'un chargement est appliqué [Gamble et Parrott, 1978]. Étant donné que le module d'élasticité du béton augmente avec le temps, lors d'un chargement soutenu, la déformation élastique diminue proportionnellement à l'augmentation du module [Neville et Meyers, 1964]. Cependant, pour les analyses de fluage, on utilise une valeur nominale de la déformation élastique mesurée au moment du chargement.

2.2.2.1.2 Fluage propre

Le fluage propre est la déformation différée que subit un spécimen de béton chargé qui n'a aucun échange d'humidité avec son environnement [Kovler, 1995].

2.2.2.1.3 *Fluage de séchage*

Le fluage de dessiccation (ou de séchage) est la déformation supplémentaire que subit un spécimen de béton chargé et exposé au séchage [Gamble et Parrott, 1978]. De même que pour le retrait de dessiccation, ce type de fluage dépend des conditions ambiantes dans lesquelles se trouve le béton tel que le taux d'humidité relatif et la température. Pour obtenir le fluage de séchage, il suffit de soustraire au fluage total mesuré en conditions ambiantes, le fluage propre et le retrait total.

2.2.2.2 Fluage en compression

La résistance du béton en compression est de 10 à 20 fois plus grande que sa résistance en traction. Ainsi, ce matériau est surtout utilisé pour reprendre des efforts de compression lors de la conception de structures. C'est pour ces raisons que plusieurs recherches et théories se sont concentrées sur le comportement du béton sous des charges de compression [Domone, 1974]. Le fluage du béton dû à des charges de compression est bien documenté et plusieurs théories ont été développées durant le XX^e siècle pour expliquer ce phénomène.

2.2.2.3 Fluage en traction

Lors de la conception d'ouvrage en béton, il est utile de pouvoir prédire les zones de fissuration potentielles pour éviter, entre autre, la corrosion des armatures des structures en contact avec de l'eau [Domone, 1974]. La fissuration se produit essentiellement dans des zones soumise à des efforts de traction et les déformations dues au fluage contribuent à retarder le moment d'apparition de ces fissures [Illston, 1965]. Plusieurs chercheurs ont mis de l'avant que le fluage en traction est différent de celui en compression et ne peut donc pas toujours s'expliquer par les mêmes théories et mécanismes [Illston, 1965].

2.2.2.4 Fluage en flexion

Le fluage en flexion a été très peu étudié. Pour une poutre chargée en flexion, la section supérieure à l'axe neutre est soumise à un effort de compression tandis que la section inférieure subira des efforts de traction [Davis, 1937]. Ainsi, si le chargement est soutenu pendant une certaine période de temps, la poutre subira du fluage en compression à sa fibre supérieure et en traction à sa fibre inférieure.

2.2.2.5 Mécanismes responsables du fluage

Plusieurs théories ont été développées afin d'expliquer le phénomène de fluage. Trois théories importantes sont présentées ici. Chacune d'entre elle explique une partie du phénomène de fluage sans pouvoir l'expliquer complètement. Il est donc probable qu'une combinaison de ces phénomènes se produise lorsqu'il y a fluage du béton.

2.2.2.5.1 *Migration de l'eau*

Selon cette théorie, la pâte de ciment hydratée se comporte comme un gel rigide. Lorsque le béton est soumis à un chargement, l'eau adsorbée dans les pores de gel (petits pores, entre les feuillets d'hydrates) est expulsée vers les pores capillaires (pores plus grands, entre les feuillets d'hydrates et les grains de ciments anhydres) [Neville, 1955]. La contrainte qui était initialement reprise par l'eau est ainsi transmise au squelette d'hydrates qui se déforme. Comme la pression soutenue par l'eau diminue avec le temps, l'expulsion de la quantité d'eau qui se déplace vers les pores plus grands diminue également avec le temps. Ceci permet donc d'expliquer la diminution du taux de fluage avec le temps.

2.2.2.5.2 *Écoulement visqueux*

Selon cette théorie, le béton est fait de deux phases : la pâte de ciment qui se comporte comme un liquide visqueux qui se déplace entre les granulats et les grains de ciment anhydre. La viscosité de la pâte de ciment augmente avec l'évolution de la réaction d'hydratation. Lorsque les grains de ciment réagissent, de nouveau lien se forment et la pâte de ciment devient plus rigide. Lorsqu'une charge est appliquée sur un spécimen de béton, les feuillets d'hydrates se déplacent donc les uns par rapport aux autres, tandis que les granulats résistent à ce mouvement [Neville, 1955]. Cette théorie permet d'expliquer le fluage propre du béton qui se produit sans échange d'humidité.

2.2.2.5.3 *Microfissuration*

La microfissuration aide à expliquer en partie le phénomène de fluage et son interdépendance avec le retrait de dessiccation. Lorsqu'un spécimen de béton est soumis au séchage, la surface externe sèche d'abord et son retrait débute plus rapidement tandis que le cœur du spécimen reste humide plus longtemps et n'est pas soumis au retrait. Ce gradient de séchage produit un retrait différentiel. Ainsi, le retrait de la couche externe est restreint par le cœur du spécimen et des contraintes en traction s'y développent causant de la microfissuration [Kovler, 1995]. À long

terme, la microfissuration s'arrête lorsque l'équilibre hydrique est atteint à l'intérieur du spécimen de béton [Cook, 1972]. En traction, cette microfissuration augmentera le taux de déformation dû à un chargement soutenu. De plus, la présence de fissures peut favoriser le déplacement de l'eau dans le béton et entraîner des déformations supplémentaires selon la théorie de la migration de l'eau.

2.2.3 Relation entre le retrait et le fluage

Étant donné que le retrait et le fluage de dessiccation se produisent toujours simultanément, ces deux phénomènes ne sont pas totalement indépendants l'un de l'autre. Plusieurs théories ont été avancées afin d'expliquer le lien existant entre ceux-ci. Selon Kovler [1995], il est probable que le même processus soit en partie responsable pour les deux phénomènes.

2.2.3.1 Fluage en compression

Un spécimen de béton chargé en compression exposé à des échanges d'humidité aura des déformations de fluage plus grandes. Il s'agit de l'effet Pickett, le nom du premier chercheur qui a observé le phénomène en 1942 [Kovler, 1995].

Selon Gamble et Parrott [1978], le fluage de dessiccation en compression serait directement proportionnel au retrait total :

$$\varepsilon_{fs} = m\varepsilon_r \quad (2.2)$$

La relation 2.2 a été démontrée avec des essais de fluage et de retrait sur des bétons de maturités différentes et avec différents taux de chargement. Les essais ont été réalisés à 65% d'humidité relative.

2.2.3.2 Fluage en traction

En traction, l'influence du retrait de séchage sur le fluage est différente. Tel qu'illustré à la Figure 2.3, Kovler [1995] a établi que dans les premières heures suivant la mise en charge, le fluage totale est plus petit que le fluage propre en traction. Le retrait cause des déformations en sens contraire au chargement. Initialement, l'ampleur des déformations dues au retrait de séchage sont assez grandes pour annuler une partie des déformations de fluage dues à la charge de traction.

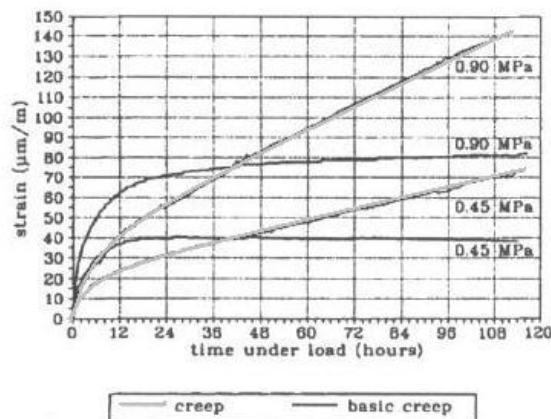


Figure 2.3 Courbe typique de fluage (total et propre) en traction [Kovler, 1995]

2.3 ESSAIS DE FLUAGE

2.3.1 Conditions d'essais

Tel que présenté à la section précédente, selon le type de fluage (propre ou de dessiccation) à l'étude, l'environnement et les paramètres de l'essai sont différents.

2.3.1.1 Spécimens scellés

Afin de mesurer le fluage propre d'un spécimen de béton chargé ou encore le retrait endogène d'un spécimen sans charges, il faut empêcher les échanges d'humidité entre le béton et l'air ambiant. L'une des méthodes envisageable est de sceller les spécimens. Ainsi, aucun échange d'humidité n'est possible et les mesures correspondent au fluage propre et au retrait endogène [Bissonnette, 2007].

2.3.1.2 Spécimens gardés humides

Une autre méthode utilisés par plusieurs, dont Gamble et Parrott [1978], afin d'éviter les échanges d'humidité et de mesurer le fluage propre et le retrait endogène est de conserver les spécimens de béton dans une enveloppe humide.

Avec ces deux méthodes de mesure du fluage propre et du retrait endogène, une question peut-être soulevée : les valeurs de fluage et de retrait obtenues de ces deux façons sont-elles comparables? Selon Kovler [1995], lorsque les échanges d'humidité sont empêchées, soit en condition scellée ou humide, plus le béton contient d'eau libre, plus l'amplitude du fluage propre

sera grande. Ceci concorde avec la théorie de la migration de l'eau. Ainsi le fluage propre mesuré sur un béton conservé humide sera plus grand que pour un béton scellé.

2.3.1.3 Spécimens exposés au séchage

Lorsque les spécimens sont exposés à un taux d'humidité inférieur à 100%, les mesures donnent le retrait et le fluage total. Comme il est démontré à la section 2.6, le niveau du taux d'humidité a un impact sur l'amplitude du retrait et du fluage. Plus l'humidité relative de l'environnement est faible, plus le retrait et le fluage de dessiccation sont élevés.

2.3.1.4 Spécimens témoins

Afin de pouvoir utiliser le principe de superposition des phénomènes de retrait et de fluage, il est important de comparer des spécimens qui proviennent d'une même coulée de béton et qui ont été exposés aux mêmes conditions d'essais, soit à la même température et à un même taux d'humidité [Illston, 1965]. Ainsi, pour un spécimen soumis à un chargement sur lequel le fluage est mesuré, il est nécessaire d'avoir un spécimen témoin, soumis aux mêmes conditions mais sans charges, sur lequel on mesure le retrait.

2.3.2 Essais de fluage en compression

L'essai de fluage en compression est normalisé [ASTM C 512 - 02]. Il consiste à empiler des cylindres de béton les uns sur les autres pour former une colonne qui est placée dans un bâti de fluage, tel qu'illustré à la Figure 2.4. Ce bâti permet d'appliquer un chargement sur les cylindres de béton et de le maintenir constant dans le temps. Les déformations peuvent être mesurées de façon manuelle à l'aide d'un extensomètre et de plots collés sur les spécimens de béton. Elles peuvent également être mesurées de façon électronique, en continue, à l'aide de jauges de déformations noyées dans le spécimen ou collées sur sa surface.



Figure 2.4 Bâti pour l'essai de fluage en compression

2.3.3 Essais de fluage en traction

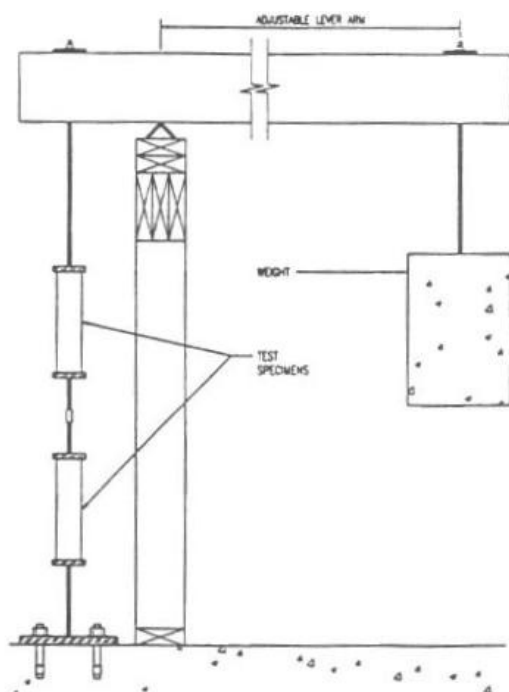
L'essai de fluage en traction n'est pas normalisé et il existe différentes conceptions de cet essai. La principale préoccupation lors de la conception d'un essai de traction est de s'assurer que les contraintes appliquées sont réellement uniaxiales et qu'aucune excentricité n'est introduite par le système chargement ou encore par le système d'attache des spécimens [Illston, 1965; Ward et Cook, 1969]. Une excentricité dans le chargement induit de la flexion dans le béton et fausse les résultats.

Une autre problématique relative à l'essai de fluage en traction est l'importance du retrait pour les essais réalisés en conditions séchantes. En effet, au jeune âge, les déformations dues au retrait peuvent être jusqu'à 10 fois plus grandes que les déformations dues au fluage en traction. De plus, les déformations dues au retrait sont dans le sens inverse de celle dues au fluage en traction. Dans son article, Illston [1965] avance qu'étant donné que le retrait varie considérablement d'un spécimen à l'autre et que son amplitude est plus grande que celle du fluage, l'erreur sur les valeurs de fluage obtenues par l'hypothèse de superposition est assez grande. Cependant, cette problématique peut être facilement contournée par des mesures précises du retrait sur des spécimens témoins, le tout dans un environnement où le taux d'humidité et la température sont contrôlés.

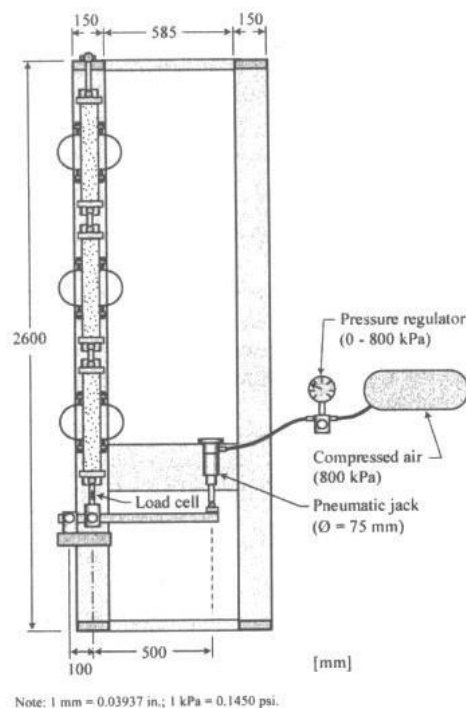
Deux essais de fluage en traction sont présentés ici, soit celui de Poston [2001] et celui de Bissonnette [2007]. Les paramètres de base de chacun de ces deux essais sont présentés au Tableau 2.1 tandis que la Figure 2.5 présente les schémas de chacun de ces essais.

Tableau 2.1 Comparaison des essais de fluage en traction

Référence	Spécimens	Système d'application de la charge	Système de contrôle de la charge	Système de mesure
Poston, 2001	2 prismes de 76x76x304 mm	bras de levier (<i>lever arm</i>) et poids	aucun	jauge mécanique
Bissonnette, 2007	3 prismes de 70x70x400 mm	bras de levier et vérin pneumatique (<i>pneumatic jack</i>)	cellule de charge (<i>load cell</i>) à la base du bâti d'acier	jauge de déformation électrique



a) Poston [2001]



b) Bissonnette [2007]

Figure 2.5 Essais de fluage en traction

Dans l'ensemble, l'essai de Bissonnette [2007] semble plus précis. Les spécimens utilisés pour les deux essais ont des dimensions semblables, par contre le montage de Bissonnette permet de tester trois spécimens à la fois, alors que celui de Poston [2001] n'en permet que deux. Au final, l'essai sur trois spécimens permettra d'assurer une plus grande fiabilité des résultats. Ensuite, l'essai de Bissonnette permet d'appliquer une charge exacte grâce à un vérin et à une cellule de charge placée à la base du bâti contrairement à Poston qui n'utilise aucun système de contrôle de la charge. Enfin, pour l'essai de Bissonnette, les mesures sont prises de façon électronique ce qui permet plus de précision qu'un système de mesure mécanique.

2.4 COURBES ET TAUX DE FLUAGE

Dans cette section, les courbes typiques de fluage en compression et en traction sont présentées. Il est ainsi possible de comparer les taux de fluage à court et long terme en compression et en traction.

Pour pouvoir comparer deux courbes de fluage, les essais doivent avoir été réalisés sur des bétons ayant des formulations semblables. De plus, les spécimens doivent être testés au même âge, dans les mêmes conditions d'humidité et de température et le taux de chargement doit être similaire tant en compression qu'en traction.

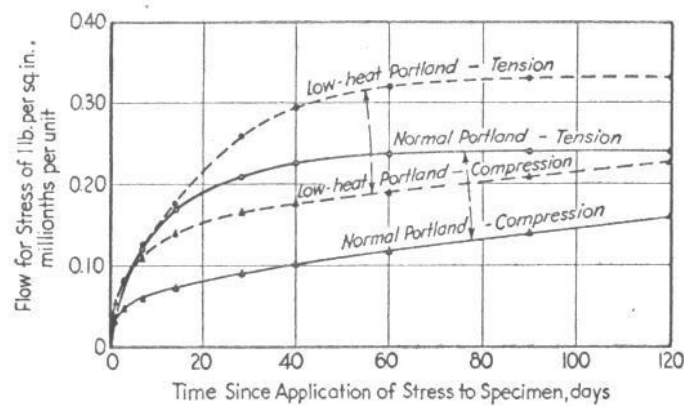
2.4.1 Fluage propre

Davis [1937] et son équipe ont été les premiers à comparer les taux de fluage en compression et en traction. Pour sa première série d'essais, il a testé deux types de ciment. Ses spécimens étaient scellés, c'est donc le fluage propre qui a été mesuré. Brooks et Neville [1977], ont également comparé les taux de fluage. Ils ont effectué des mesures dans un environnement humide afin de connaître le fluage propre. Le Tableau 2.2 résume les conditions d'essais utilisées par ces chercheurs.

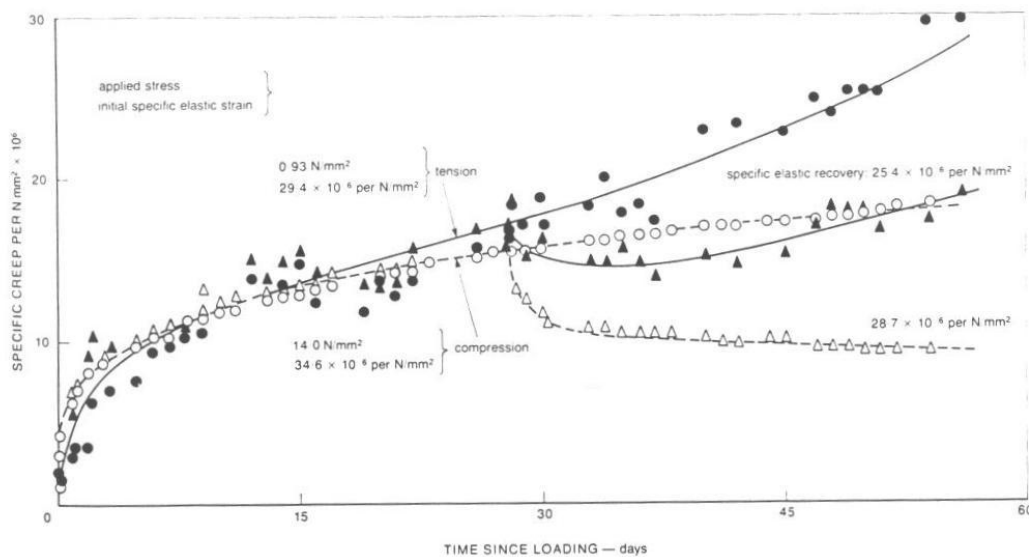
Tableau 2.2 Comparaison des essais de fluage propre

Référence	Rapport E/C	H.R.	Température	Âge au chargement	Chargement	Durée de l'essai
Davis, 1937	1. 0,66 (<i>low-heat portland</i>) 2. 0,69 (<i>normal portland</i>)	scellés	27°C	28 jours	<u>traction :</u> 1. 0,36 MPa 2. 0,71 MPa <u>compression :</u> 1. 1,42 MPa 2. 2,85 MPa	120 jours
Brooks et Neville, 1977	0,5	100%	21°C	28 jours	<u>traction :</u> 0,93 MPa (0,29 f_t) <u>compression :</u> 14,0 MPa (0,35 f_c)	60 jours

Afin de pouvoir adéquatement comparer les résultats en traction et en compression, Davis [1937] et Brooks et Neville [1977] ont exprimé leurs résultats en fluage spécifique (*specific creep*), c'est-à-dire le rapport des déformations sur le chargement appliqué. Les courbes obtenues dans les deux cas sont présentées à la Figure 2.6.



a) Davis [1937]



b) Brooks et Neville [1977]

Figure 2.6 Comparaison des taux de fluage propre

En observant la Figure 2.6a, Davis [1937] explique que pendant les 2 à 3 premières semaines de l'essai, le taux de fluage en traction était significativement plus grand que celui en compression. Par la suite, c'est le taux de fluage en compression qui est devenu plus grand. À long terme, en observant les tendances des courbes, l'amplitude du fluage en compression égalera l'amplitude du fluage en traction.

Avec la Figure 2.6b, Brooks et Neville [1977] ont exposé que les taux de fluage étaient similaires pour les deux courbes durant les premiers jours. Par contre, le taux de fluage en traction n'a pas diminué avec le temps contrairement à celui en compression.

Les résultats obtenus par Davis et Brooks et Neville pour le fluage propre ne concordent pas. Il est possible d'attribuer ces incohérences à plusieurs raisons.

1. Le fluage propre n'a pas été mesuré dans les mêmes conditions. Davis avait scellé ses spécimens tandis que Brooks et Neville avaient placé les spécimens dans un environnement humide. Tel que discuté précédemment, un béton contenant plus d'eau a une amplitude de fluage plus grande. Ainsi, cette différence dans les conditions d'essai peut expliquer le fait que Brooks et Neville obtiennent un taux de fluage en compression initial plus grand.
2. Les résultats de Davis ont été obtenus sur une période deux fois plus longue que la période d'essai de Brooks et Neville. Ainsi, les conclusions de Davis pour les tendances à long terme sont probablement plus valables.
3. Davis n'a pas indiqué les résistances mécaniques des bétons qu'il a étudiés. Ainsi, les niveaux de chargement ne sont pas connus. Cependant, vu le rapport E/C et l'époque, la résistance en compression (f_c) de ces bétons devait se situer entre 20 et 30 MPa et la résistance en traction (f_t) entre 1 et 3 MPa. Ainsi, les taux de chargement utilisés par Davis peuvent être estimés à environ 30% de f_c pour les chargements en compression et entre 5 et 15% de f_t pour les chargements en traction. Les chargements en compression utilisés par Davis sont plus faibles que ceux utilisés par Brooks et Neville. Ceci peut expliquer la différence de comportement observé par les deux chercheurs puisqu'un chargement plus élevé implique un taux de fluage plus grand.

Davis [1937] a également utilisé un essai de fluage en flexion afin de comparer le taux de fluage en compression et en traction. L'essai a été réalisé en conditions humides, c'est donc le fluage propre qui a été mesuré. La Figure 2.7 présente les résultats obtenus. Il a mesuré les déformations à différentes distances au dessus et en dessous du l'axe neutre (*centroidal plane*) de la poutre. Les valeurs de déformations mesurées dans le haut de la poutre sont des déformations en compression tandis que celles mesurées dans le bas de la poutre sont en traction. Les déformations en traction observées sont plus grandes que celles en compression. Ceci confirme les conclusions obtenues

par Davis [1937] et Brooks et Neville [1977] : l'amplitude du fluage propre est plus grande en traction qu'en compression.

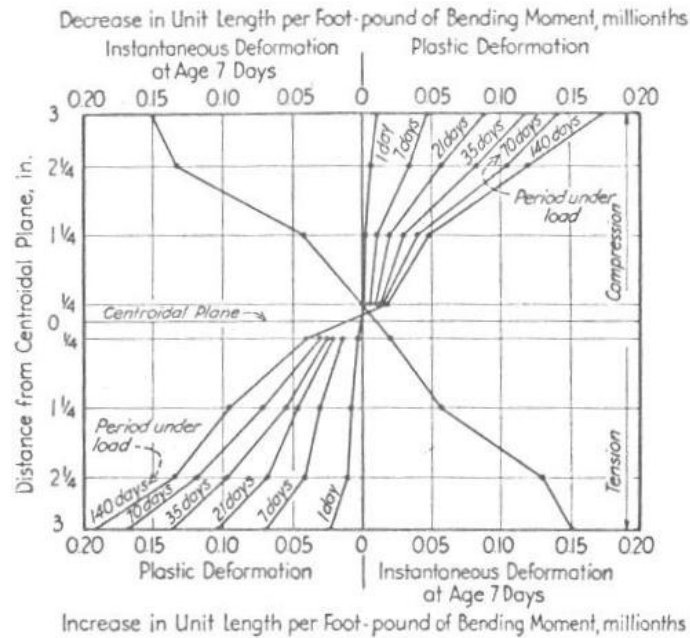


Figure 2.7 Déformations aux fibres tendues et comprimées d'une poutre en flexion [Davis, 1937]

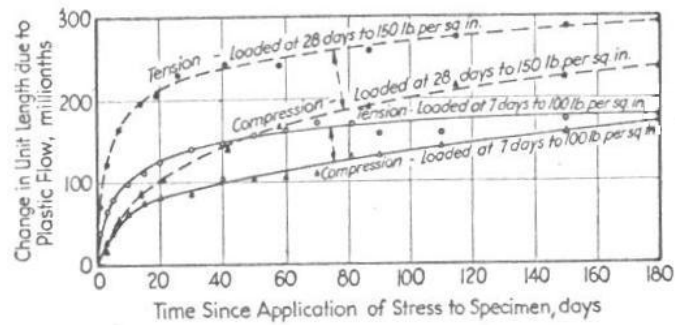
2.4.2 Fluage total

Davis [1937] et Brooks et Neville [1977] ont également comparé les courbes de fluage total en traction et en compression. Le Tableau 2.3 résume les conditions d'essais utilisées par les deux chercheurs.

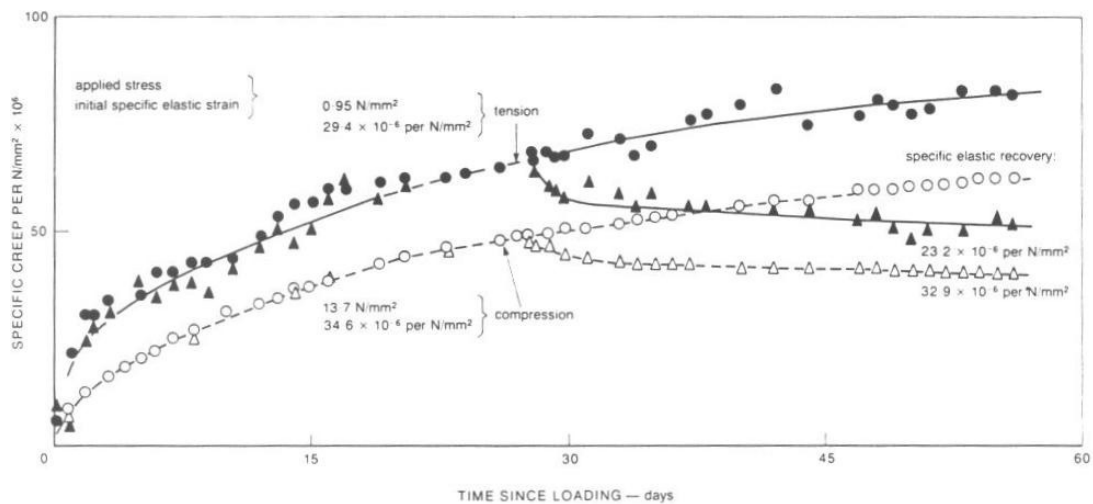
Tableau 2.3 Comparaison des essais de fluage total

Référence	Rapport E/C	H.R.	Température	Âge au chargement	Taux de chargement	Durée de l'essai
Davis, 1937	0,63	50%	21°C	1. 7 jours 2. 28 jours	<u>traction et compression :</u> 1. 0,71 MPa 2. 1,07 MPa	180 jours
Brooks et Neville, 1977	0,5	60%	21°C	28 jours	<u>traction :</u> 0,95 MPa (0,30 f_t) <u>compression :</u> 13,7 MPa (0,34 f_t)	60 jours

Dans ce cas, étant donné que les charges étaient les mêmes en compression et en traction, Davis [1937] a reporté directement les déformations mesurées en fonction du temps. Brooks et Neville [1977] ont présenté à nouveau le fluage spécifique. Les courbes obtenues dans les deux cas sont présentées à la Figure 2.8.



a) Davis [1937]



b) Brooks et Neville [1977]

Figure 2.8 Comparaison des taux de fluage total

En observant la Figure 2.8a, Davis [1937] arrive aux mêmes conclusions que pour le fluage propre, soit qu'au départ, le taux de fluage en traction était significativement plus grand que celui en compression. Cependant, en observant les tendances des courbes, l'amplitude du fluage en compression égalera ou dépassera l'amplitude du fluage en traction.

Brooks et Neville [1977] arrivent à une conclusion semblable. Avec la Figure 2.8b, ils notent que le taux de fluage total en traction était le plus grand et qu'avec le temps, les deux taux de fluage deviennent similaires.

Selon les résultats obtenus par Poston [2001], après un chargement d'un an, les déformations dues au fluage en traction étaient 1,2 fois plus grandes que celles dues au fluage en compression.

Cette observation est intéressante, puisque des déformations plus grandes permettent de diminuer les chances de fissuration à court terme dues à des contraintes de traction causée par un retrait restreint ou à un gradient thermique.

2.5 PARAMÈTRES DE LA FORMULATION DU BÉTON

Les paramètres d'une formulation de béton influence les propriétés mécaniques du matériau. Il en va de même pour le fluage. Par contre, ces paramètres n'ont pas nécessairement la même influence sur le comportement en traction et celui en compression.

2.5.1 Quantité de pâte de ciment

La quantité de pâte se contrôle entre autre par la quantité de granulats dans le mélange de béton. Plus le rapport massique granulat sur ciment est élevé, moins il y a de pâte de ciment. La pâte de ciment joue un rôle important dans l'amplitude des déformations de fluage puisque celle-ci se déforme dans le temps tandis que les granulats ne subissent pas de fluage ou très peu [Neville et Meyers, 1964]. La Figure 2.9 présente des résultats de fluage en compression et en traction de bétons ayant différentes quantités de pâte de ciment.

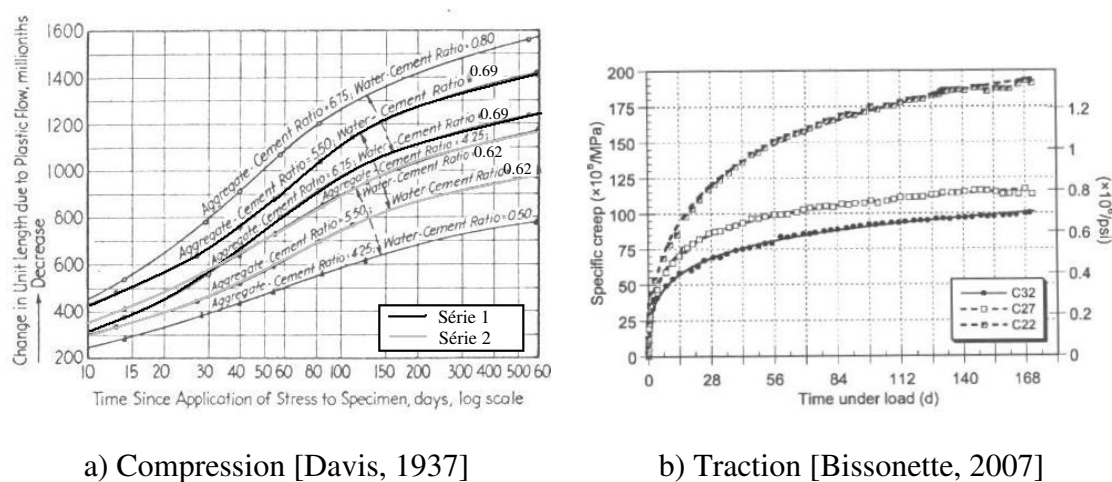


Figure 2.9 Influence du contenu de pâte de ciment

En compression, plus il y a de pâte de ciment, plus l'amplitude du fluage total est grande [Neville et Meyers, 1964]. La Figure 2.9a démontre bien ceci. Sur cette figure il faut comparer les courbes de la même série ensemble puisque chaque série a un rapport eau sur ciment différent. Les bétons

ayant des rapports granulats sur ciment plus grands et donc un contenu de pâte de ciment plus petit, ont eu des amplitudes de fluage plus petites. Par exemple, pour la série 1 (E/C de 0,69) la courbe de fluage du béton ayant un rapport granulats sur ciment de 6,75 est située sous la courbe ayant un rapport de 5,50 [Davis, 1937].

Neville [1964] a également démontré l'importance du contenu de pâte de ciment : il a obtenu, après 60 jours, des déformations de $2,7 \mu\epsilon$ pour un spécimen contenant uniquement de la pâte de ciment tandis que les déformations pour un béton ayant 30% de pâte de ciment étaient de seulement $0,175 \mu\epsilon$. Cette constatation confirme, pour le fluage en compression, la théorie de l'écoulement visqueux. En effet, les granulats ne se déforment pas ou très peu sous les charges soutenues, contrairement à la pâte de ciment qui se déforme de façon visqueuse. Ainsi, il est logique qu'en compression, un béton contenant plus de granulats se déforme moins que celui contenant plus de pâte de ciment.

En traction, l'influence de la quantité de pâte de ciment est inverse. Sur la Figure 2.9b, la courbe du bas montre le fluage en traction d'un béton ayant 32% de pâte de ciment, tandis que la courbe du haut donne le fluage d'un béton ayant 22% de pâte de ciment. Ainsi le fluage en traction augmente avec une diminution du contenu en pâte de ciment. Bissonnette [2007] explique ceci par le fait que les plans de faiblesses et les sièges de concentrations de contraintes d'un béton soumis à des efforts de traction se trouvent aux interfaces pâte-granat. Une quantité non négligeable du fluage est due à ces plans de faiblesses. Un béton contenant plus de pâte de ciment a moins d'interfaces pâte-granat et se déforme donc moins dans le temps sous un chargement en traction. Cette explication est logique, cependant elle peut également être valable pour des spécimens soumis à des charges de compression. Ce ne peut donc pas être la seule cause de la tendance inverse observée pour le fluage en compression et en traction

2.5.2 Rapport eau sur ciment

Le rapport massique eau sur ciment (E/C) est l'un des paramètres de base de la formulation du béton. Il a une grande influence sur la résistance finale du matériau. Il est donc logique que ce paramètre influence également l'amplitude du fluage.

Lorsque le rapport E/C augmente, les déformations de fluage augmentent aussi [Neville et Meyers, 1964]. Cette affirmation est valable pour le fluage en compression et en traction

[Domone, 1974] et la Figure 2.10 illustre bien ceci. Lorsque le rapport E/C est abaissé, la résistance du béton augmente et limite les déformations dues au fluage.

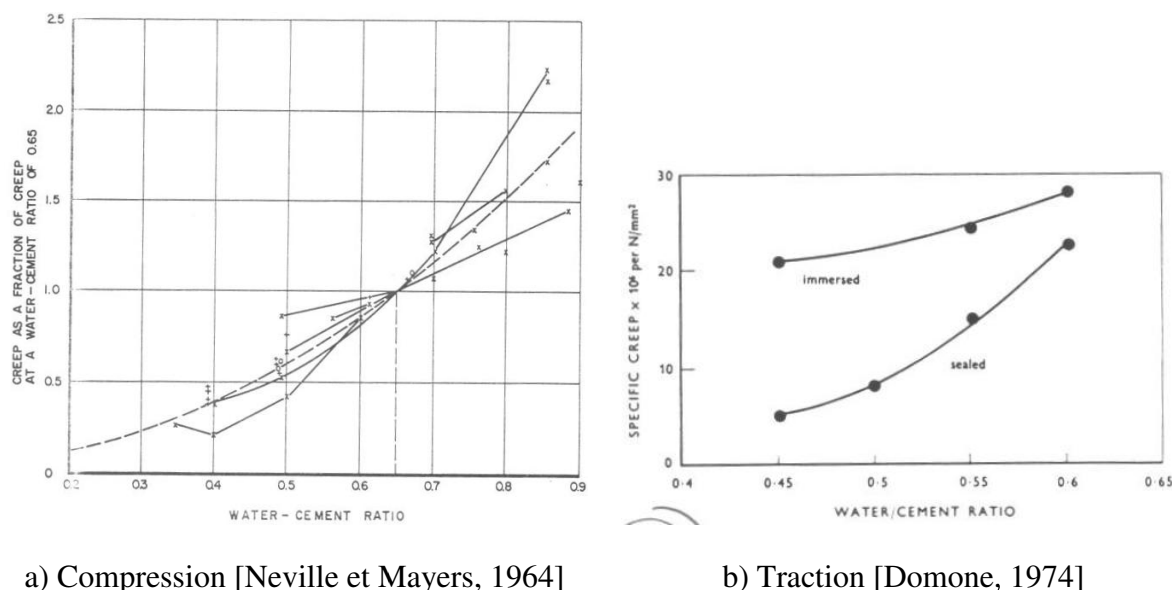


Figure 2.10 Influence du rapport E/C

2.5.3 Fibres

L'ajout de fibres a essentiellement un effet sur le comportement mécanique en traction du béton. Bissonnette [2007] a comparé le fluage en traction d'un mélange sans fibre (mélange C32) avec des mélanges ajoutés de fibres gaufrées (*crimped*, mélanges C32-c80 et C32-c40) ou de fibres à crochets (*hooked*, mélange C32-h40). Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 2.11.

L'ajout de 40 kg/m^3 de fibres à crochets entraîne une augmentation du fluage de 30 à 35%. L'ajout de la même quantité de fibres gaufrées induit une réduction du fluage de 30 à 35%. Bissonnette explique ces résultats contradictoires en supposant qu'une grande partie du fluage en traction a lieu dans les zones poreuses de l'interface pâte-fibre. Pour les fibres droites à crochet, cette zone est plus grande que pour les fibres gaufrées. De plus, les fibres gaufrées contribuent plus efficacement à résister aux déformations en traction.

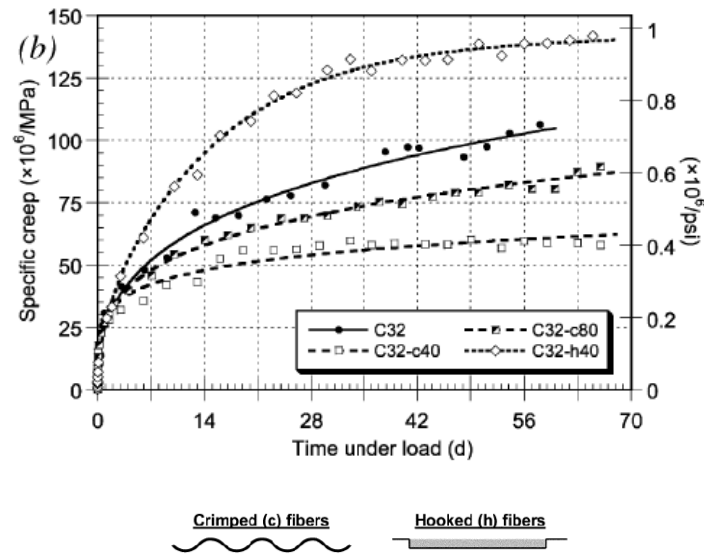


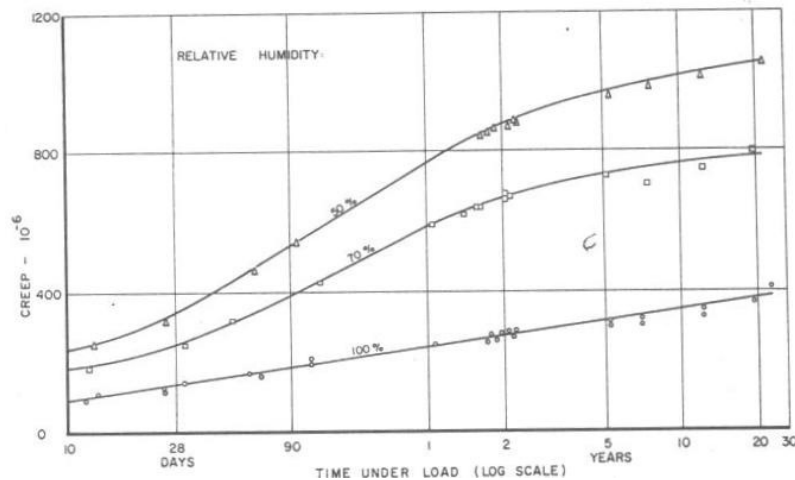
Figure 2.11 Influence des fibres sur le fluage en traction [Bissonnette, 2007]

2.6 PARAMÈTRES DE L'ESSAI

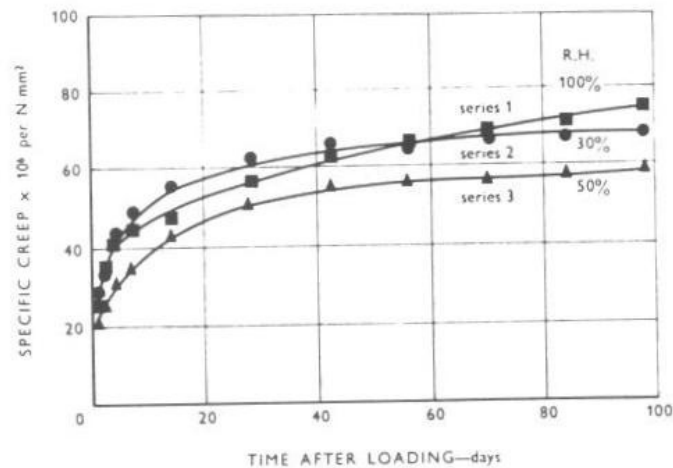
De toute évidence, les paramètres de l'essai ont un rôle à jouer sur l'amplitude du fluage. Ainsi, le taux d'humidité, le taux de chargement et l'âge au chargement sont tous des facteurs qui influencent le fluage.

2.6.1 Taux d'humidité

L'humidité relative influence le taux de déformations à long terme du béton puisqu'il influence l'importance du mouvement de l'eau à l'intérieur du matériau. La Figure 2.12 illustre ceci pour le fluage en traction et en compression.



a) Compression [Neville et Meyers, 1964]



b) Traction [Ward et Cook, 1969]

Figure 2.12 Influence du taux d'humidité

La Figure 2.12a illustre clairement que le fluage total en compression diminue avec l'augmentation de l'humidité relative de l'air ambiant [Neville et Meyers, 1964]. Les déformations à 50% d'humidité relative peuvent être jusqu'à 2 à 3 fois plus grande que pour un taux d'humidité de 100%.

En traction, aucune relation simple ne peut être établie entre l'amplitude des déformations et le taux d'humidité [Cook, 1972]. Les résultats obtenus par Ward et Cook [1969] et présentés à la Figure 2.12b montrent que les déformations sont les plus grandes pour un taux d'humidité de

100%, mais que les déformations mesurées à 30% d'humidité relative sont plus grandes qu'à 50%. Les déformations sont plus grandes à un taux d'humidité de 100% puisque le béton absorbe de l'eau et gonfle, augmentant ainsi de façon notable les déformations totales [Cook, 1972]. À 30% d'humidité relative, le phénomène de microfissuration (section 2.2.7), est plus important qu'à 50% et c'est pour cette raison que les déformations sont plus grandes.

2.6.2 Taux de chargement

Les déformations dues au fluage augmentent avec le taux de chargement en compression et en traction.

Pour un chargement en compression, les déformations de fluage augmentent proportionnellement au taux de chargement jusqu'à environ 50% de la résistance ultime du béton [Illston, 1965]. À partir de ce niveau de chargement, la fissuration interne change le comportement dû au fluage. De plus, à un chargement supérieur à 75% de la résistance ultime, le fluage causera la rupture du matériau après un certain temps.

Selon Illston [1965], ce qui a été énoncé pour le fluage en compression est également valable pour le fluage en traction. Il n'y a aucune déformation plastique à des taux de chargements inférieurs à 50% de la résistance ultime en traction et, en dessous de cette valeur, l'amplitude des déformations de fluage est proportionnelle au taux de chargement. D'après les travaux de Bissonnette [2007], au dessus de 50% de la résistance ultime en traction, les déformations augmentent à un taux toujours plus grand, ceci résultant de la propagation plus rapide des fissures.

2.6.3 Âge au chargement

La résistance du béton dépend de son âge. Plus un béton est mature, plus il sera résistant puisque la réaction d'hydratation entre l'eau et le ciment sera plus avancée. Ainsi, il est logique que l'âge auquel un béton est chargé pour un essai de fluage influence l'amplitude des déformations de fluage.

Tel qu'illustré à la Figure 2.13, pour le fluage en compression comme pour le fluage en traction, le taux de fluage initial sera plus grand pour un béton chargé à un plus jeune âge [Illston, 1965] [Bissonnette, 2007]. Cependant, les taux de fluage finissent par devenir identique avec le temps et les courbes deviennent parallèles.

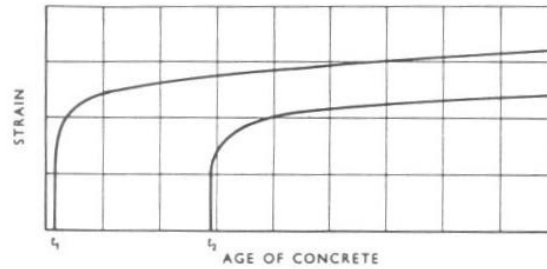


Figure 2.13 Influence de l'âge du béton au chargement [Illston, 1965]

2.7 CONCLUSION

L'analyse des résultats obtenus pour des essais de fluage en compression et en traction du béton a permis de mettre de l'avant les différences de comportement entre les deux types de déformations.

1. À court terme, le taux de fluage total est plus grand en traction qu'en compression. Cependant, à long terme, le taux de fluage en compression tend à égaler celui du fluage en traction voir à le dépasser.
2. En compression, plus il y a de pâte de ciment, plus l'amplitude du fluage total est grande. L'inverse est vrai en traction.
3. Le fluage en compression augmente lorsque le taux d'humidité diminue. En traction, la relation n'est pas claire et dépend grandement du retrait ou du gonflement du béton.

Il existe également des paramètres qui influencent de la même façon le fluage en traction et celui en compression :

1. Lorsque le rapport E/C augmente, les déformations de fluage augmentent aussi.
2. Les déformations dues au fluage augmente proportionnellement au taux de chargement jusqu'à environ 50% de la résistance ultime du béton.
3. L'amplitude des déformations d'un béton est plus grande lorsqu'il est chargé à un plus jeune âge.

CHAPITRE 3 REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LES RÉPARATIONS MINCES EN BÉTON

3.1 INTRODUCTION

La dégradation du béton peut être due à différents facteurs tel que des cycles de gel-dégel, la corrosion des armatures ou l'application de charges excessives [Lemieux, 2005]. Souvent, le béton est détérioré sur une faible profondeur. Ainsi, plutôt que de détruire et reconstruire l'élément de béton abîmé, il s'avère plus simple et plus économique d'enlever le béton détérioré et d'en appliquer une nouvelle couche sur celui qui est encore sain. Une réparation permet généralement de prolonger la vie utile d'une infrastructure de béton et de ralentir sa dégradation.

Les tabliers de pont en béton armé sont des éléments qui se réparent aisément avec un resurfaçage mince. Pour effectuer la réparation, il faut d'abord enlever le béton détérioré de façon mécanique. Par la suite une couche de béton de 20 à 100 mm d'épaisseur est mise en place sur le béton encore sain de la dalle [Bissonnette, 1996].

Comme les infrastructures nord américaines se font vieillissantes, les réparations sont de plus en plus fréquentes. Ainsi, de nombreuses recherches ont été réalisées à ce sujet dans les 20 dernières années. Ce chapitre présente d'abord le comportement d'une réparation mince et les différents modes de rupture. Ensuite, l'impact sur la durabilité de la géométrie, du matériau de réparation et de la préparation de la surface avant la mise en place est abordé. Enfin, plusieurs essais réalisés en laboratoire afin d'évaluer la performance des réparations de béton sont discutés.

3.2 COMPORTEMENT DE LA RÉPARATION

Cette section a pour objectif de décrire les modes de rupture qui entraîne la dégradation d'une réparation afin d'être par la suite en mesure d'évaluer les paramètres qui jouent un rôle dans ces dégradations.

3.2.1 Retrait restreint au jeune âge

La réparation est sollicitée en traction dès le début de la prise du nouveau béton. En effet, le retrait du béton de réparation est empêché par le substrat rigide de vieux béton. Cette restriction fait apparaître des contraintes de traction dans la couche de réparation qui peuvent éventuellement dépasser la résistance en traction du nouveau béton et provoquer la fissuration transversale et le décollement de la réparation [Bissonnette et Pigeon, 2000].

3.2.1.1 Degré d'entrave

Tel que précisé auparavant, le retrait au jeune âge d'une réparation de béton est entravé en partie par le socle de béton plus rigide. Afin de connaître le niveau des contraintes causées par cette restriction, Bernard [2000] a développé une méthode de calcul qui permet de connaître le degré d'entrave μ de ces déformations.

Le degré d'entrave μ dépend de la géométrie des sections et de la propriété des matériaux. La Figure 3.1 décrit les principes de calcul permettant de définir μ . La force N_t , appliquée à la réparation, permet d'annuler les déformations libres (le retrait) du nouveau béton. Afin d'assurer l'équilibre des forces, une force N_c , égale mais de sens et de direction opposée à N_t , ainsi qu'un moment de flexion M_c sont appliqués au centre de gravité de la structure hybride (substrat et réparation). Le degré d'entrave μ se calcule ainsi à l'aide d'une composante due à l'effet axial (μ_N) et d'une composante due à l'effet flexionnel (μ_M), tel qu'illustré à l'équation 3.1.

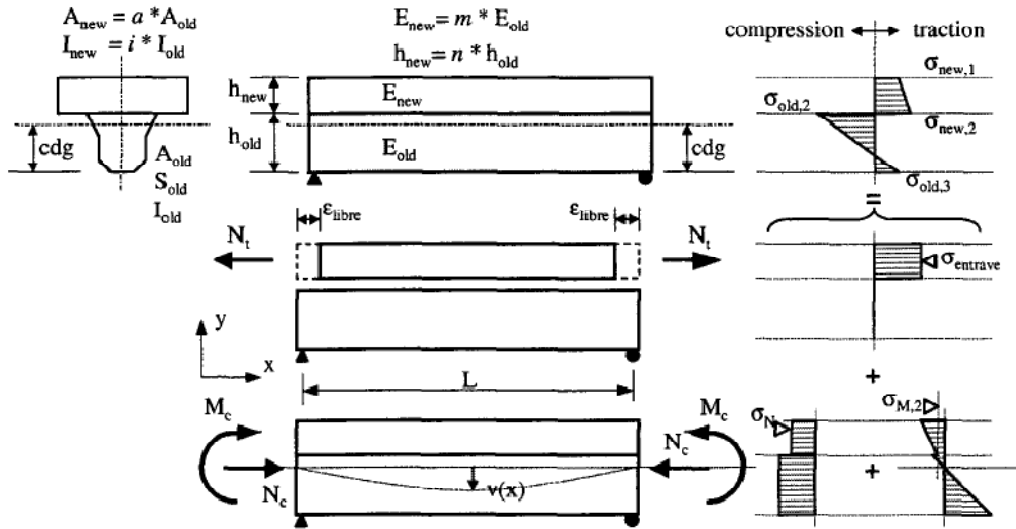


Figure 3.1 Contraintes dans un élément de béton réparé [Bernard, 2000]

$$\mu = \frac{\sigma_{new,2}}{\sigma_{entrave}} = \frac{\sigma_{entrave} + \sigma_N + \sigma_{M,2}}{\sigma_{entrave}} = 1 + \mu_N + \mu_M \quad (3.1)$$

$$\sigma_{new,2} = \mu E_{new} \varepsilon_{libre}$$

Dans l'éventualité où la contrainte générée dans la réparation dépasse la résistance à la traction, une fissuration apparaîtra. Selon l'équation 3.1, cette situation dépend essentiellement de la rigidité et du retrait de même que du degré d'entrave des déformations. La contribution de la viscoélasticité du béton pour le calcul du degré d'entrave est ici négligée.

3.2.1.2 Modes de rupture sans chargement mécanique

Si les contraintes créées par la restriction du retrait sont suffisamment grandes, la réparation peut se détériorer de quatre façons présentées à la Figure 3.2.

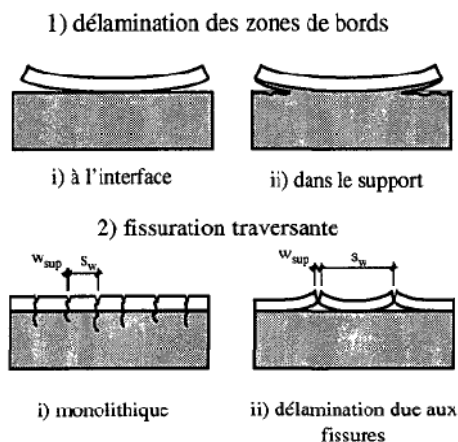


Figure 3.2 Modes de détérioration dues aux déformations restreintes [Bernard, 2000]

Si la préparation de la surface est mauvaise et que l'adhérence de la réparation n'est pas suffisante, il y a délamination de la réparation à l'interface. Ceci peut également se produire si les résistances au cisaillement du vieux et du nouveau béton sont élevées. L'interface ne peut alors pas transmettre les efforts internes causés par la restrainte du retrait. Si par contre, l'adhérence de la réparation est bonne mais que la résistance au cisaillement du béton de support est faible, la rupture se produira dans ce dernier [Bissonnette, 1996].

Si la résistance de l'interface est bonne, lorsque les contraintes dans la réparation dépassent sa résistance en traction, des fissures traversantes apparaissent dans la nouvelle couche. Lorsque ces fissures atteignent l'interface, si le comportement de l'ensemble hybride n'est pas monolithique, il peut y avoir délamination localement [Bissonnette, 1996].

3.2.2 Chargement mécanique

La réparation est sollicitée mécaniquement par les charges appliquées à la structure réparée. Celles-ci peuvent être mobiles (chargement cyclique) ou statiques.

3.2.2.1 Type de sollicitation

Tel qu'illustré à la Figure 3.3, dépendant de la position de la charge sur une dalle de pont, la réparation de surface (*overlay*) peut être sollicitée en traction (*tension*) ou en compression. Lorsque la réparation est tendue, des fissures transversales peuvent apparaître dans la réparation et les contraintes de traction à l'interface entre le nouveau et le vieux béton peuvent entraîner le

décollement. Si la réparation est comprimée, ce sont les contraintes de cisaillement qui peuvent contribuer au décollement par glissement entre le vieux et le nouveau béton [Guindon, 2003].

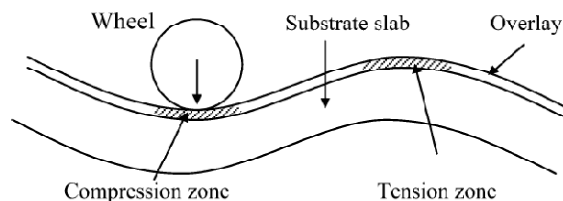


Figure 3.3 Sollicitation d'une dalle de béton [Lemieux, 2005]

Dans le cadre de ce projet, le comportement des réparations est étudié en traction (moment négatif) afin d'être en mesure de prévoir l'apparition de la fissuration et le décollement.

3.2.2.2 Modes de rupture avec chargement mécanique

Lorsque l'élément réparé est sollicité en flexion, trois modes de rupture peuvent apparaître [Habel, 2004] :

1. fissuration sur toute l'épaisseur de la réparation;
2. délamination à l'interface (perte du comportement monolithique);
3. rupture du béton en compression.

Lorsque la réparation est sollicitée en moment négatif et qu'elle se fissure, ceci peut mener à une rupture classique en flexion ou à une rupture en flexion par rupture de l'interface tel qu'illustré à la Figure 3.4.

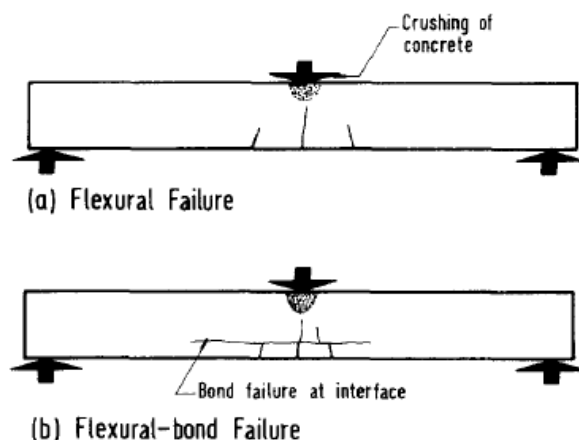


Figure 3.4 Patrons de fissuration typiques de spécimens réparés chargés en flexion
[Paramasivam, 1995]

3.3 CARACTÉRISTIQUES D'UNE RÉPARATION

La durabilité de la réparation dépend de sa géométrie et des propriétés des matériaux. La présence de renforcement, l'épaisseur de la réparation et le matériau utilisé sont tous des paramètres que le concepteur d'une réparation doit étudier avant de faire un choix.

3.3.1 Renforcement

Deux types de dégradation, illustrés à Figure 3.5, peuvent affecter la surface d'un tablier de pont. Dans le premier cas (type I), c'est le béton de recouvrement des armatures qui est détérioré et les barres ne sont pas endommagées. Dans le second cas (type II), la détérioration du béton est plus avancée et la corrosion des barres d'armatures a débuté. Il faudra donc les nettoyer ou les remplacer avant de procéder à la mise en place de la réparation.

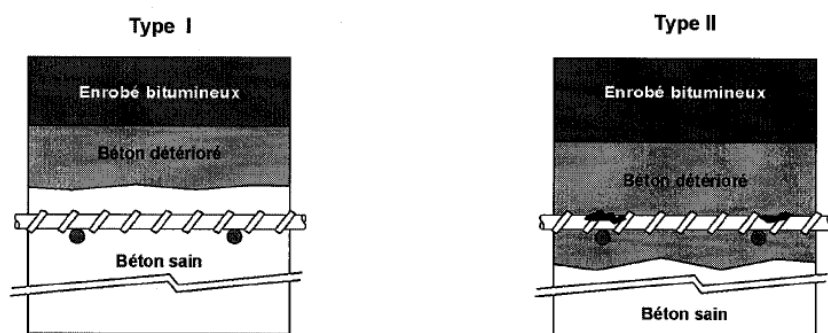


Figure 3.5 Types de dégradation [Guindon, 2003]

La présence d'armatures dans la réparation (type II à la Figure 3.5) a un impact sur son comportement. Plusieurs études ont portées sur la position des armatures dans la réparation et sur leur contribution au comportement de la réparation.

Il a été démontré que l'interface entre le nouveau et le vieux béton ne doit pas coïncider avec le centre des barres d'armatures. Paramasivam [1995] a testé en flexion des dalles réparées d'une telle façon. Dans tous les cas, il y a eut décollement de la réparation. Les essais réalisés par Silfwerbrand et Paulsson [1998] permettent également de conclure que cette configuration doit être évitée.

Tel qu'illustré à la Figure 3.6, il a également été démontré que la présence d'armatures dans une réparation sollicitée en traction aide à prévenir ou à limiter le décollement de la réparation. Lemieux [2005] a comparé le comportement de dalles réparées. Il a conclu que l'armature présente dans une réparation permet de reprendre une partie des efforts de traction et de limiter la fissuration due aux efforts de flexion. Si la fissuration n'atteint pas l'interface entre le nouveau et le vieux béton, aucun décollement n'aura lieu.

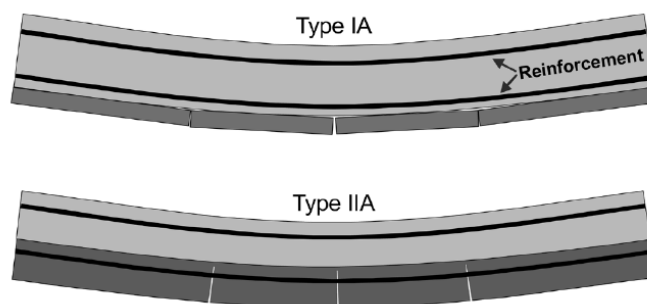


Figure 3.6 Fissuration de réparations avec et sans renforcement [Lemieux, 2005]

Dans le cadre de ce projet, il a été décidé d'étudier le comportement de réparations de faible épaisseur sans armatures.

3.3.2 Épaisseur de la réparation

Lors de la conception, l'épaisseur de la réparation est essentiellement contrôlée par la profondeur de détérioration du béton à réparer [Guindon, 2003]. Cependant, l'épaisseur joue également un rôle sur le comportement d'une réparation.

3.3.2.1 Comportement au jeune âge

Habel [2004] a observé que plus une réparation est épaisse, plus ses déformations observées au jeune âge sont grandes. Pour des poutres réparées placées sur deux appuis simples, Habel a mesuré la flèche provoquée par les déformations volumiques (déformations thermiques et retrait) du béton de réparation au jeune âge. Lorsque la réparation se gonfle ou se contracte, la poutre se soulève ou s'abaisse. Plus les réparations sont épaisses, plus les flèches mesurées sont grandes. Deux points expliquent ce comportement.

D'abord, la température du béton s'élève dans les premières heures suivant sa fabrication. Ceci est dû à la réaction d'hydratation très exothermique entre l'eau et le ciment. Ainsi, une réparation plus épaisse s'échauffe davantage et gonfle plus, ce qui affecte le comportement global de l'élément de béton réparé.

Ensuite, le degré de restrainte des déformations est plus petit pour une réparation de béton plus épaisse car l'épaisseur de nouveau béton représente une plus grande proportion de l'épaisseur total de l'élément. Ainsi, le retrait d'une réparation plus épaisse est plus libre et influencera davantage le comportement structural global de l'élément de béton.

3.3.2.2 Comportement mécanique

L'épaisseur de la réparation influence également le comportement mécanique de l'élément réparé. Une réparation plus épaisse est plus rigide et plus résistante. Par contre, son décollement est plus fréquent.

Habel [2004] a chargé en flexion des poutres réparées sur différentes épaisseurs. Les réparations ont été sollicitées en moment négatif. La réparation de 100 mm d'épaisseur a présenté un décollement local au niveau des fissures de flexion, ce qui n'a pas été le cas pour les réparations de 30 et 50 mm d'épaisseur. Habel explique qu'une réparation plus épaisse a de plus grandes contraintes en traction à transmettre aux barres d'armature du socle de béton. Ainsi, les contraintes à l'interface sont plus grande ce qui cause le décollement.

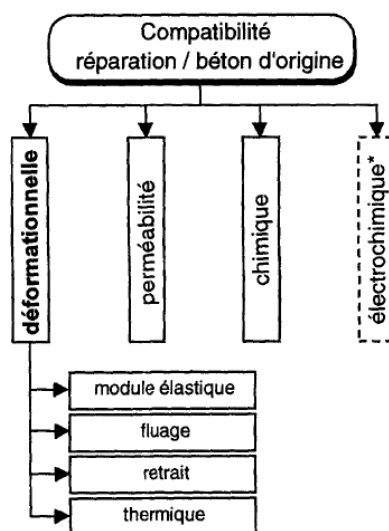
3.3.3 **Matériau de réparation**

Afin d'assurer la durabilité d'une réparation, le choix du matériau doit se faire avec attention. Les propriétés déformationnelles du nouveau béton ont un effet sur la répartition des contraintes entre le socle et la réparation [Bissonnette, 1996]. De plus, l'ajout de fibres améliore le transfert des

efforts en condition fissuré et limite la propagation des fissures et leur ouverture. Ainsi, les fibres contribuent à la durabilité d'une réparation.

3.3.3.1 Compatibilité du matériau de réparation

La Figure 3.7 présente les types de compatibilité entre le matériau de réparation et le socle de béton. Il y a d'abord la compatibilité déformationnelle qui dépend de quatre propriétés du béton de réparation : le module élastique, le fluage, le retrait et les déformations thermiques.



* s'il y a présence d'armature

Figure 3.7 Facteurs influençant la compatibilité d'un matériau de réparation [Bissonnette et Pigeon, 2000 d'après Emmons et Vaysburd, 1994]

Le module élastique d'un béton de réparation doit être égale ou plus petit à celui du béton du socle. Ainsi, tel qu'illustré à la Figure 3.8, la proportion des contraintes reprise par la réparation n'est pas supérieure à celle reprise par le socle. Par contre, il est important d'également tenir compte de la résistance en traction du matériau. Un matériau ayant un module d'élasticité plus élevé possède généralement une résistance en traction plus grande [Bissonnette, 1996].

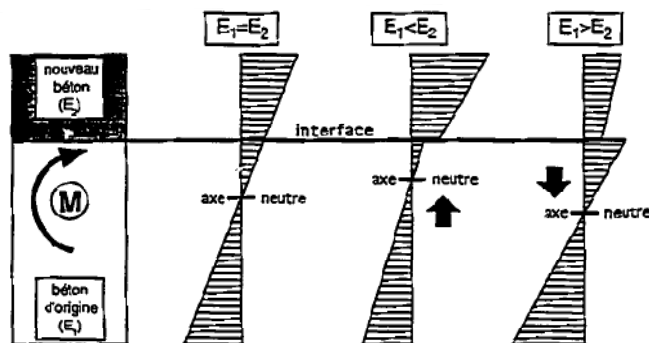


Figure 3.8 Influence de la rigidité relative sur la répartition des contraintes [Bissonnette, 1996]

Le fluage du matériau de réparation permet de relaxer les contraintes induites par les chargements externes et par les déformations volumiques restreintes. Ainsi, un béton avec une plus grande viscoélasticité permettra de réaliser une réparation plus durable, puisqu'elle se déformera sous l'effet des contraintes plutôt que de se fissurer. Cependant, afin d'éviter la création de trop grandes contraintes créées par le retrait restreint, un béton de réparation doit idéalement avoir un retrait le plus petit possible [Emmons et Vaysburd, 1994].

Enfin, la compatibilité thermique est importante à considérer en particulier lorsque l'infrastructure à réparer se trouve dans un environnement qui subit de grandes variations de température [Bissonnette, 1996]. Un écart important entre les coefficients de dilatation thermique du socle et du matériau de réparation peut créer une restriction des déformations et donc des contraintes internes dans la réparation.

La perméabilité du matériau doit être faible afin d'éviter la pénétration des agents agressifs tels que les chlorures (sels déverglaçant) et éviter que la réparation ne se dégrade rapidement. Si la détérioration de l'ouvrage à réparer est d'origine chimique (par exemple la réaction alcali-granulat), il faut prêter attention à la composition chimique du matériau de réparation afin que les mêmes problèmes ne se reproduisent pas. Enfin, si la corrosion des armatures est un problème de l'infrastructure à réparer, il faut s'assurer que la compatibilité électrochimique entre le béton de réparation et celui en place est adéquate.

3.3.3.2 Fibres

L'utilisation de fibres dans le matériau de réparation permet d'abord de limiter la propagation de la fissuration de la nouvelle couche. En limitant l'ouverture des fissures, les fibres empêchent les fissures d'atteindre l'interface entre le nouveau et le vieux béton et donc diminuent les chances de décollement de la réparation [Granju, 1996].

3.4 MISE EN PLACE

Afin d'assurer une bonne adhérence de la réparation, il faut choisir correctement les méthodes de démolition du béton détérioré et de préparation de la surface avant la mise en place de la réparation.

3.4.1 Démolition du béton détérioré

La méthode choisie pour enlever le béton détérioré joue un rôle sur la résistance de l'interface entre le nouveau et le vieux béton. Il existe de nombreuses techniques qui peuvent être séparées en deux catégories : les techniques par impact et les techniques par projection [Bernard, 2000].

La première catégorie regroupe les techniques telles que le marteau piqueur, la boucharde ou encore le rouleau à pointes diamantées. Ces techniques causent la microfissuration à la surface du béton sain laissé en place [Vaysburd, 2001]. La microfissuration affaiblit l'interface entre la réparation et le socle de béton.

Les techniques par projection comprennent le jet de sable et l'hydrodémolition. Ces techniques laissent une surface caractérisée par un profil de vagues ayant de bonnes amplitudes [Perez, 2009]. L'hydrodémolition consiste à utiliser un jet d'eau à haute pression (pression de 125 MPa et débit de 27 l/h) pour démolir le béton détérioré. Cette méthode ne crée pas de microfissuration à la surface du béton sain et permet d'obtenir une surface suffisamment rugueuse. Perez a démontré que l'adhérence entre le nouveau béton et le vieux béton est meilleure pour une surface hydrodémolie.

3.4.2 Préparation de la surface

Une fois que le béton détérioré a été enlevé de l'élément à réparer, il faut préparer la surface à recevoir le béton de réparation. D'abord, il faut s'assurer que la surface est propre, c'est-à-dire

que toutes les particules libres sont enlevées. La présence de particules peut diminuer l'adhérence entre le nouveau et le vieux béton [Silfwerbrand et Paulsson, 1998].

La mise en place d'agents de liaison tels que du mortier, du mortier avec latex ou de la résine d'époxy est parfois proposée. Wells [1999] a démontré que l'utilisation de tels agents peut aider à augmenter l'adhérence de la réparation lorsque la surface n'est pas suffisamment rugueuse. Cependant, Silfwerbrand et Paulsson [1998] notent qu'il faut être prudent avec leur utilisation puisque l'application d'un agent donne deux interfaces de contact et donc deux plans de délamination entre la réparation et son socle. De plus, un mortier avec un rapport E/C élevé peut diminuer la résistance de l'interface.

La surface doit être saturée séchée avant la réparation, c'est-à-dire que les pores du béton substrat soient pleines d'eau mais qu'il n'y ait pas d'accumulations sur la surface. L'objectif est d'éviter un échange d'eau trop grand entre le vieux béton et le nouveau béton. Si les pores capillaires du substrat sont déjà remplis d'eau, il n'y a pas pompage de l'eau contenue dans le béton frais de réparation par le substrat. Par contre, il faut éviter les accumulations d'eau dans les rugosités puisque ceci peut augmenter le rapport E/C du béton de réparation à l'interface et diminuer sa résistance [Silfwerbrand et Paulsson, 1998].

Il est à noter que l'utilisation de goujons pour améliorer la résistance au cisaillement à l'interface n'est pas nécessaire lorsque la surface est suffisamment rugueuse et adéquatement préparée à recevoir la réparation [Bernard, 2000]. En effet, pour que les goujons deviennent actifs, il faut que la délamination soit commencée, ce qui doit être évité pour une réparation durable.

3.5 ESSAIS POUR CARACTÉRISER DES RÉPARATIONS

Plusieurs essais ont été développés afin d'évaluer le comportement d'un élément réparé. Les objectifs sont de vérifier la durabilité des réparations et le comportement monolithique des éléments hybrides sous des charges mécaniques.

3.5.1 Mesure des déformations d'une poutre réparée sans chargement externe

Habel [2004] a réalisé une série d'essais dont l'objectif est de vérifier le comportement d'une réparation sans chargement. Plusieurs poutres de 5,4 mètres de long ont été réparées. La moitié des poutres a été placée sur deux appuis simples, en condition isostatiques. L'autre partie des poutres a été placée sur quatre appuis afin d'étudier le comportement d'une réparation en

conditions hyperstatiques. Toutes les poutres ont été réparées avec du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Les paramètres qui ont été étudiés sont l'épaisseur de la réparation et la présence ou non de barres d'armature. Les mesures suivantes ont été prises : la température dans la poutre et dans la réparation, la déformation de la réparation à l'aide d'un capteur à fibre optique et la flèche de la poutre.

Habel [2004] a observé que les principales déformations apparaissent dans les sept à neuf jours suivant la mise en place de la réparation et qu'elles sont attribuables aux déformations thermiques et au retrait du béton de réparation. Ces essais ont également permis de conclure que les réparations ne se dégradent pas prématurément au jeune âge. Aucune fissuration et aucune délamination n'a été observée.

3.5.2 Essai d'adhérence

Plusieurs chercheurs ont effectué des essais afin de connaître la résistance de l'interface entre le béton de réparation et son substrat. Afin d'évaluer la performance de l'adhérence, Perez [2009] a réalisé deux types d'essais. D'abord, il a réalisé un essai de traction directe sur des carottes cylindriques de 100 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Ces carottes ont été extraites de poutres réparées. Des casques ont été collés aux extrémités des éprouvettes afin de les charger en traction. Ensuite, il a réalisé des essais de cisaillement direct sur des carottes cylindriques de 100 mm de diamètre et de 60 mm de longueur. L'essai se rapproche d'un essai brésilien.

Ces essais lui ont permis de conclure que l'hydrodémolition est la meilleure méthode pour démolir le béton détérioré avant la mise en place d'une réparation.

3.5.3 Mesure de la rugosité

Perez [2009] a développé une méthode permettant de caractériser de façon quantitative la rugosité d'une surface. Il s'agit d'un relevé topographique par mesures optiques. Les paramètres de rugosité obtenus avec cette méthode permettent de corréler la rugosité de la surface avec l'adhérence d'une réparation. Par contre, les résultats obtenus par Perez n'ont pas permis d'établir une relation claire entre ces deux paramètres et de proposer une méthode de préparation optimale en termes de rugosité

3.5.4 Essai de flexion statique et cyclique

Des essais mécaniques permettent d'étudier le comportement d'une réparation lorsque soumise à des sollicitations statiques ou cycliques. Les sollicitations statiques permettent de connaître la résistance ultime d'un élément réparé et de vérifier si la réparation et le béton substrat agissent ensemble de façon monolithique. Les sollicitations cycliques permettent de représenter le passage des véhicules dans le cas d'un élément de pont. Ce type de chargement permet d'évaluer si la réparation se dégrade prématurément et si le comportement de la structure hybride demeure monolithique malgré un endommagement progressif. Afin d'être en mesure de faire des comparaisons, un spécimen de référence, non-réparé, est testé en plus des spécimens réparés [Lemieux, 2005].

Lemieux [2005] a testé des dalles réparées sous un chargement cyclique en flexion. Afin de tester la réparation en compression, la surface réparée de la dalle est placée vers le haut. Si la réparation doit être testée en traction, la surface réparée est placée vers le bas, tel qu'illustré à la Figure 3.9.

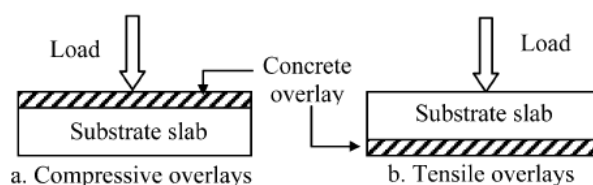


Figure 3.9 Type de chargement [Lemieux, 2005]

Lemieux a conclu qu'avec une bonne préparation de surface, le comportement monolithique d'un élément réparé est assuré et que sa résistance est la même que l'élément non-réparé.

3.6 CONCLUSION

La présente revue des connaissances sur le domaine des réparations de béton a permis de faire ressortir les paramètres qui ont une influence sur la durabilité d'une réparation.

1. Si les barres ne sont pas au niveau de l'interface entre la réparation et le béton substrat, le renforcement dans la réparation permet de limiter l'ouverture des fissures et d'empêcher la délamination.
2. Une réparation de faible épaisseur a moins de chance de se décoller.

3. Les fibres dans le matériau de réparation, comme les barres d'armatures, permettent de limiter la fissuration et d'améliorer l'adhérence avec le substrat.
4. Une bonne résistance en traction du matériau de réparation permet d'empêcher une fissuration prématurée.
5. Un faible retrait diminue les chances de fissurations dues aux déformations restreintes.
6. Une bonne viscoélasticité (fluage) du matériau de réparation permet de relaxer les contraintes qui causent la fissuration ou la délamination.
7. Des coefficients de dilatation thermique égaux ou semblables entre le nouveau et le vieux béton permettent d'éviter une restreinte des déformations thermiques lors d'écart de température importants.
8. Une faible perméabilité du béton de réparation permet d'éviter la pénétration des agents agressifs qui causent la dégradation du béton.
9. L'hydrodémolition du béton détérioré sur l'élément à réparer permet d'éviter la microfissuration et d'obtenir une bonne rugosité. Ainsi, l'adhérence entre la réparation et le substrat est meilleure
10. Une surface propre et saturée-sèche avant la mise en place de la réparation permet d'améliorer l'adhérence entre le nouveau et le vieux béton.

Le concepteur d'une réparation doit donc tenir compte de ces dix points afin de mettre au point une réparation durable ayant un comportement monolithique avec le reste de l'élément existant.

CHAPITRE 4 CARACTÉRISATION DES BÉTONS DE RÉPARATION

4.1 OBJECTIFS

L'objectif principal de la première phase expérimentale est de caractériser le comportement déformationnel à court et à long terme de deux types de bétons. L'objectif secondaire est de développer l'essai de fluage en flexion et de mettre au point une méthode d'approximation permettant de retrouver les valeurs de fluage en traction à partir des données de fluage en compression et de fluage en flexion.

Deux matériaux sont caractérisés soit un béton ordinaire (BO) et un béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Ils sont soumis à des essais mécaniques, un essai de calorimétrie, un essai de retrait et des essais de fluage en compression et en flexion. Seul le BFUP est soumis à l'essai de fluage en traction.

4.2 MATÉRIAUX À L'ÉTUDE

Afin de connaître les caractéristiques mécaniques des deux bétons à l'étude, une série d'essais, présentés au Tableau 4.1, est réalisée. En plus des résultats de ces essais, la composition de chaque béton est détaillée dans cette section.

Tableau 4.1 Essais de caractérisation mécanique

Essai	Spécimen	Mesure	Échéance	Norme ou protocole
Résistance en compression	Cylindre diamètre : 100mm hauteur : 200 mm	f'_c (MPa)	7 et 28 jours	ASTM C 39/C 39M - 99
Résistance en traction	Os Longueur (section centrale) : 400 mm largeur (section centrale) : 100 mm épaisseur : 50 mm	f_t (MPa)	28 jours	Protocole développé par François Beaurivage [2009]
Essai de flexion en 4 points	Plaques longueur : 600 mm largeur : 150 mm épaisseur : 50 mm	Module de rupture - MOR (MPa)	7 et 28 jours	ASTM C 78 - 02
Module d'élasticité et coefficient de Poisson	Cylindre diamètre : 100mm hauteur : 200 mm	E_c (MPa) et ν (-)	7 et 28 jours	ASTM C 469 - 02

4.2.1 Béton ordinaire (BO)

Il a été décidé d'étudier un béton ordinaire de 30 MPa puisque ce type de béton est largement utilisé par l'industrie et qu'il est intéressant de connaître les propriétés déformationnelles d'un béton standard. Les résultats d'essais sur ce béton serviront de référence. De plus, comme les propriétés déformationnelles des bétons ordinaires ont été largement étudiées par le passé, il sera possible de comparer les résultats obtenus avec ceux disponibles dans la littérature et ainsi valider les procédures d'essais.

La formulation de ce béton a été développée au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Il s'agit d'un béton ayant un rapport eau sur ciment (E/C) de 0,62. Sa composition, présentée au Tableau 4.2, comprend 300 kg/m^3 de ciment avec fumée de silice. Le mélange contient 1,7 % d'air. Les propriétés mécaniques de ce béton sont indiquées au Tableau 4.3.

Tableau 4.2 Composition du BO

Composante	Quantité
Ciment HSF (8% fumée de silice)	300 kg/m ³
Sable	875 kg/m ³
Pierre (Granite 2.5-10 mm)	980 kg/m ³
Eau	184 kg/ m ³
Superplastifiant	2,50 L/m ³
Réducteur d'eau	0,75 L/m ³

Tableau 4.3 Propriétés du BO

Propriété	7 jours	28 jours
f_c (MPa)	22,0	30,0
MOR (MPa)	3,4	4,7
E_c (MPa)	27 000	30 000
ν	0,13	0,20
Masse volumique (kg/m ³)	2480	N/A

4.2.2 Béton fibré ultra-haute performance (BFUP)

Le BFUP fait partie des nouvelles gammes de bétons. Celui développé au laboratoire de structures de Polytechnique est auto plaçant à l'état frais. Il contient une très grande quantité de ciment soit pratiquement 1000 kg/m³ et son rapport E/C de 0,25 est faible (Tableau 4.4). La pâte du BFUP est dense, en partie due à la présence de la fumée de silice et à l'absence de gros granulats. Le BFUP a une teneur en air de 3,7%. La présence de 4% (volumique) de fibres permet de limiter la fissuration et de donner au matériau un comportement écrouissant en traction. Ses propriétés mécaniques sont excellentes (Tableau 4.5).

Tableau 4.4 Composition du BFUP

Composante	Quantité
Ciment HS	1007 kg/m ³
Fumée de silice	252 kg/m ³
Sable	600 kg/m ³
Fibres d'acier (10 mm)	4% vol.
Eau	225 kg/m ³
Superplastifiant	42 L/m ³

Tableau 4.5 Propriétés du BFUP

Propriété	7 jours	28 jours
f _c (MPa)	90,0	115,0
f _t (MPa)	N/A	11,0
MOR (MPa)	20,8	27,7
E _c (MPa)	33 000	36 000
v	0,22	0,25
Masse volumique (kg/m ³)	2600	N/A

4.3 ESSAIS DE CALORIMÉTRIE

L'essai de calorimétrie permet de mesurer l'évolution de la température dans les premiers jours suivant le contact E/C d'un béton. Ce dégagement de chaleur est dû à la réaction d'hydratation qui est très exothermique. Les mesures de température prises sur un jeune béton permettent d'estimer l'évolution du degré d'hydratation et donc les différentes propriétés mécaniques.

4.3.1 Description de l'essai

L'essai de calorimétrie consiste à remplir deux cylindres de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur de béton frais et de placer des thermocouples au cœur de chaque cylindre de béton. L'un des cylindres est entouré d'isolation thermique dans le calorimètre semi-adiabatique (avec perte thermique) de 450 mm de diamètre illustré à la Figure 4.1. Le deuxième cylindre est placé à

proximité du calorimètre et est en contact avec l'air ambiant. Un troisième thermocouple est placé à l'air libre et mesure la température ambiante.



Figure 4.1 Calorimètre semi-adiabatique

L'analyse des résultats est basé sur les recommandations du comité RILEM TC 119 - TCE [1997]. Les mesures de température prises dans le béton se trouvant dans le calorimètre permettent de déterminer les paramètres du modèle Danois [RILEM, 1997]. Avec ces paramètres, il est possible de calculer l'évolution de température du béton en condition adiabatique (sans perte thermique). La courbe de température adiabatique est utile à connaître puisqu'elle ne dépend pas d'un coefficient de perte thermique lié à un calorimètre. Cette courbe sert de donnée d'entrée lors des simulations numériques réalisées aux chapitres 5 et 7.

4.3.2 Résultats

La Figure 4.2 présente les résultats des essais de calorimétrie sur le BO et sur le BFUP. Les graphiques présentent chacun quatre courbes. Deux courbes présentent les résultats expérimentaux : la température ambiante mesurée et la température mesurée dans le calorimètre. Les deux autres courbes présentent les résultats du modèle Danois : l'élévation de température dans le calorimètre, en condition semi-adiabatique et l'élévation de température en condition adiabatique.

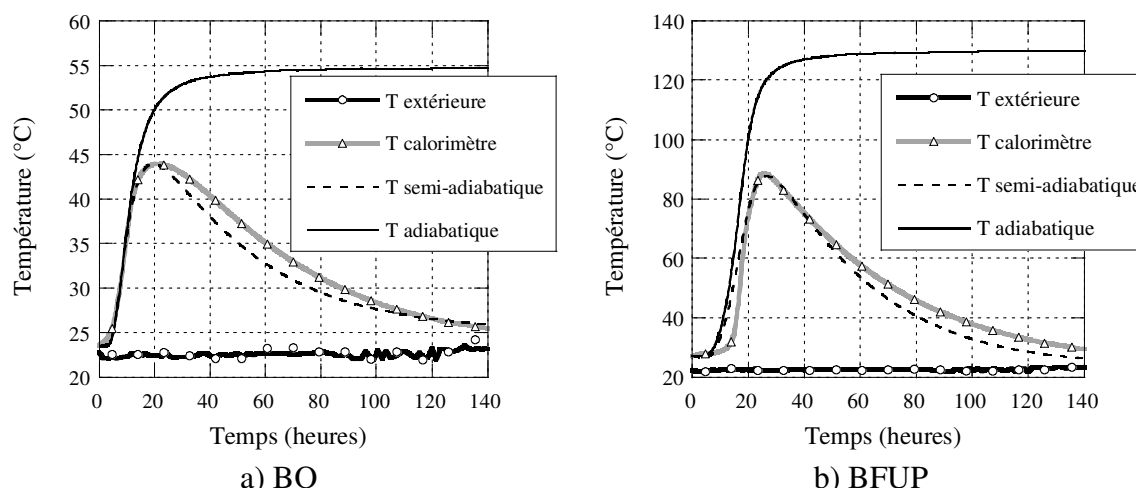


Figure 4.2 Résultats des essais de calorimétrie

Dans le cas du BO, en condition adiabatique, le béton atteint une température maximale de 55°C soit environ 32°C au dessus de la température ambiante. La température atteint cette valeur maximale 120 heures après le début de l'essai.

L'essai de calorimétrie sur le BFUP permet de mettre en évidence une période dormante prolongée. En effet, la température du béton commence à s'élever 10 heures après le contact E/C. Ce phénomène est dû au fort dosage en superplastifiant qui retarde le début de la réaction d'hydratation [Braiike, 2007]. En condition adiabatique, le BFUP atteint une température maximale de 130°C, soit 107°C au dessus de la température ambiante, 140 heures après le début de l'essai. Cette température maximale beaucoup plus élevée que dans le cas du BO s'explique par la grande quantité de ciment dans la formulation du BFUP.

4.4 ESSAIS DE RETRAIT

Le retrait est une donnée importante à connaître pour n'importe quel béton. L'essai de retrait permet d'évaluer le potentiel de contraction d'un béton pendant les premiers mois suivant sa fabrication.

4.4.1 Description de l'essai

Le retrait est mesuré sur des cylindres ayant une hauteur de 200 mm et un diamètre de 100 mm. Avant la coulée du béton, une jauge de type PMFL-60 est fixée au centre d'un moule de carton à

l'aide de fils métalliques (Figure 4.3). Les jauges sont connectées au système d'acquisition une fois les cylindres démoulés, soit 24 heures après le contact E/C. L'essai de retrait débute donc à un jour.

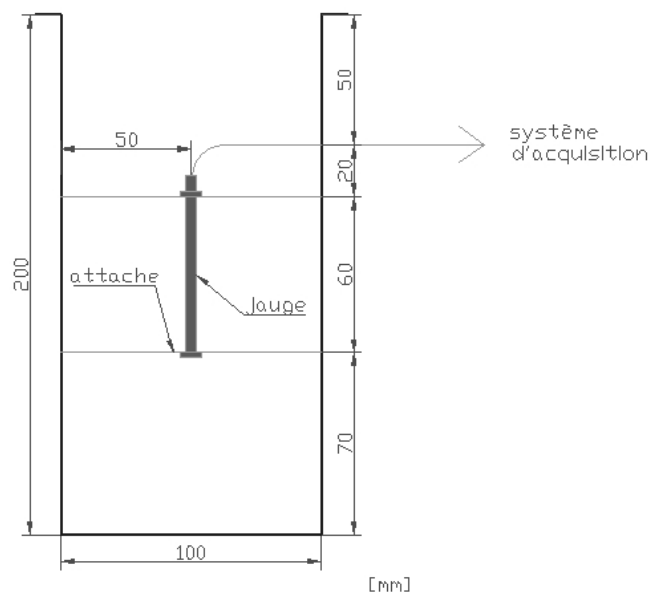


Figure 4.3 Spécimen pour l'essai de retrait

Pour chaque béton testé, quatre cylindres instrumentés sont prévus pour l'essai de retrait. Deux cylindres sont scellés immédiatement après leur démoulage à l'aide d'une pellicule d'aluminium autocollante. Cette pellicule empêche les échanges d'humidité entre le béton et l'air ambiant. Le retrait mesuré sur ces éprouvettes est endogène. La moyenne des mesures prises à chaque instant sur ces deux éprouvettes donne la courbe d'évolution du retrait endogène. Les deux autres cylindres sont laissés en contact avec l'air ambiant. Le retrait mesuré sur ces cylindres est total, soit la combinaison du retrait endogène et du retrait de séchage. Dans ce cas aussi, la moyenne est faite sur les mesures prises sur les deux éprouvettes afin d'obtenir l'évolution du retrait total.

Les déformations mesurées sur chaque cylindre par la jauge ont une incertitude de $\pm 7 \mu\epsilon$. Ainsi, lorsque la moyenne est réalisée sur les deux cylindres dans les mêmes conditions, l'incertitude sur la mesure finale double et est de $\pm 14 \mu\epsilon$.

Pendant toute la durée de l'essai de retrait, les cylindres sont disposés sur des tablettes dans la chambre à environnement contrôlée. La température de cette salle est maintenue à une température

de 22°C ($\pm 2^\circ\text{C}$) et à un taux d'humidité de 50% ($\pm 5\%$). Les mesures de retrait sont prises pour une durée de 300 jours.

4.4.2 Résultats

Les courbes de retrait sont présentées à la Figure 4.4. Chaque graphique donne le retrait total, endogène et de séchage pour un type de béton. Le retrait de séchage est la différence entre le retrait total et le retrait endogène. Les déformations sont négatives puisqu'il s'agit d'une contraction du béton.

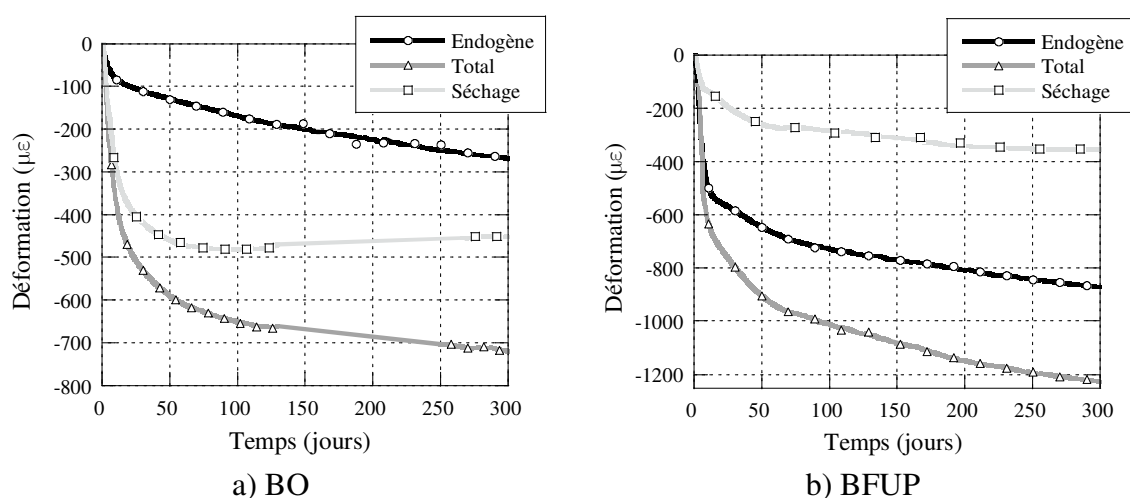


Figure 4.4 Résultats des essais de retrait

Dans le cas du BO, le retrait de séchage est plus important que le retrait endogène. Ceci s'explique par le rapport E/C assez élevé de ce béton, soit 0,62. Ainsi, le BO contient peu de ciment pour engendrer la réaction d'hydratation qui cause le retrait endogène. De plus, sa porosité est grossière ce qui favorise le séchage. Cependant, il faut noter que le retrait endogène augmente tout au long de l'essai pour atteindre une valeur de 270 $\mu\epsilon$ après 300 jours. Le retrait de séchage, quant-à-lui, se stabilise après 75 jours à une valeur pratiquement constante de 480 $\mu\epsilon$. Enfin, le retrait total du BO atteint une valeur de 720 $\mu\epsilon$ après 300 jours.

Pour le BFUP, les conclusions de l'essai de retrait sont inverses : le retrait de séchage est faible par rapport au retrait endogène qui est très élevé. Le BFUP a un rapport E/C très faible de 0,25 et une grande quantité de ciment, soit 1007 kg/m³. Il y a donc beaucoup de grain anhydre qui

peuvent s'hydrater et contribuer au retrait endogène. Cependant, comme sa pâte est très dense et qu'il y a peu d'eau dans le béton, le retrait de séchage est assez faible. Le retrait de séchage se stabilise à une valeur de 350 $\mu\epsilon$ après 235 jours. Le retrait endogène atteint 870 $\mu\epsilon$ après 300 jours tandis que le retrait total atteint 1225 $\mu\epsilon$.

Le BFUP a donc un potentiel de retrait total près de deux fois plus élevé que le BO. Un retrait aussi important n'est pas négligeable, particulièrement pour un béton qui sera utilisé pour une réparation et dont le retrait sera restreint. Par les essais de fluage, il sera possible de vérifier si ce béton est suffisamment viscoélastique pour relaxer les contraintes engendrées par un retrait restreint.

4.4.3 Comparaison

Le BO à l'étude pour ce projet a un retrait normal pour un béton de ce type. En effet, Bissonnette [2007] a mesuré un retrait total de l'ordre de 700 $\mu\epsilon$ après 140 jours, ce qui est semblable à ce qui a été observé sur notre BO.

Le BFUP développé à Polytechnique Montréal possède un retrait plus élevé que d'autres BFUP. Le BFUP de la famille des CEMTEC_{multiscale}® développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) [Rossi, 2002] a un retrait total de 400 $\mu\epsilon$ après 300 jours [Habel, 2004]. Ce BFUP a une composition semblable à celui de Polytechnique, mais son rapport E/C plus faible (0,18) et son dosage en fibres supérieur (6%) peuvent expliquer en partie son retrait plus faible.

4.5 ESSAIS DE FLUAGE EN COMPRESSION

L'essai de fluage en compression est un essai courant et standardisé. Il permet de connaître le potentiel de déformation d'un béton dans le temps sous une charge soutenue.

4.5.1 Description de l'essai

L'essai de fluage en compression est décrit par la norme ASTM C 512 - 02.

4.5.1.1 Montage et spécimen

Le fluage en compression est mesuré sur des cylindres de 200 mm de hauteur par 100 mm de diamètre instrumentés de la même façon que les cylindres utilisés pour les mesures de retrait (Figure 4.3). Comme pour l'essai de retrait, pour chaque béton testé, quatre cylindres instrumentés sont fabriqués et sont démoulés 24 heures après le contact E/C. Au démoulage, deux

des quatre cylindres sont immédiatement scellés avec la pellicule d'aluminium et tous les cylindres sont entreposés dans la salle à environnement contrôlé (22°C et 50% H.R.). Les cylindres sont placés dans les bâtis de fluage qui se trouvent dans la même salle à sept jours d'âge. Un bâti de fluage est illustré à la Figure 4.5. Le bâti de fluage comprend un vérin hydraulique plat de type Freyssinet à une extrémité et une rotule à l'autre.

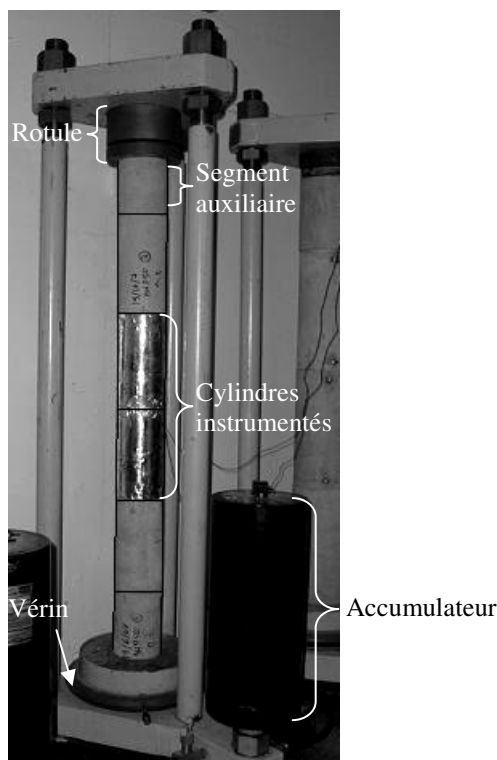


Figure 4.5 Bâti de fluage en compression

Avant un essai, chaque bâti est calibré avec une série de cylindres de béton non-instrumentés. Une cellule de charge est placée dans le haut du bâti, entre le premier cylindre de béton et la rotule. Par la suite, la colonne est chargée en ajoutant de l'azote sous pression dans l'accumulateur. Le gaz pousse sur l'huile qui va déformer le vérin plat et augmenter la charge dans la colonne. La cellule de charge permet de connaître la pression d'azote nécessaire dans l'accumulateur afin d'obtenir la charge désirée pour l'essai.

Quatre éprouvettes de 200 par 100 mm peuvent être empilées dans un bâti de fluage. Puisque seulement deux éprouvettes à tester sont placées dans chaque bâti, deux cylindres de béton non-

instrumentés sont placées au dessus et en dessous des deux spécimens. Enfin, afin d'avoir une colonne de béton suffisamment haute pour la bâti de fluage, deux segment auxiliaires de 100 mm de hauteur sont ajoutés dans le haut et dans le bas de la pile de cylindres.

4.5.1.2 Précisions des mesures

Comme pour l'essai de retrait, les déformations totales (ε_t) sont obtenues avec la moyenne des déformations mesurées sur les deux éprouvettes placées dans un même bâti de fluage. Il a été précisé que les déformations mesurées par les jauges est de $\pm 7 \mu\epsilon$. La précision sur ε_t est donc de $\pm 14 \mu\epsilon$. Les déformations uniquement due au chargement en compression (ε_c) s'obtiennent en soustrayant le retrait (ε_r) aux déformations totales (ε_t) :

$$\varepsilon_c = \varepsilon_t - \varepsilon_r \quad (4.1)$$

Ainsi les mesures de fluage en compression (ε_c) ont une incertitude égale à la somme des incertitudes sur ε_t et sur ε_r , soit $\pm 28 \mu\epsilon$.

4.5.1.3 Chargement

Afin d'être en mesure de comparer facilement les résultats de l'essai de fluage en compression et ceux de l'essai de fluage en flexion, il a été décidé de prévoir un chargement semblable dans les deux cas. Pour cette raison, le chargement en compression est très faible. Les contraintes visées lors des essais de fluage en compression valent près de 25% du MOR à sept jours et près de 5% de la résistance en compression au même âge. Dans le cas du BFUP, le chargement est moindre dû à des limites de chargement pour l'essai de fluage flexionnel. Les charges à appliquer sur chaque béton pour l'essai de fluage en compression sont présentées au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Chargements prévus pour les essais de fluage en compression

	Chargement	% MOR _{7j}	% f' _{c-7j}
BO	-1,0 MPa	28%	4,5%
BFUP	-3,5 MPa	17%	3,9%

4.5.2 Résultats

4.5.2.1 Déformations élastiques

Les déformations élastiques se calculent avec la relation de Hooke et le module d'Young :

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E_c} \quad (4.2)$$

Les déformations élastiques mesurées sur les cylindres placés dans les bâtis de fluage permettent de confirmer les charges appliquées. Le Tableau 4.7 donne les déformations élastiques mesurées et les contraintes correspondantes. Dans le cas du BO, les charges appliquées sont près de celle prévues. Pour ce qui est du BFUP, les charges appliquées sont légèrement inférieures. De plus, les charges appliquées dans les deux bâtis utilisés pour les essais sur le BFUP sont légèrement différentes.

Tableau 4.7 Déformations élastiques mesurées et contraintes réelles

		BO	BFUP
Spécimens scellés	$\varepsilon_{mesurée}$	-41 (± 14) $\mu\varepsilon$	-58 (± 14) $\mu\varepsilon$
	$\sigma_{réelle}$	-1,1 ($\pm 0,4$) MPa	-1,9 ($\pm 0,5$) MPa
Spécimens séchant	$\varepsilon_{mesurée}$	-41 (± 14) $\mu\varepsilon$	-66 (± 14) $\mu\varepsilon$
	$\sigma_{réelle}$	-1,1 ($\pm 0,4$) MPa	-2,2 ($\pm 0,5$) MPa

L'incertitude sur les contraintes réelles est obtenue avec l'incertitude sur les valeurs de déformations élastiques.

4.5.2.2 Fluage

Les courbes de fluage obtenues sont présentées à la Figure 4.6. Les courbes présentent le fluage total, mesuré sur les éprouvettes séchantes, et le fluage propre, mesuré sur les éprouvettes scellées. Les déformations élastiques et le retrait mesuré sont retirés des courbes correspondantes. Le fluage est négatif puisqu'il s'agit d'une déformation en compression.

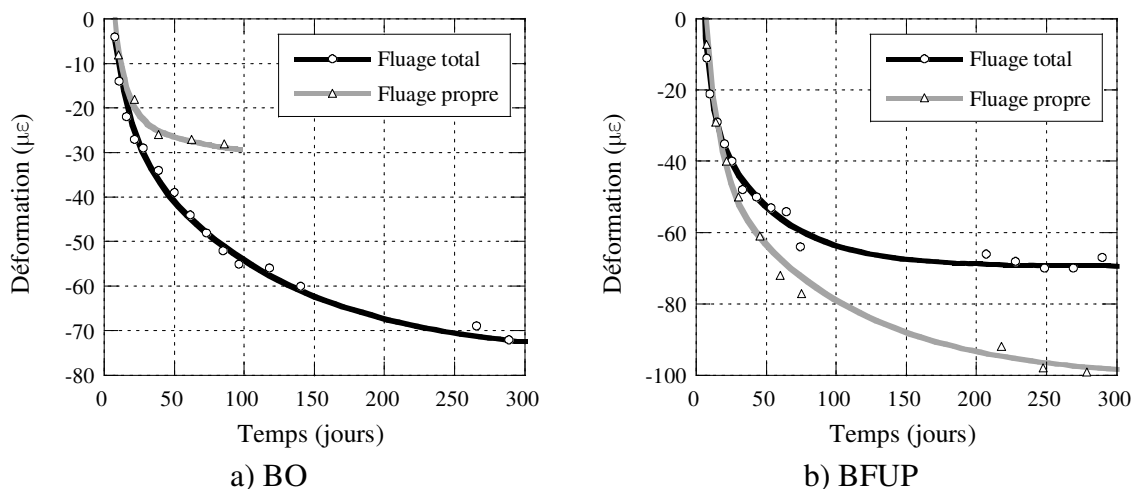


Figure 4.6 Résultats des essais de fluage en compression

Le fluage de séchage s'obtient en soustrayant le fluage propre du fluage total. Il n'est pas donné à la Figure 4.6 parce que son amplitude est trop faible.

4.5.2.3 Analyse et comparaison pour le BO

La courbe de fluage propre sur le BO est terminée à 100 jours puisqu'à partir de ce point, il y a des anomalies dans les données récoltées. Après 100 jours, le fluage total du BO atteint des valeurs plus de deux fois plus grande (en valeur absolue) que le fluage propre.

Le fluage du BO est d'un ordre de grandeur attendu pour un béton ordinaire. Selon les équations pour prédire le fluage de la norme A23.3 [CSA, 2004], le fluage après six mois pour une charge de 1,1 MPa est de 40 μɛ alors que le fluage total mesuré est sur le BO après 180 jours est supérieur, soit 67 μɛ.

4.5.2.4 Analyse et comparaison pour le BFUP

Dans le cas du BFUP, le fluage propre est supérieur (en valeur absolue) au fluage total. C'est une tendance inverse à ce qui est normalement attendu. En effet, le fluage total qui comprend le fluage de séchage et le fluage propre devrait être plus grand que le fluage propre seul. Cette observation peut être expliquée par une combinaison de facteurs.

D'abord, le chargement appliqué sur les éprouvettes de béton est très faible. Les déformations totales (ϵ_t , incluant les déformations élastiques et le retrait) mesurées sur les éprouvettes dans les

bâtis sont donc à peine plus élevées que le retrait (ϵ_r). Avec l'équation 4.1, une soustraction donne le fluage en compression (ϵ_c). Alors que les déformations totales et le retrait sont plus grands pour les spécimens séchant, la différence entre les deux est plus grande dans le cas des spécimens scellés. Ceci est illustré au Tableau 4.8 pour les déformations du BFUP à 300 jours.

Tableau 4.8 Déformations du BFUP en compression à 300 jours

Déformations à 300 jours	Spécimens scellés (Fluage propre et retrait endogène)	Spécimens séchant (Fluage et retrait total)
$\epsilon_t - \epsilon_{el}$ ($\mu\epsilon$)	-970	-1300
ϵ_r ($\mu\epsilon$)	-870	-1230
ϵ_c ($\mu\epsilon$)	-100	-70

Un autre point important à noter est l'incertitude sur les déformations. En tenant compte d'une incertitude de $\pm 28 \mu\epsilon$, aucune distinction réelle ne peut être faite entre les deux types de fluage dont la différence n'est que de $30 \mu\epsilon$ à 300 jours.

Malgré tout, certaines hypothèses ont été avancées afin d'expliquer pourquoi le fluage propre est plus grand que le fluage total lors d'un si petit chargement. Les microfissures créées par le retrait sont perpendiculaires au chargement en compression appliqué sur les spécimens. Il est donc possible qu'un si faible chargement contribue uniquement à fermer ces fissures et à réduire le séchage. Les mécanismes de fluage reliés au séchage ne se produisent donc pas pour le spécimen exposé à l'air ambiant, et c'est seulement le retrait total qui est réduit. Ce phénomène n'est pas observé pour le BO car sa structure poreuse permet un séchage même si les microfissures sont refermées ce qui n'est pas le cas de la structure très dense du BFUP.

Habel [2004] a réalisé des essais de fluage en compression sur le BFUP de la famille des CEMTEC_{multiscale}® à des chargements de 27% et 46% du f'_c . Les spécimens sont chargés à six jours et des essais sont réalisés sur des spécimens scellés et découverts. Comme pour ce projet, dû à la précision de ses instruments de mesure, Habel ne note aucune différence entre le fluage total et le fluage propre. Le fluage spécifique mesuré par Habel est de $50 \mu\epsilon/\text{MPa}$ après 250 jours. Cette valeur s'approche de ce qui a été mesurée dans ce projet. En effet, le fluage spécifique mesuré à 250 jours est de $30 \mu\epsilon/\text{MPa}$ pour le fluage total et de $50 \mu\epsilon/\text{MPa}$ pour le fluage propre.

4.6 ESSAIS DE FLUAGE EN TRACTION

Les essais de fluage en traction ont été réalisés au Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) à Paris. Seul le BFUP a été testé dans le cadre d'un programme expérimental qui a permis de connaître le comportement déformationnel en traction de ce béton à différents âges.

4.6.1 Description de l'essai

4.6.1.1 Description du montage

Le LCPC possède deux bâtis de type fléau à bras de levier placés dans une salle à environnement contrôlé (20°C et 50% H.R.). Les bâtis permettent de transmettre un effort de traction directe sur des éprouvettes cylindriques, de 130 mm de diamètre et 500 mm de hauteur (Figure 4.7). Le bras de levier du bâti a un rapport de 5/1 et permet d'empiler un maximum de 100 masses pesant 13 kg chacune. Ainsi, la contrainte maximale qui peut être appliquée sur une éprouvette est de 5,0 MPa [Reviron, 2009].

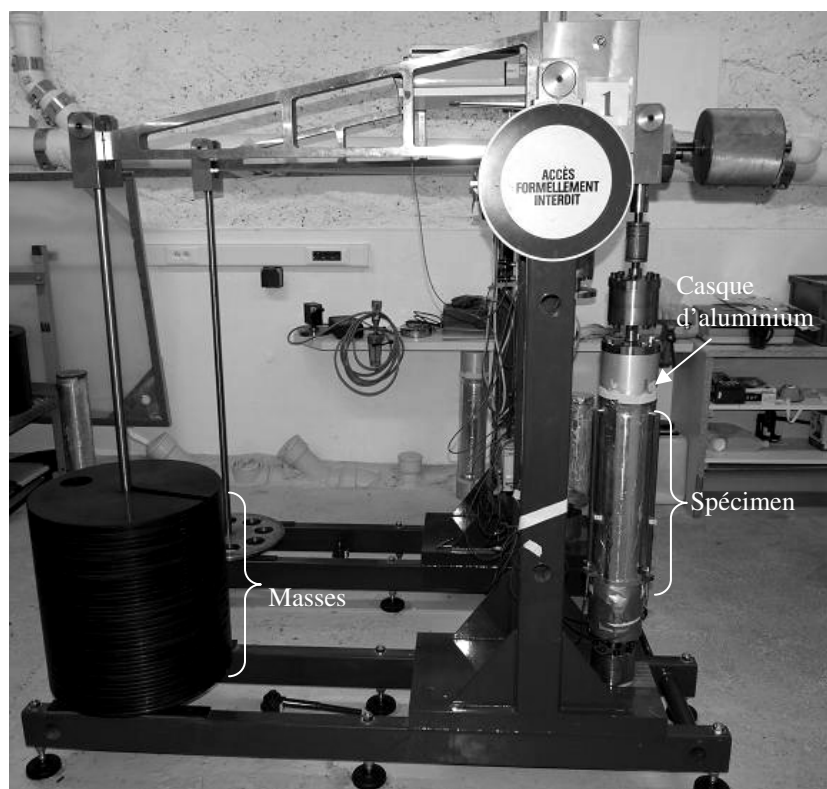


Figure 4.7 Bâti de fluage en traction du LCPC

Des casques d'aluminium collés aux extrémités des éprouvettes permettent de fixer les éprouvettes aux bâtis et de transmettre l'effort de traction. Trois rotules, deux en haut de l'éprouvette et une dans le bas, permettent d'aligner le spécimen dans le bâti et d'éviter les efforts de flexion.

Pour chaque essai de fluage en traction, deux spécimens sont préparés. Le premier est placé dans un bâti de fluage tandis que le second, instrumenté de la même façon, n'est pas chargé et permet de mesurer le retrait du béton testé (Figure 4.8).

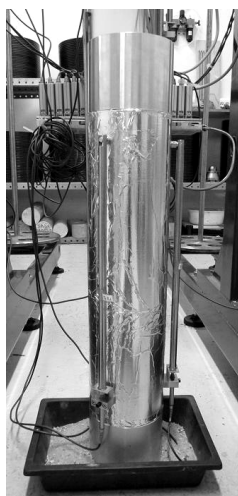


Figure 4.8 Éprouvette pour mesure du retrait

4.6.1.2 Préparation des spécimens

Les spécimens de fluage en traction sont démoulés 24 heures après le contact E/C et sont surfacés dans les heures qui suivent afin que les extrémités soient lisses, plane et parallèles entre elles. Ensuite, les spécimens sont scellés avec une pellicule d'aluminium autocollante.

Une journée avant le début de l'essai, les extrémités sont découvertes de la pellicule d'aluminium et enduite d'une couche de primaire à base d'époxy. Vingt-quatre heures plus tard, une fois le primaire sec, les surfaces sont poncées et les casques d'aluminium sont collés en appliquant une pression à l'aide d'une presse (Figure 4.9).



a) Mise en place des casques



b) Casques sur l'éprouvette

Figure 4.9 Collage des casques en aluminium

4.6.1.3 Mesures

Trois tiges d'invar de 400 mm de longueur sont placées à 120° autour de l'éprouvette parallèlement à l'axe longitudinal du spécimen. Un capteur de déplacement est placé à l'extrémité de chaque tige (Figure 4.10). Les supports pour les tiges et les extensomètres sont fixés à l'aide d'inserts noyés dans le spécimen. La déformation de l'éprouvette est obtenue par la moyenne des mesures prises par les trois capteurs. La précision des mesures est de $\pm 3 \mu\epsilon$.



a) Tige d'invar



b) Extensomètre

Figure 4.10 Capteurs pour l'essai de fluage en traction

4.6.1.4 Programme expérimental

Tel qu'indiqué précédemment, seul des spécimens de BFUP en condition endogène ont été testés. Au total, quatre spécimens ont été testés en traction à des âges différents mais à un même taux de chargement de 30% de la résistance en traction. Ceci permet de comparer la cinétique du fluage en traction selon l'âge de chargement. Le Tableau 4.9 résume les essais réalisés.

Tableau 4.9 Programme d'essais de fluage en traction

Essai		Age au chargement	f _t estimé	Taux de chargement	Contrainte appliquée	Durée de l'essai	Rupture
1	a	3 jours	7.4 MPa	30%	2.2 MPa	3 jours	non
	b	6 jours	8.6 MPa	45%	3.9 MPa	5 heures	à la base
2		5 jours	8.3 MPa	30%	2.5 MPa	40 minutes	à la base
3		7 jours	8.7 MPa	30%	2.6 MPa	56 jours	non
4		44 jours	12.2 MPa	30%	3.7 MPa	2 jours	en haut

La résistance en traction du BFUP est connue à 28 jours seulement (Tableau 4.5). Cependant, l'évolution de la résistance en compression du BFUP est connue entre 1 jour et 28 jours [Bastien Masse, 2007]. L'évolution de la résistance en traction est donc supposée proportionnelle à celle de la résistance en compression afin d'obtenir les valeurs indiquées au Tableau 4.9.

Dans certains cas, il y a eu rupture des éprouvettes en cours d'essai et le peu de données recueillies ne permettent pas l'analyse des résultats. La rupture s'est à chaque fois produite près d'une des extrémités de l'éprouvette, soit à la base, soit dans le haut de l'éprouvette. Des hypothèses expliquant les causes de ces ruptures sont présentées plus loin dans ce chapitre.

4.6.2 Résultats

4.6.2.1 Fluage à 3 jours

L'essai de fluage en traction débute 3 jours après la fabrication de l'éprouvette avec un chargement de 2,2 MPa tel qu'indiqué au Tableau 4.9. Par la suite, la charge est augmentée à l'âge de 6 jours, soit 3 jours après le début de l'essai, mais il y a eu rupture du spécimen dans le heures qui ont suivies. Les résultats de l'essai de fluage en traction du BFUP à 3 jours sont

présentés à la Figure 4.11. La courbe est interrompue au moment où la charge est augmentée, à 6 jours. Pour tracer ce graphique, la déformation élastique et le retrait sont retirés des résultats obtenus.

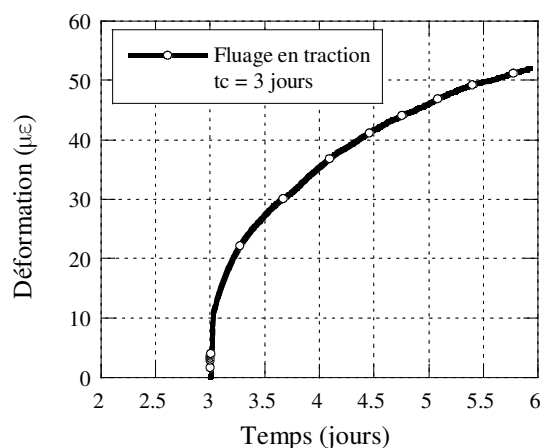


Figure 4.11 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 3 jours

Après 3 jours, le BFUP s'est déformé de 52 $\mu\epsilon$ sous une charge de 2,2 MPa. À ce moment là, la charge a été augmentée à 3,9 MPa. Trois heures après l'augmentation de la charge, l'éprouvette s'est rompue à sa base, près du joint de colle inférieur. Il est à noter que la rupture s'est faite dans la matrice de béton et non dans la colle.

4.6.2.2 Fluage à 7 jours

Le Tableau 4.9 présente le chargement appliqué à l'éprouvette chargée à l'âge de 7 jours. L'essai a duré 56 jours. Les résultats de l'essai sont présentés à la Figure 4.12. Pour tracer ce graphique, la déformation élastique et le retrait sont retirés des résultats obtenus. Après 56 jours d'essai, le fluage en traction du BFUP est de 132 $\mu\epsilon$ sous une charge de 2,6 MPa.

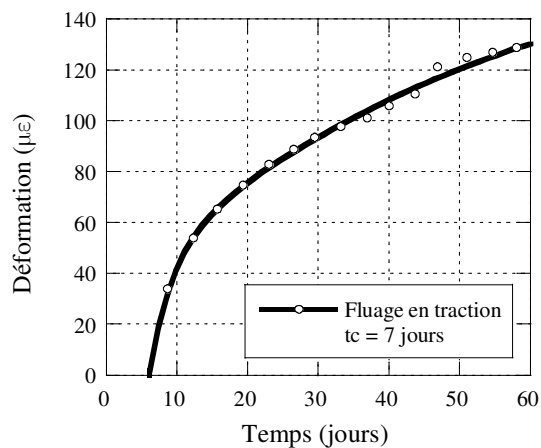


Figure 4.12 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 7 jours

4.6.2.3 Fluage à 44 jours

L'essai 4 a pour but d'étudier le fluage du BFUP mature. L'essai a duré seulement 2 jours, puisqu'il y a rupture du joint de colle en haut de l'éprouvette. Les résultats de l'essai sont présentés à la Figure 4.13. Après 2 jours, le fluage en traction est de 28 $\mu\epsilon$ pour une charge de 2,7 MPa.

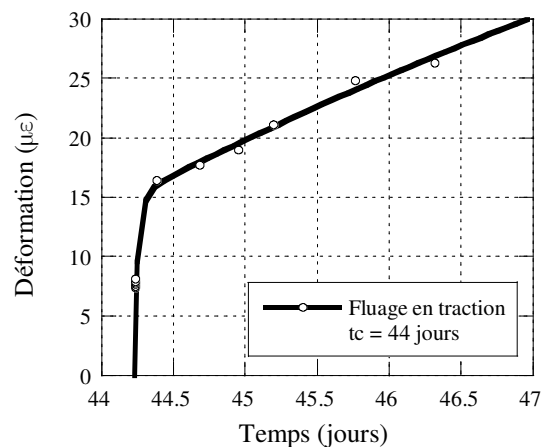


Figure 4.13 Fluage propre en traction du BFUP chargé à 44 jours

4.6.3 Ruptures en cours d'essai

Les deux essais de fluage au jeune âge (essais 1 et 2 du Tableau 4.9) se sont terminés par une rupture de l'éprouvette à sa base. La rupture a lieu dans la matrice de béton, près du joint de colle inférieur (Figure 4.14).



a) rupture à la base de l'éprouvette



b) Surface inférieure de la rupture
(côté casque)



c) Surface de rupture supérieure
(côté éprouvette)

Figure 4.14 Rupture de l'éprouvette de fluage en traction au jeune âge

Trois hypothèses sont proposées pour expliquer cette rupture :

1. Les éprouvettes sont surfacées 24 heures après le contact E/C alors qu'elles sont encore chaudes. Le rodage à l'eau froide à un si jeune âge peut abîmer la pâte de ciment et déchausser en partie les fibres aux extrémités de l'éprouvette.
2. Les ruptures se sont produites à la base des éprouvettes. Sur les surfaces de rupture, une majorité de fibres sont couchées et parallèles à la rupture (Figure 4.14c). Placées de cette façon, les fibres ne reprennent pas les efforts de traction. Cette orientation des fibres est probablement due à la méthode de fabrication des spécimens. Ceux-ci sont coulés par le haut dans un moule cylindrique. Avec les effets d'écoulement dans le moule, il est possible que la majorité des fibres dans le bas du spécimen se retrouvent couchées, parallèlement au fond du moule. Ceci crée une zone de faiblesse dans le bas de l'éprouvette, là où se produisent les ruptures.

3. L'amplitude du retrait du BFUP est considérable. Dans le cas de l'éprouvette chargée à 3 jours, entre le moment de la mise en charge et le moment de la rupture, le retrait est de 266 $\mu\epsilon$ alors que le fluage en traction n'est que de 52 $\mu\epsilon$. Le retrait radial a pu engendrer une concentration des contraintes près des joints de colle. Cette hypothèse a été vérifiée à l'annexe D à l'aide d'un modèle d'éléments finis analysé avec le logiciel CESAR-LCPC.

4.6.4 Comparaison

4.6.4.1 Comparaison du fluage en traction à 3, 7 et 44 jours

Des spécimens ont été chargés en traction à 3, 7 et 44 jours d'âge. Afin de comparer le fluage en traction du BFUP pour ces trois temps de chargement, la Figure 4.15 présente les résultats en fluage spécifique, soit le rapport entre la déformation mesurée et la contrainte appliquée lors de l'essai. Comme il y a rupture des éprouvettes pour les essais qui ont débuté à 3 et 44 jours, les données sont comparées uniquement sur 3 jours.

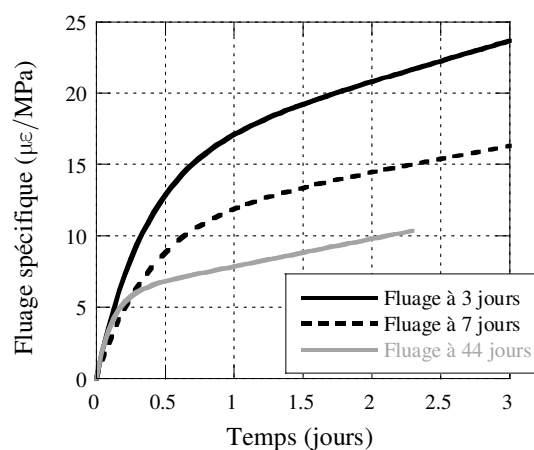


Figure 4.15 Comparaison du fluage en traction du BFUP pour différents temps de chargement

La Figure 4.15 permet de conclure que plus le BFUP est mature au moment du chargement, moins le fluage en traction est grand. Ceci confirme la théorie de l'écoulement visqueux présentée au chapitre 2 (section 2.2.2.5). Selon cette théorie, la viscosité de la pâte de ciment diminue avec le temps. Plus le béton est mature, plus le squelette d'hydrate de la pâte est rigide et moins il se déforme.

4.6.4.2 Comparaison avec la littérature

Plusieurs campagnes expérimentales ont été réalisées sur le fluage en traction. Quelques BFUP ont été testés mais peu l'ont été dans des conditions semblables à celles réalisées ici.

Kamen [2009a] a réalisé des essais de fluage propre en traction sur le BFUP de la famille CEMTEC_{multiscale}®. Des éprouvettes âgées de 3 jours sont chargées à 63% et à 32% de f_t . Le fluage des éprouvettes chargées à un taux de 32% se stabilisent après 2 jours d'essai à 6 $\mu\epsilon$ /MPa. Ceci diffère de ce qui a été observé dans le cadre de ce projet. Le fluage des éprouvettes de BFUP chargée à 3 jours à un taux de 30% ne semble pas se stabiliser et atteint 21 $\mu\epsilon$ /MPa après deux jours d'essai. Ceci s'explique probablement par un dosage en fibres différents. Le BFUP CEMTEC_{multiscale}® a un dosage en fibre de 9% (volumique) alors que le BFUP de Polytechnique ne contient que 4% de fibres. Un dosage élevé en fibres contribue à diminuer les déformations en traction.

4.7 ESSAIS DE FLUAGE EN FLEXION

L'essai de fluage en flexion a été développé afin d'avoir un montage plus simple que celui de fluage en traction. L'objectif est d'utiliser les données de fluage en flexion et de fluage en compression afin de connaître le fluage en traction d'un béton. Comme pour les essais de fluage en compression, deux bétons ont été testés, soit le BO et le BFUP.

4.7.1 Description de l'essai

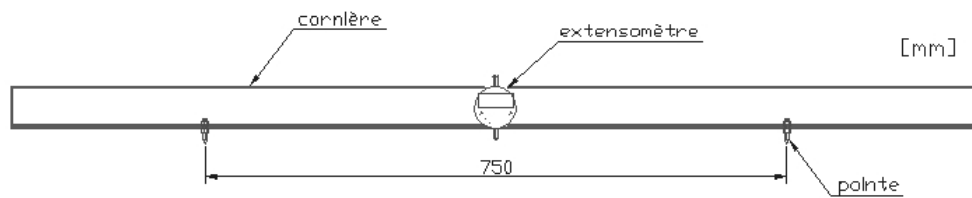
Le montage de fluage en flexion est inspiré de celui développé au Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) à l'Université Laval [Fortin, 2005]. L'essai consiste à charger en deux points des poutrelles de béton simplement appuyées à leurs extrémités. Par la suite, la flèche est mesurée afin de connaître son évolution dans le temps. La procédure détaillée de cet essai est présentée à l'annexe A.

4.7.1.1 Montage et spécimens

Les poutrelles, illustrées à la Figure 4.16, sont assez élancées. Elles ont une longueur de 1250 mm, une largeur de 100 mm et une hauteur de 50 mm. Pour chaque béton testé, huit poutrelles sont fabriquées. Elles sont décoffrées 24 heures après le contact E/C et placées dans la salle à environnement contrôlé (22°C et 50% H.R.). La moitié des poutrelles sont scellées avec une pellicule d'aluminium autocollante.

Les spécimens sont installés dans une étagère en acier. Les poutres de l'étagère servent d'appuis aux poutrelles tel qu'illustré à la Figure 4.16b. Les poutrelles sont placées sur leurs appuis sept jours après leur fabrication. Deux morceaux de téflon sont placés entre chaque appui et la poutrelle de béton. Ceci permet de limiter le frottement aux appuis.

Pour chaque série de quatre poutrelles dans les mêmes conditions (scellées ou non), seulement deux poutrelles sont chargées. Les poutrelles sans charges servent de témoin et permettent de mesurer l'évolution de la flèche due au poids propre et au retrait du béton. Les poutrelles chargées supportent en deux points des masses d'acier suspendues à 225 mm de chaque extrémité des poutrelles. La charge est appliquée à la poutrelle par des plaques d'acier de 30 mm de largeur.



a) appareil de mesure



b) extensomètre



c) pointe

Figure 4.17 Appareil de mesure pour l'essai de fluage en flexion

Les pointes de la cornière s'appuient sur les plots troués situés près des plaques de chargements. L'extensomètre vient mesurer la flèche au centre de la poutre où le troisième plot est collé. La flèche est donc mesurée entre les deux points de chargement, dans la zone de moment constant.

Avant chaque nouvelle série de mesures, l'extensomètre est mis à zéro sur une barre d'acier de référence. Cette barre, parfaitement droite, est conservée en permanence dans la salle à environnement contrôlée (22°C et 50% H.R.). Elle est trouée en deux points séparés de 750 mm afin de recevoir les pointes de l'appareil de mesure pour la mise à zéro de l'extensomètre.

4.7.1.3 Précision des mesures

Chaque fois qu'une série de mesures est prise sur quatre poutres entreposées dans les mêmes conditions, huit mesures de flèches sont notées au total. En effet, deux mesures de flèches sont prises sur chaque poutrelle. Ces deux mesures ne doivent pas être écartées de plus de 0,005 mm.

La flèche totale (Δ_{Total}) s'obtient en réalisant la moyenne des quatre mesures prises sur toutes les poutres chargées. De la même façon, la flèche due au poids propre (Δ_{Poids}) est obtenue par la

moyenne des quatre mesures prises sur les deux poutrelles sans chargement. Ainsi, la flèche uniquement due aux charges (Δ_F) s'obtient en soustrayant la flèche due au poids propre et au retrait à la flèche totale. L'équation 4.3 présente cette opération.

$$\Delta_F = \Delta_{\text{Total}} - \Delta_{\text{Poids}} \quad (4.3)$$

Pour obtenir Δ_F , huit mesures ayant une incertitude de $\pm 0,005$ mm ont été nécessaires. L'incertitude sur cette donnée finale est donc 8 fois plus grande, soit $\pm 0,04$ mm.

4.7.1.4 Analyse des mesures

Les mesures des flèches servent à calculer les déformations des fibres supérieures et inférieures des poutres en flexion. Pour ce faire, les hypothèses suivantes sont posées :

- les déformations sont du domaine élastique;
- les déformations sont petites;
- la courbure de la poutre peut s'approximer par un arc de cercle.

Ainsi, le rayon de courbure ρ des poutrelles est calculé avec les coordonnées de trois points par lesquelles passe l'arc de cercle. Ces trois points représentent les plots placés sur la poutrelle. Les points P1 et P3, illustrés à la Figure 4.18, représentent les points d'appuis des pointes de l'appareil de mesure tandis que P2 représente le centre de la poutre, là où la mesure de la flèche est prise. Les coordonnées de chaque point sont données au Tableau 4.10.

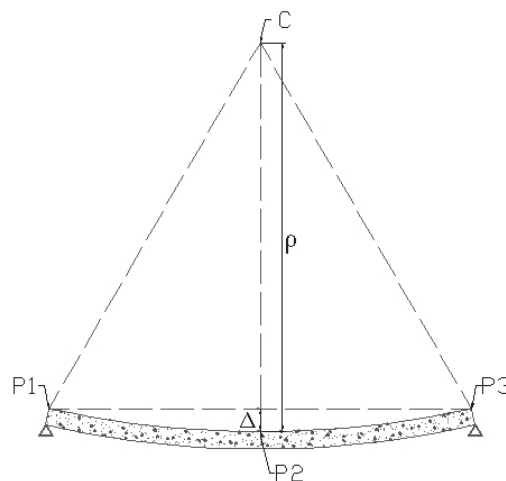


Figure 4.18 Rayon d'un cercle passant par 3 points

Une fois la mesure du rayon connue, la déformation due au fluage en flexion se calcule à l'aide de l'équation 4.4 [Bazergui, 2002].

$$\varepsilon_F = \frac{h/2}{\rho} \quad (4.4)$$

où ε_F : fluage en flexion
 h : profondeur de la poutrelle
 ρ : rayon de courbure de la poutrelle déformée

Tableau 4.10 Coordonnées des points de l'arc de cercle

Point	Coordonnées	
	X (mm)	Y (mm)
P1	250	0
P2	625	Δ_F
P3	1000	0

Connaissant l'incertitude de $\pm 0,04$ mm sur la mesure de la flèche, l'incertitude sur la déformation est déduite à ± 14 $\mu\epsilon$.

4.7.1.5 Chargement

Les chargements appliqués sur les poutrelles de BO et de BFUP lors des essais de fluage en flexion sont présentés au Tableau 4.11. Pour des raisons de capacité du montage, le chargement des poutrelles de BFUP est limité 16% du MOR à sept jours. En effet, afin d'atteindre une contrainte de 3,3 MPa, deux masses de 67 kg doivent être suspendues à la poutrelle et ces masses occupent tout l'espace disponible verticalement pour le montage.

Tableau 4.11 Chargements prévus pour les essais de fluage en flexion

	Chargement	% MOR _{7j}
BO	1,1 MPa	32%
BFUP	3,3 MPa	16%

4.7.2 Résultats

4.7.2.1 Flèche élastique

Une première mesure de la flèche est prise immédiatement après la mise en place des masses. Cette première mesure représente la flèche élastique. Afin de valider la mesure, la valeur obtenue est comparée à la valeur de la flèche élastique calculée de façon analytique.

En utilisant la méthode de double intégration, l'équation de la flèche s'obtient avec les trois relations suivantes [Bazergui, 2001] :

$$\frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{E_c I} \quad (4.5)$$

$$\frac{d\Delta}{dx} = \int \frac{M}{E_c I} dx + C_1 \quad (4.6)$$

$$\Delta = \iint \left(\frac{M}{E_c I} dx \right) dx + C_1 x + C_2 \quad (4.7)$$

où Δ : flèche
 x : distance longitudinale à partir d'une extrémité de la poutre (Figure 4.19)
 C_1 et C_2 : constantes d'intégration



Figure 4.19 Schéma de la poutrelle

La démarche complète afin d'obtenir C_1 et C_2 à l'aide des équations 4.5 à 4.7 est présentée à l'annexe B. L'équation de la flèche entre les deux points de chargement de la poutrelle, soit entre les points B et D illustrés à la Figure 4.19, est donnée à l'équation 4.8. Cette équation donne la flèche calculée en tenant compte uniquement des charges ponctuelle et non du poids propre de la poutre.

$$EI \cdot \Delta = \frac{Pax^2}{2} + C_1x + C_2 \quad (4.8)$$

où P : charge

a : distance entre l'appui de la poutre et le point d'application de la première charge (Figure 4.19)

Les pointes de l'appareil de mesure sont déposées chacune sur les plots, à 212,5 mm des appuis de la poutre (Figure 4.16). Afin d'obtenir analytiquement la valeur tel que mesurée par l'appareil, il faut faire la différence entre la flèche au centre de la poutre et la flèche au point d'appuis comme à l'équation 4.7.

$$\Delta_{\text{calculée}} = \Delta_p - \Delta_c \quad (4.9)$$

où Δ_p : flèche à l'endroit où se place la pointe de l'appareil de mesure

Δ_c : flèche au centre

Le Tableau 4.12 donne les valeurs des flèches élastiques calculées analytiquement et celles mesurées lors des essais.

Tableau 4.12 Flèches élastiques claculées et mesurées

	BO	BFUP
P	206,0 N	643,5 N
Δ_p	-0,19 mm	-0,45 mm
Δ_c	-0,31 mm	-0,74 mm
$\Delta_{\text{calculée}}$	-0,12 mm	-0,29 mm
Δ_{exp} (±0,04 mm)	-0,08 mm	-0,27 mm

En tenant compte de l'incertitude sur les mesures expérimentales, les flèches mesurées correspondent environ aux flèches calculées. Pour le calcul analytique, les charges sont appliquées en un seul point alors que lors de l'essai la charge est appliquée à l'aide de plaques d'acier ayant une largeur de 30 mm (Figure 4.16a). Ceci peut aussi expliquer la différence entre les valeurs calculées et celles mesurées.

4.7.2.2 Fluage

Les courbes présentées à la Figure 4.20 présente les déformations aux fibres extrêmes lors de l'essai de fluage en flexion. Pour chaque courbe, les déformations élastiques, le fluage dû au poids propre et le retrait ont été retirés afin d'obtenir uniquement le fluage causé par les charges. Les courbes pointillées illustrent l'incertitude de $\pm 14 \mu\epsilon$ sur les mesures expérimentales.

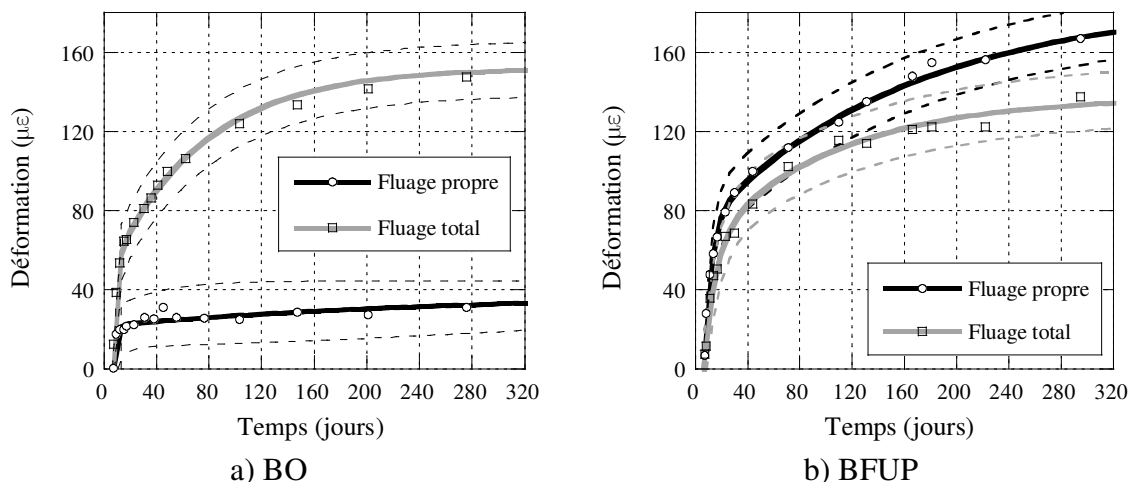


Figure 4.20 Résultats de l'essai de fluage en flexion

Dans le cas du BO, le fluage total atteint 155 $\mu\epsilon$ après 320 jours d'essai. Le fluage propre, mesuré sur les spécimens scellés, est beaucoup plus petit et atteint seulement 35 $\mu\epsilon$ après le même nombre de jours. Le fluage propre représente donc 23% du fluage total. Cette proportion est plus faible que celle observée pour le fluage en compression (50% du fluage total après 100 jours).

Pour ce qui est du BFUP, comme pour le fluage en compression, les déformations de fluage propre sont supérieures au fluage total. Les mêmes explications peuvent être apportées. Les flèches totales (fluage incluant les flèches élastiques et celles dues au retrait et au poids propre) mesurées en condition scellé ou non scellé sont pratiquement égales. Par contre, les flèches mesurées sur les poutres sans charges et non scellées sont plus grandes que celles mesurées sur les poutres sans charges et scellées. Ainsi, avec la soustraction décrite à l'équation 4.3, les flèches et les déformations obtenues sont plus grande pour le fluage propre. Les équations 4.10 résument le tout.

$$\begin{aligned}
\Delta_{\text{Total-Scellé}} &\approx \Delta_{\text{Total-Non scellé}} \\
\Delta_{\text{Poids-Scellé}} &< \Delta_{\text{Poids-Non scellé}} \\
\Delta_{\text{F-Scellé}} &= \Delta_{\text{Total-Scellé}} - \Delta_{\text{Poids-Scellé}} \\
\Delta_{\text{F-Non scellé}} &= \Delta_{\text{Total-Non scellé}} - \Delta_{\text{Poids-Non scellé}} \\
\therefore \Delta_{\text{F-Scellé}} &> \Delta_{\text{F-Non scellé}}
\end{aligned} \tag{4.10}$$

Une fois de plus, il faut noter qu'en tenant compte de l'incertitude de $\pm 14 \mu\epsilon$, la différence entre les deux types de fluage n'est pas si grande.

4.8 ANALYSE DES RÉSULTATS DE FLUAGE

Dans la prochaine section de ce travail, les amplitudes de fluage en compression, traction et flexion sont comparées pour les deux bétons à l'étude. Par la suite, avec les résultats de fluage, une méthode d'analyse simplifiée utilisant le fluage en flexion et le fluage en compression pour obtenir le fluage en traction est développée. Cette méthode sera validée au chapitre 5 à l'aide d'un modèle aux éléments finis.

Les déformations présentées dans cette section sont en fluage spécifique soit le rapport entre la déformation mesurée et la contrainte appliquée lors de l'essai. Afin d'alléger le texte, le terme spécifique est omis.

4.8.1 Fluage propre

La Figure 4.21 illustre sur un même graphique les déformations de fluage propre en flexion, traction et compression pour le BO et le BFUP.

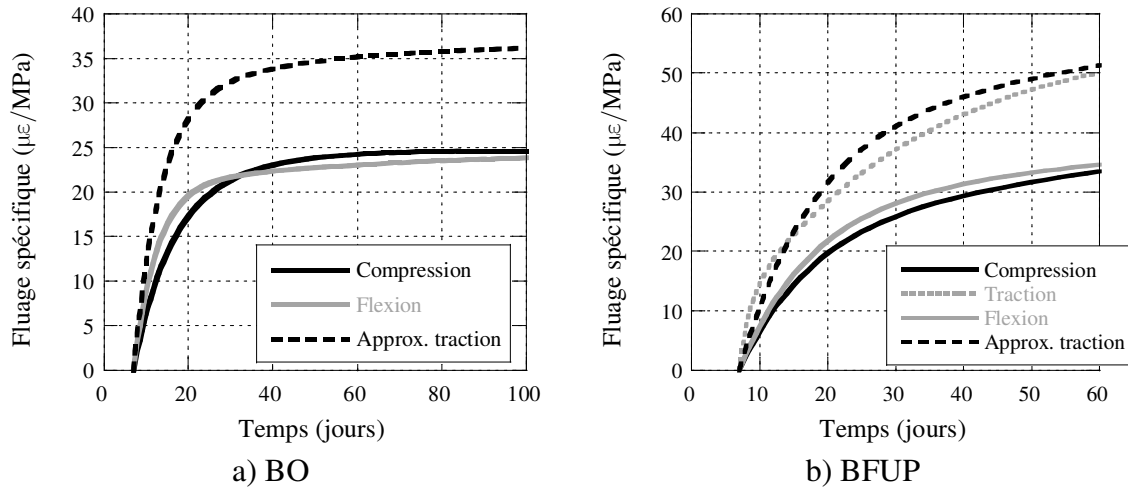


Figure 4.21 Fluage propre

Dans le cas du BO comme dans celui du BFUP, le fluage en compression et en flexion se confondent. Pour ce qui est du BFUP, le fluage en traction, mesuré jusqu'à 60 jours, est supérieur au fluage en compression et en flexion.

La Figure 4.21 permet également de comparer le fluage du BO et celui du BFUP. Le fluage en compression du BO après 60 jours est inférieur à celui du BFUP après la même durée. Le BFUP a donc un plus grand potentiel de fluage que le BO.

4.8.1.1 Méthode d'approximation du fluage en traction

Pour le BFUP, les trois types d'essais de fluage ont été réalisés. Ceci permet de proposer une méthode d'approximation du fluage propre en traction à partir des fluages propres en compression et flexion (équation 4.11). La méthode d'approximation est obtenue en comparant les résultats de fluage en traction aux résultats de fluage en compression et flexion pour le BFUP tel qu'illustré schématiquement à la Figure 4.22.

$$\epsilon_T = \epsilon_F + \frac{\epsilon_C}{2} \quad (4.11)$$

où ϵ_T : fluage spécifique en traction
 ϵ_C : fluage spécifique en compression
 ϵ_F : fluage spécifique en flexion

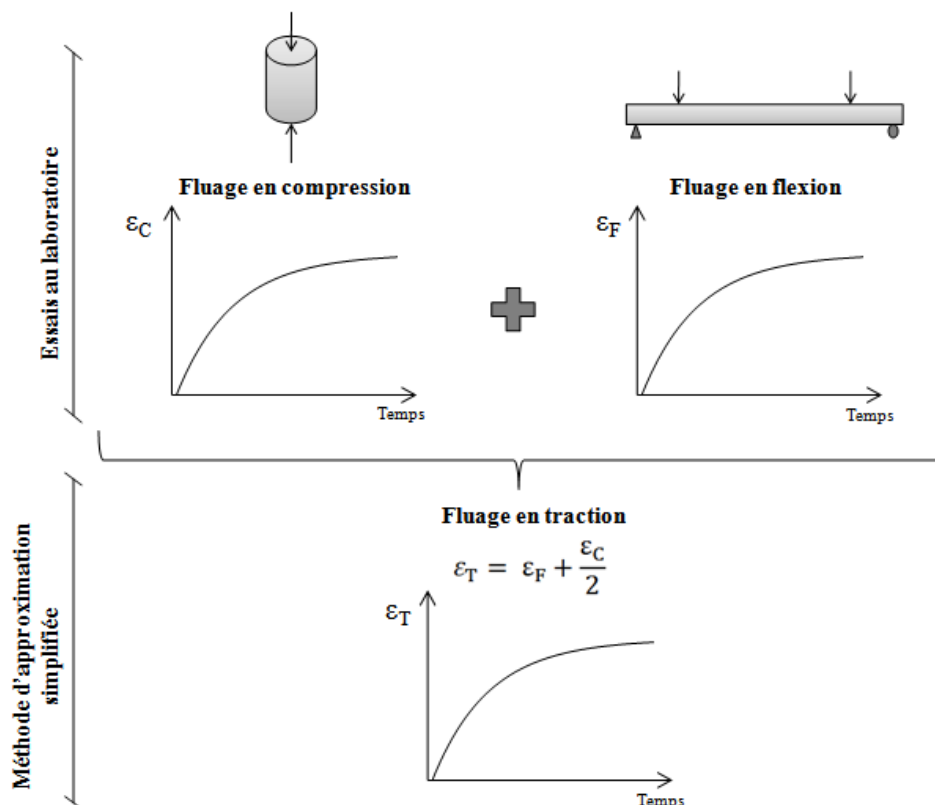


Figure 4.22 Méthode d'approximation simplifiée du fluage en traction

Il est à noter que les volumes des spécimens utilisés pour les trois essais de fluage (traction, compression et flexion) est différent. Cependant, pour développer cette méthode d'approximation, il est supposé que les résultats de fluage propre ne sont pas influencés par des effets d'échelle.

L'approximation du fluage en traction est donnée en trait pointillé sur la Figure 4.21. Bissonnette [2007] a mesuré pour un béton normal (E/C de 0,40) un fluage propre en traction de $50 \mu\epsilon/\text{MPa}$ après 60 jours d'essai. C'est supérieur à ce qui est approximé par la méthode simplifiée, mais l'ordre de grandeur reste bon.

La méthode d'approximation est validée au chapitre 5 à l'aide d'un modèle d'éléments finis. De plus, cette méthode devra être confirmée en réalisant d'autres campagnes d'essais de fluage en traction, compression et flexion sur un même béton. Une avenue à étudier est que la division par 2 du fluage en compression soit remplacée par un facteur F. Ce facteur F pourrait varier selon

différents paramètre tel que le rapport E/C et la résistance en compression du béton lors du chargement.

4.8.2 Fluage total

La surface exposée à l'air et le volume des spécimens utilisés sont différents d'un type d'essai de fluage à l'autre. Ainsi, le séchage de la poutrelle de 1250 x 100 x 50 mm n'est pas le même que celui du cylindre de 100 x 200 mm. Afin de pouvoir comparer le fluage total en flexion et en compression, il faut tenir compte du rapport volume surface (V/S) de chaque type de spécimen. Plutôt que de comparer directement le fluage spécifique, c'est le fluage spécifique pour un rapport V/S unitaire qui est comparé tel que présenté à l'équation 4.12.

$$\varepsilon_{\text{spécifique par V/S unitaire}} = \frac{\varepsilon_{\text{fluage}}/\sigma}{V/S} \quad (4.12)$$

où $\varepsilon_{\text{fluage}}$: fluage total
 σ : contrainte appliquée lors de l'essai de fluage
 V/S : rapport volume/surface de l'éprouvette

Les rapports V/S pour les deux types de spécimens sont présentés au Tableau 4.13.

Tableau 4.13 Rapports V/S

Fluage en flexion (poutrelle)		Fluage en compression (cylindre)	
L (mm)	1250	Φ (mm)	100
b (mm)	100	H (mm)	200
H (mm)	50	V (mm³)	$1,57 \times 10^6$
V (mm³)	$6,25 \times 10^6$	S (mm²)	$6,28 \times 10^4$
S (mm²)	$3,85 \times 10^5$	V/S (mm)	25
V/S (mm)	16		

Le fluage spécifique par V/S unitaire pour le BO et le BFUP est présenté à la Figure 4.23. Comme pour la section précédente, les résultats de la méthode simplifiée d'approximation du fluage en traction (équation 4.11) sont présentés en trait pointillé.

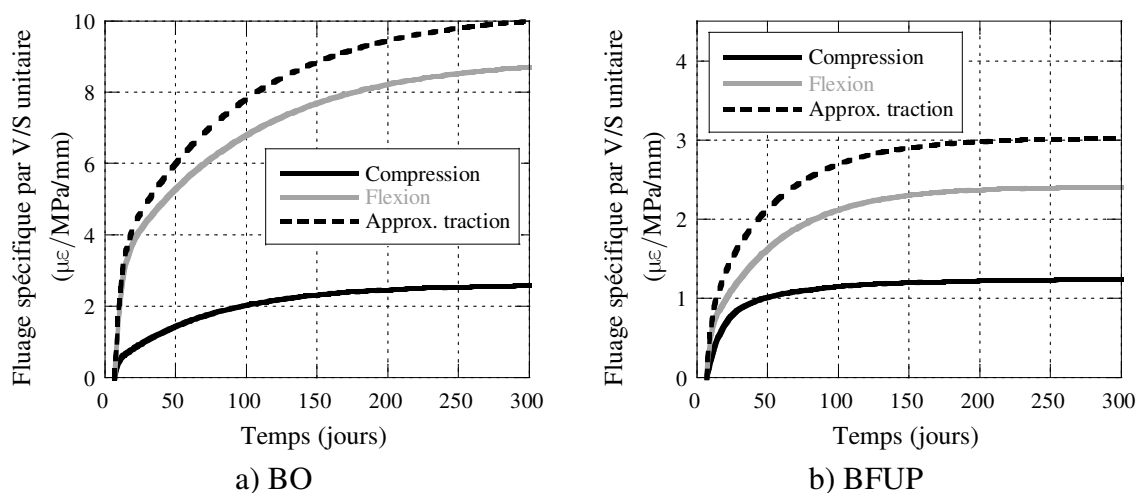


Figure 4.23 Fluage total par V/S unitaire

Dans le cas du fluage total par V/S unitaire, le fluage en flexion est plus grand que le fluage en compression, pour le BO et le BFUP. Il faut souligner que le fluage spécifique par V/S unitaire est plus grand pour le BO que pour le BFUP. La porosité du BO est plus grossière que celle du BFUP qui a une pâte très dense. Ainsi, l'eau s'échappe plus facilement de la matrice de BO ce qui explique l'impact du séchage plus grand pour ce béton.

4.9 CONCLUSION

Avec les essais de retrait et de fluage en compression, traction et flexion, le comportement déformationnel du BO et du BFUP est maintenant connu. D'abord le retrait total du BFUP est plus important que celui du BO. Dans le cas du BO, le retrait de séchage est plus grand que le retrait endogène et c'est l'inverse pour le BFUP.

Le faible impact du séchage sur le BFUP a été confirmé par les essais de fluage en compression et flexion. En effet, dans les deux cas, la différence entre le fluage propre et fluage total, soit le retrait de séchage, est très petite. Ce n'est pas le cas du BO. De plus, le fluage spécifique en compression et en flexion du BFUP est légèrement plus élevé que pour le BO (Figure 4.21).

Enfin, avec les résultats de fluage propre en compression, traction et flexion, une méthode d'approximation du fluage en traction est proposée. La méthode est ensuite appliquée au BO. Cette méthode sera validée au chapitre 5 avec un modèle d'éléments finis.

CHAPITRE 5 ÉTUDE NUMÉRIQUE DU RETRAIT ET DU FLUAGE

5.1 OBJECTIFS

L'objectif de cette étude numérique est d'utiliser le logiciel d'analyse par éléments finis CESAR-LCPC afin de reproduire les essais de retrait et de fluage. D'abord, le fonctionnement et les modules de calcul du logiciel CESAR-LCPC sont présentés. Ensuite, la modélisation de l'essai de retrait permet de fixer des paramètres qui sont utilisés lors de la modélisation des poutres réparées, au chapitre 7. Les modèles de fluage permettront quant à eux de valider en partie la méthode d'analyse de l'essai de fluage en flexion présentée à la section 4.8.

5.2 VALIDATION DU LOGICIEL CESAR-LCPC

Le logiciel CESAR-LCPC permet des analyses par éléments finis de modèles 2D et 3D. L'un des avantages de CESAR est qu'il autorise un calcul par phases. Il est donc possible de reproduire les différentes phases d'un projet tel que le décoffrage et la mise en charge d'un spécimen et de tenir compte des changements de conditions que cela implique. Les modules de calculs qui sont utilisés pour ce projet sont validés en comparant le comportement connus de modèles simples et le résultat d'analyse sur ces mêmes modèles.

5.2.1 Module LINE

Le module LINE permet de résoudre un problème mécanique linéaire. Les matériaux restent dans le domaine élastique. Ce module sert de base pour le développement des modules MEXO qui calcule les contraintes et les déplacements d'un béton au jeune âge et VISC qui calcule les déplacements dus aux propriétés viscoélastiques d'un matériau.

Afin de valider le module LINE, les poutrelles de fluage en flexion, illustrées à la Figure 4.16a, sont modélisées et chargées de la même façon que pour l'essai. Le modèle (Figure 5.1) est réalisé

en 2D avec des éléments quadrilatère à huit nœuds (Q8) de type déplacement. Le calcul est réalisé en contraintes planes. Afin de représenter les plaques de chargement en acier, les deux charges sont appliquées sur une largeur de 30 mm. Finalement, les déplacements verticaux sont bloqués pour deux nœuds afin de représenter les appuis.

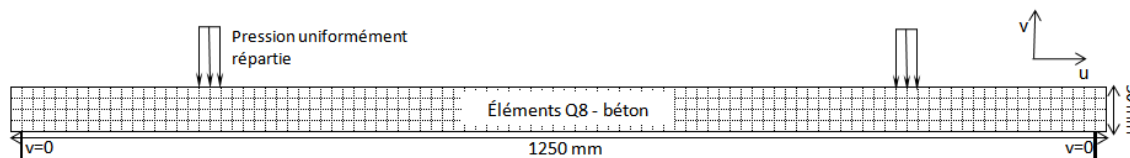


Figure 5.1 Modèle des poutrelles de fluage en flexion

Au Tableau 5.1, les flèches obtenues avec CESAR sont comparées aux flèches élastiques mesurées expérimentalement et à celle calculées analytiquement à la section 4.7.2.1.

Tableau 5.1 Flèches calculées et mesurées

	BO	BFUP
Charge	206,0 N	643,5 N
Δ_{exp} ($\pm 0,04$ mm)	-0,08 mm	-0,27 mm
$\Delta_{\text{calculée}}$	-0,12 mm	-0,29 mm
Δ_{CESAR}	-0,09 mm	-0,23 mm

Les flèches obtenues avec CESAR sont les mêmes que celles mesurées expérimentalement en tenant compte de l'incertitude. Le module LINE est donc validé pour les calculs dans le domaine élastique.

5.2.2 Modules TEXO et MEXO

Les modules TEXO et MEXO permettent d'étudier le comportement du béton au jeune âge. Le module TEXO calcule l'évolution dans le temps des champs de température (T) et de degré

d'hydratation (ξ) d'un béton en se basant sur les résultats d'un essai de calorimétrie. Il tient compte des différentes conditions frontières pouvant être appliquées au béton, telles que les cures thermiques, les coefficients d'échange thermique (h) des coffrages et des surfaces exposées à l'air. Le module TEXO permet donc, par exemple, de connaître l'effet du décoffrage ou de la reprise du bétonnage sur l'échauffement du béton.

Les résultats du calcul TEXO sont ensuite utilisés par le module MEXO. Avec les données sur le degré d'hydratation, l'évolution des propriétés mécaniques et du retrait sont évaluées pour résoudre un problème de mécanique statique. Le module MEXO calcule ainsi les champs de contraintes et de déplacement développés dans un béton au jeune âge. Le Tableau 5.2 présente les données d'entrée pour les calculs TEXO et MEXO.

Tableau 5.2 Données d'entrée pour les modules TEXO et MEXO

Données d'entrée	TEXO	MEXO
Éléments 2D	Éléments Q8 de type diffusion	Éléments Q8 de type déplacement (même maillage que pour TEXO)
Matériau	a) Tenseur de conductivité : pour un matériau isotrope, $K_x=K_y$ et $K_{xy} = 0$ b) Capacité calorifique (C_v)	a) Masse volumique du béton (ρ) b) Module d'Young du béton durci (E_c) c) Coefficient de Poisson du béton (ν) d) Coefficient de dilatation (α) e) Retrait endogène final du béton ($\epsilon_{r\infty}$)
Conditions frontières	a) Coefficients d'échange (h) b) Température initiale imposée aux nœuds c) Température ambiante	a) Déplacements bloqués ou imposés b) Rotations bloquées ou imposées
Chargement	N/A	a) Forces nodales b) Contraintes nodales
Données requises pour le calcul	a) Pas de temps b) Résultats de l'essai de calorimétrie : <ul style="list-style-type: none"> - courbe de température adiabatique - énergie d'activation (E_a) - capacité calorifique (C_v) 	a) Pas de temps (identiques à TEXO) b) Fichier de données TEXO (champ de température et de degré d'hydratation à chaque pas de temps)

5.2.2.1 Essai de calorimétrie

Afin de valider module TEXO, il a été décidé de reproduire l'essai de calorimétrie en conditions quasi-adiabatique sur le BO et sur le BFUP tel que présenté à la section 4.3. Il s'agit donc de comparer la courbe de température mesurée dans le calorimètre à celle calculée par CESAR. La Figure 5.2 illustre le modèle qui est construit avec des éléments Q8 de 15×15 mm (groupe 1). Le problème est axisymétrique. Le coefficient d'échange h utilisé pour représenter la mousse isolante du calorimètre (groupe 2) est de $0,7 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.

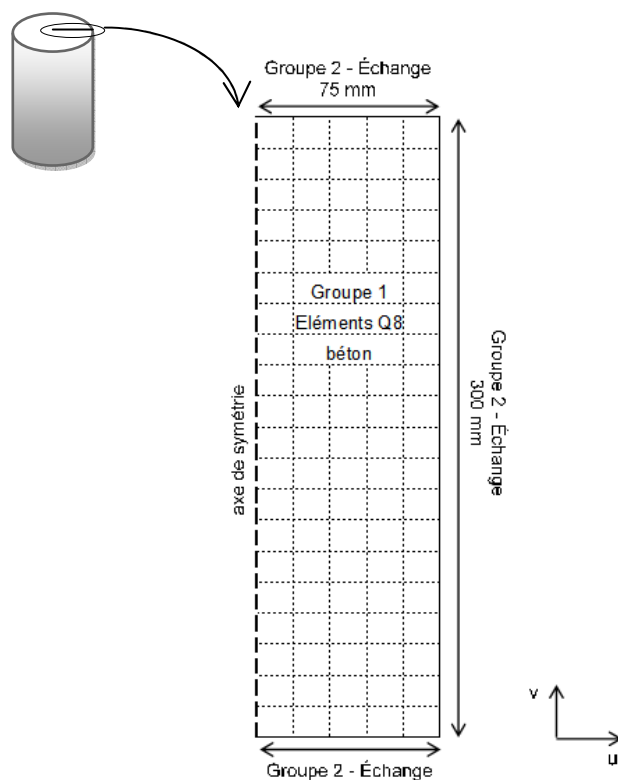


Figure 5.2 Modèle pour l'essai de calorimétrie

Les résultats expérimentaux et ceux obtenus du calcul effectué avec TEXO sont présentés à la Figure 5.3. Les courbes obtenues par le calcul CESAR se confondent assez bien avec les résultats expérimentaux. Le module TEXO peut donc être considéré comme fiable.

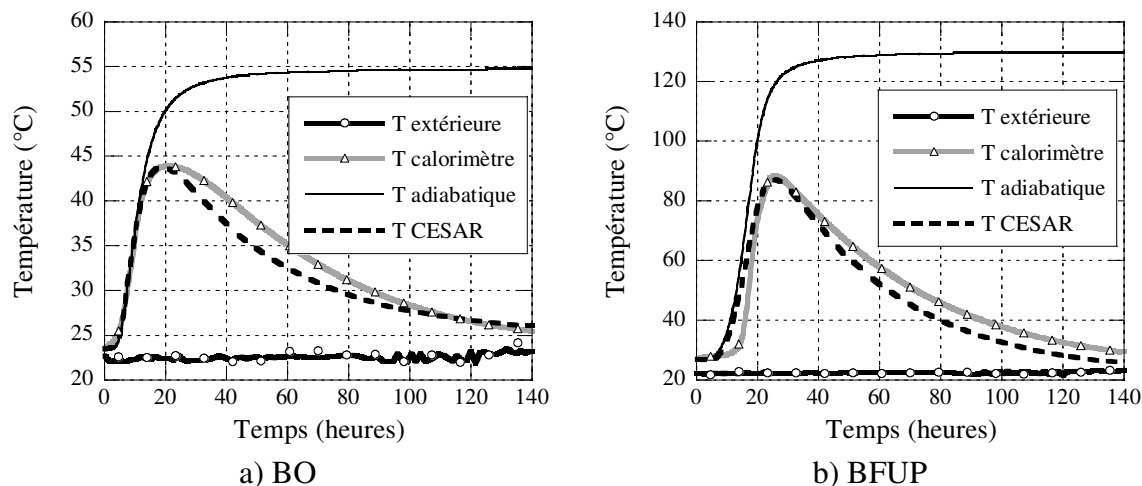


Figure 5.3 Résultats numériques et expérimentaux de l'essai de calorimétrie

5.3 MODÉLISATION DE L'ESSAI DE RETRAIT

L'essai de retrait est réalisé sur une éprouvette cylindrique de 100 mm de diamètre par 200 mm de hauteur. Le modèle, illustré à la Figure 5.4, est construit avec des éléments Q8 de 10×10 mm (groupe 1). Le problème est axisymétrique : pour le problème mécanique (module MEXO), les déplacements selon l'axe u représentent les déplacements radiaux et les déplacements selon l'axe v , les déplacements verticaux. Les déplacements verticaux sont bloqués à la base du spécimen, à l'endroit où il est déposé sur une tablette.

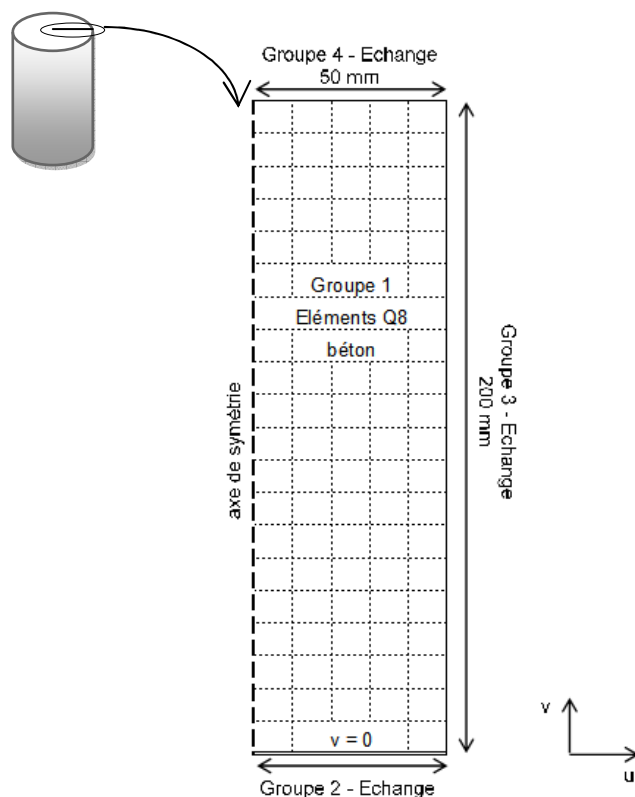


Figure 5.4 Modèle pour l'essai de retrait endogène

Le calcul TEXO se fait en deux phases qui se distinguent par les conditions d'échanges :

- Phase 1 : de 0 à 24 heures. Le béton est dans son moule de carton (groupe 3 : $h = 2,2 \text{ W/m}^2\text{°C}$), est posé sur une tablette de bois (groupe 2 : $h = 3,1 \text{ W/m}^2\text{°C}$) et est scellé avec un film de polyéthylène en surface (groupe 4 : $h = 4,0 \text{ W/m}^2\text{°C}$).
- Phase 2 : de 24 heures à 7 jours. Le béton est décoffré et scellé avec une pellicule d'aluminium (groupes 2,3 et 4 : $h = 4,0 \text{ W/m}^2\text{°C}$).

La Figure 5.5 présente les courbes de degré d'hydratation au centre des cylindres. La valeur calculée par CESAR avec le module TEXO est pondérée par l'estimation du degré d'hydratation maximal pour chaque béton, soit environ 0,54 pour le BFUP et 0,70 pour le BO. Ces valeurs ont été évaluées sur la base de la quantité d'eau disponible dans les matériaux pour l'hydratation lors de leur fabrication.

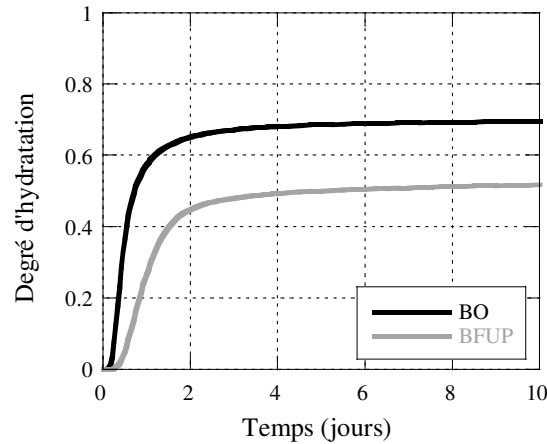


Figure 5.5 Degré d'hydratation calculé par CESAR

Pour le calcul du retrait endogène par le module MEXO, l'équation 5.1 est utilisée. Il est supposé que le retrait (ϵ_r) est directement proportionnel au degré d'hydratation (ξ) calculé avec TEXO.

$$d\epsilon_r = \epsilon_{r\infty} d\xi \quad (5.1)$$

Le degré d'hydratation calculé par le module TEXO (Figure 5.5) approche rapidement de sa valeur maximale de 1. Il atteint une valeur plateau après seulement 1,5 jour pour le BO et après 3,2 jours pour le BFUP. Ainsi, le retrait endogène calculé par MEXO atteint au même moment des valeurs proche du retrait endogène final ($\epsilon_{r\infty}$) alors que les valeurs mesurées expérimentalement et présentées à la Figure 4.4 montrent que le retrait endogène des deux bétons continue d'augmenter même après 300 jours d'essai.

Afin d'obtenir un modèle représentant mieux le retrait endogène à long terme tel que mesuré expérimentalement, il a été décidé de faire le calcul MEXO en plusieurs phases en modifiant la valeur du retrait final ($\epsilon_{r\infty}$) à chaque fois. Afin de faire le choix de $\epsilon_{r\infty}$ pour chaque phase du calcul, le degré d'hydratation calculée par TEXO (ξ_{TEXO}) a été mis fonction du retrait mesuré expérimentalement ($\epsilon_{r\text{-exp}}$). La dérivée moyenne de la fonction ainsi obtenue a ensuite été calculée pour 6 périodes de temps (équation 5.2). Ces dérivées moyennes sont les valeurs de $\epsilon_{r\infty}$ pour chacune des 6 phases de calcul MEXO.

$$\epsilon_{r\text{-exp}} = f(\xi_{\text{TEXO}}) \quad (5.2)$$

$$\left[\frac{d\varepsilon_{r-\text{exp}}}{d\xi_{\text{TEXO}}} \right]_{t_f}^{t_0} = [\varepsilon_{r\infty}]_{t_f}^{t_0}$$

Pour le BO, les pentes choisies sont données au Tableau 5.3 et pour le BFUP elles sont données au Tableau 5.4.

Tableau 5.3 Retrait final pour les phases de calcul MEXO - BO

	$\varepsilon_{r\infty}$ ($\mu\epsilon$)	t_0 (temps au début de la phase, en heures)	t_f (temps à la fin de la phase, en heures)
Phase 1	660	28	31
Phase 2	260	31	55
Phase 3	330	55	70
Phase 4	920	70	124
Phase 5	2040	124	310
Phase 6	5430	310	478

Tableau 5.4 Retrait final pour les phases de calcul MEXO - BFUP

	$\varepsilon_{r\infty}$ ($\mu\epsilon$)	t_0 (temps au début de la phase, en heures)	t_f (temps à la fin de la phase, en heures)
Phase 1	360	31	46
Phase 2	1140	46	70
Phase 3	3140	70	94
Phase 4	5770	94	154
Phase 5	5430	154	286
Phase 6	2910	286	478

Le retrait endogène calculé par CESAR avec MEXO pour le BO et le BFUP est comparé aux valeurs expérimentales à la Figure 5.6.

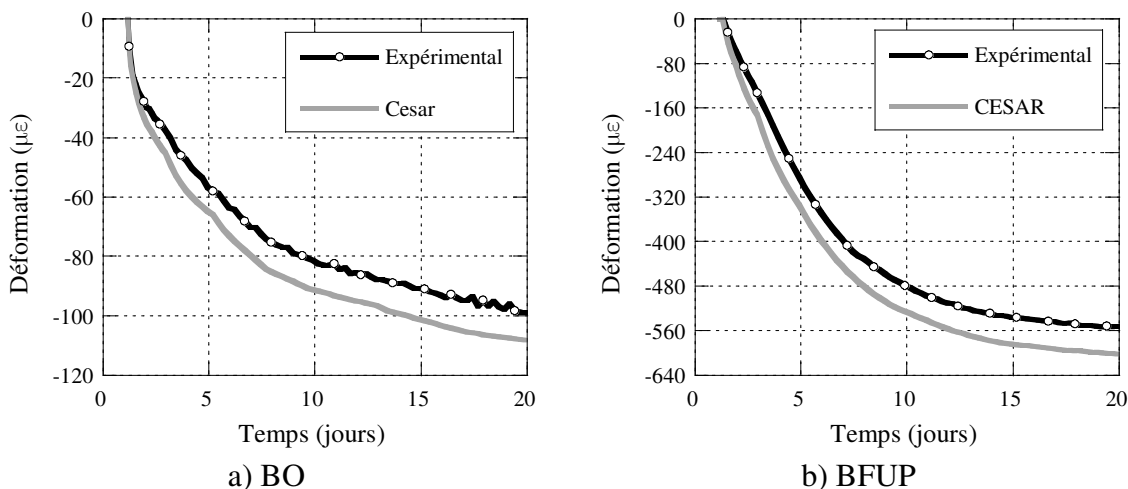


Figure 5.6 Retrait expérimental et numérique

Le retrait obtenu avec CESAR pour le BO et le BFUP est environ 10% plus élevé que les résultats expérimentaux. Comme l'incertitude sur les résultats expérimentaux est de $\pm 14 \mu\epsilon$, le résultat obtenu avec CESAR est assez représentatif de la réalité.

5.4 VISCOÉLASTICITÉ

Le fluage du béton est modélisé avec les modèles de viscoélasticité. Pour les essais de fluage réalisés sur des spécimens de béton non-fissuré, les modèles de viscoélasticité permettent de prédire les déformations dues au fluage du béton.

La viscoélasticité est normalement représenté par des combinaisons de ressorts et d'amortisseurs placés en série ou en parallèle. Le modèle utilisé par le module VISC de CESAR est la chaîne de Kelvin-Voigt. Les essais de fluage propre seulement sont modélisés avec le module VISC puisqu'il ne permet pas de tenir compte des effets du séchage. Enfin, le modèle de l'essai de fluage en flexion permet de faire une première validation de la méthode d'approximation simplifiée présentée à la section 4.8.

5.4.1 Chaîne de Kelvin-Voigt

La chaîne de Kelvin-Voigt, illustrée à Figure 5.7, est composée d'un premier ressort représentant la rigidité élastique du matériau et d'une série de n éléments. Chaque élément est en fait un ressort et un amortisseur placé en parallèle.

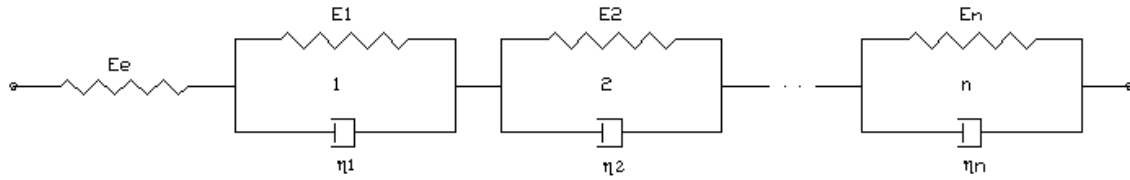


Figure 5.7 Chaîne viscoélastique de Kelvin-Voigt

Les déformations de fluage peuvent donc être approximées par l'équation 5.3 [Okamoto, 1987].

$$\varepsilon_{\text{Totale}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{f}} = \frac{\sigma}{E_e} + \sum_{i=1}^n \left[\frac{\sigma}{E_i} \times \left(1 - \exp \left(-\frac{E_i}{\eta_i} \Delta t \right) \right) \right] \quad (5.3)$$

où ε_{el} : déformation élastique
 ε_{f} : fluage
 σ : contrainte appliquée
 E_e : module d'élasticité initiale
 E_i : module d'élasticité de l'élément i
 η_i : viscosité de l'élément i
 Δt : temps écoulé depuis la mise en charge

Pour les essais de fluage qui seront reproduit avec le module VISC de CESAR, il a été choisi d'utiliser une chaîne de Kelvin-Voigt à 2 éléments.

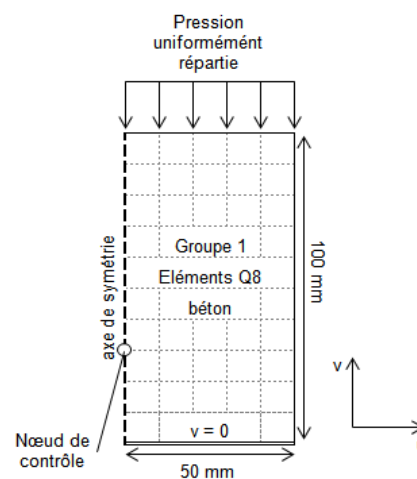
5.4.2 Modélisation de l'essai de fluage en compression

Le Tableau 5.5 donne les paramètres de viscoélasticité du fluage en compression du BO et du BFUP. Ces paramètres ont été définis avec les résultats expérimentaux et l'équation 5.3.

Tableau 5.5 Paramètres de viscoélasticité en compression

Paramètres	BO	BFUP
σ	1,1 MPa	1,9 MPa
E_e	27 000 MPa	33 000 MPa
E_1	82 000 MPa	40 700 MPa
η	$3,10 \times 10^7$ MPa.h	$1,06 \times 10^7$ MPa.h
E_2	80 000 MPa	30 000 MPa
η	$1,36 \times 10^7$ MPa.h	$1,20 \times 10^8$ MPa.h

Le modèle utilisée pour reproduire l'essai de fluage en compression est représenté à la Figure 5.8. Les éléments de 10×10 mm sont de types Q8 (groupe 1). Comme l'essai de retrait, c'est un problème axisymétrique. La force est appliquée symétriquement aux deux extrémités de l'éprouvette et seulement la moitié supérieure du cylindre est modélisée. Les déplacements verticaux sont bloqués sur l'axe de coupe. C'est le « nœud de contrôle » qui donne les déplacements qui sont comparées aux résultats expérimentaux. Il est positionné à l'endroit où se trouve le haut de la jauge de déformation des cylindres instrumentés pour les essais de fluage en compression, illustrés à la Figure 4.3.

**Figure 5.8 Modèle pour l'essai de fluage en compression**

Les déformations calculées avec le module VISC de CESAR sont comparées aux données expérimentales à la Figure 5.9. L'ajustement réalisé avec la chaîne à deux éléments de Kelvin-Voigt est excellent et représente bien les données expérimentales.

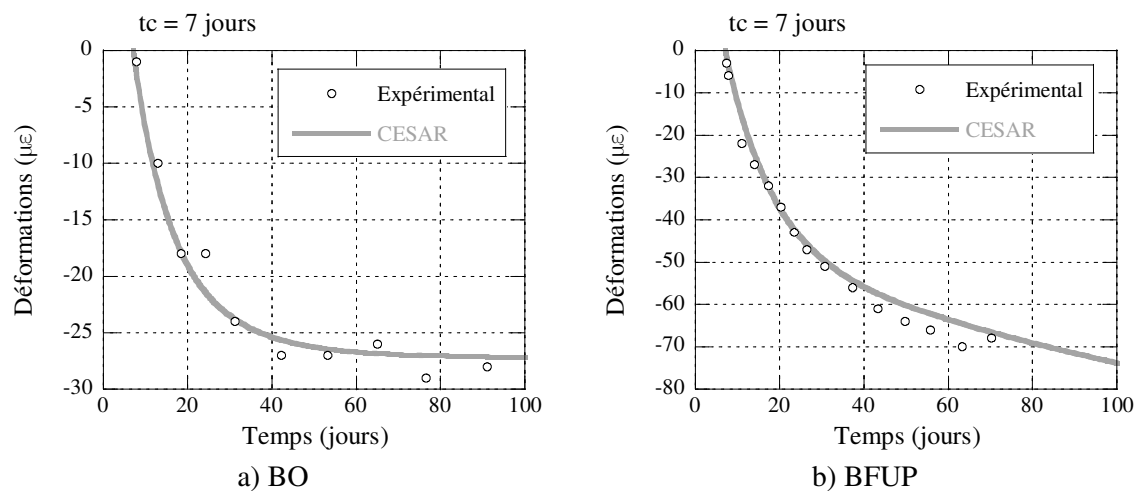


Figure 5.9 Fluage propre numérique et expérimental en compression

5.4.3 Modélisation de l'essai de fluage en traction

Le Tableau 5.6 donne les paramètres des chaînes de Kelvin-Voigt représentant le fluage en traction du BO et du BFUP. Dans le cas du BFUP, les données expérimentales mesurées sur l'éprouvettes chargées à 7 jours (section 4.6.2.2) ont permis de définir ces paramètres à l'aide de l'équation 5.3. Pour le BO, c'est le résultat de la méthode d'approximation du fluage en traction présentée à la section 4.8.1 qui est utilisé.

Tableau 5.6 Paramètres de viscoélasticité en traction

Paramètres	BO (Approximation)	BFUP
σ	1,0 MPa	2,6 MPa
E_e	27 000 MPa	33 000 MPa
E_1	170 000 MPa	88 800 MPa
η	$6,70 \times 10^6$ MPa.h	$3,00 \times 10^6$ MPa.h
E_2	33 500 MPa	22 100 MPa
η	$7,90 \times 10^6$ MPa.h	$1,44 \times 10^7$ MPa.h

Le modèle utilisé pour reproduire l'essai de fluage en traction est représenté à la Figure 5.10. Les éléments de 5×5 mm sont de types Q8 (groupe 1). L'éprouvette utilisée pour les essais de fluage en traction est cylindrique, c'est donc un problème axisymétrique. Comme pour le fluage en compression, la force est appliquée symétriquement aux deux extrémités de l'éprouvette et seulement la moitié supérieure du cylindre est modélisée. Les déplacements verticaux sont bloqués sur l'axe de coupe. C'est le « nœud de contrôle » qui donne les déplacements qui sont comparées aux résultats expérimentaux. Il est positionné à l'endroit où se trouve le haut de la tige d'invar sur les spécimens utilisés pour le fluage en traction (section 4.6.1.3).

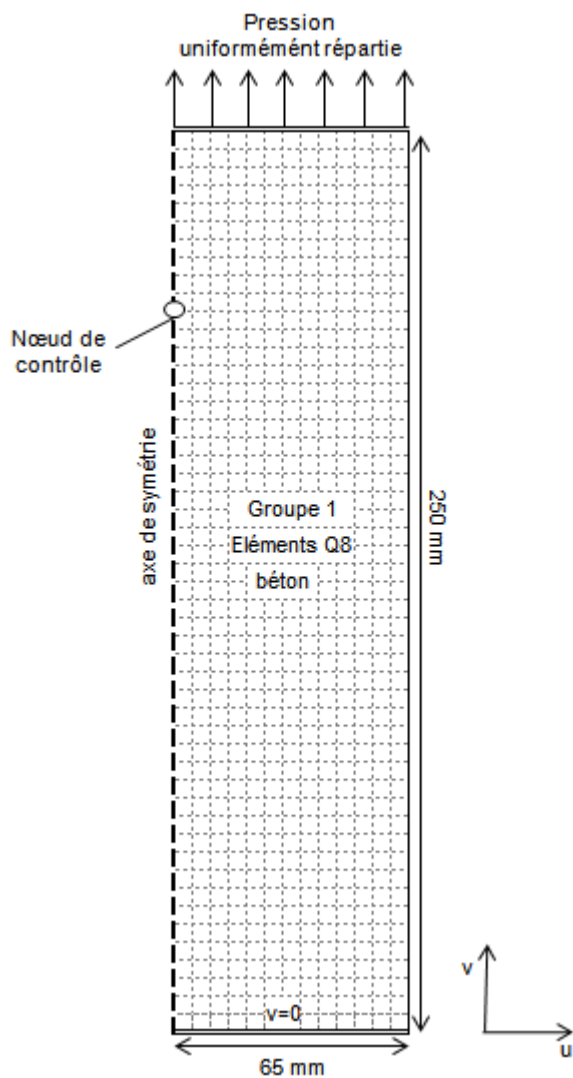


Figure 5.10 Modèle pour l'essai de fluage en traction

La modélisation a été réalisée uniquement pour le BFUP puisque c'est seulement pour ce matériau que des données expérimentales sont disponibles pour comparer les résultats du modèle. Les courbes sont présentées à la Figure 5.11. Dans ce cas également, l'ajustement réalisé avec la chaîne à deux éléments de Kelvin-Voigt est excellent et représente bien les données expérimentales.

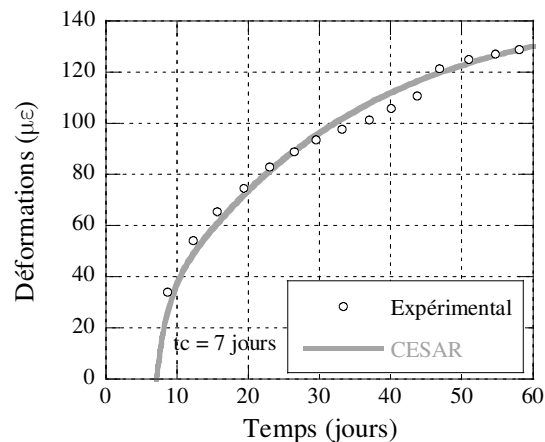


Figure 5.11 Fluage propre numérique et expérimental en traction

5.4.4 Modélisation de l'essai de fluage en flexion

À partir des paramètres de viscoélasticité établis pour le fluage en compression et en traction et présentés aux tableaux 5.5 et 5.6, l'essai de fluage en flexion est modélisé. Lorsque la poutrelle est soumise aux efforts de flexion, la zone au dessus de l'axe neutre de la section est comprimée tandis que la zone en dessous est tendue. Le modèle, présenté à la Figure 5.12, est donc séparé en deux groupes d'éléments. Les éléments du haut, le groupe 1 en gris, ont les propriétés viscoélastiques du béton en compression tandis que les éléments du bas, le groupe 2, ont les propriétés viscoélastique en traction. Dans le cas du modèle pour le BO, les propriétés approximées de viscoélasticité en traction sont utilisées.

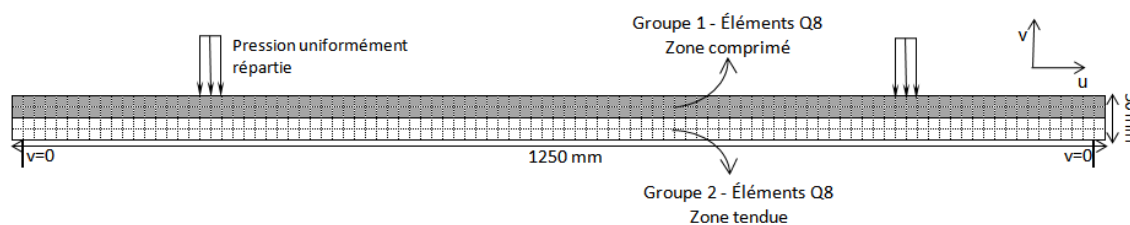


Figure 5.12 Modèle pour l'essai de fluage flexionnel

Les éléments de $12,5 \times 12,5$ mm des groupes 1 et 2 sont de type Q8. Le calcul est réalisé en contraintes planes. Afin de représenter les plaques de chargement en acier, les deux charges sont

appliquées sur une largeur de 30 mm. Finalement, les déplacements verticaux sont bloqués pour deux nœuds afin de représenter les appuis.

La flèche calculée par CESAR avec le module VISC est comparée à la flèche mesurée expérimentalement à la Figure 5.13. Les flèches calculées avec le modèle numérique de l'essai de fluage flexionnel correspondent très bien avec les flèches mesurées expérimentalement. Ces résultats permettent de valider une première fois la méthode d'approximation présentée à la section 4.8.1.

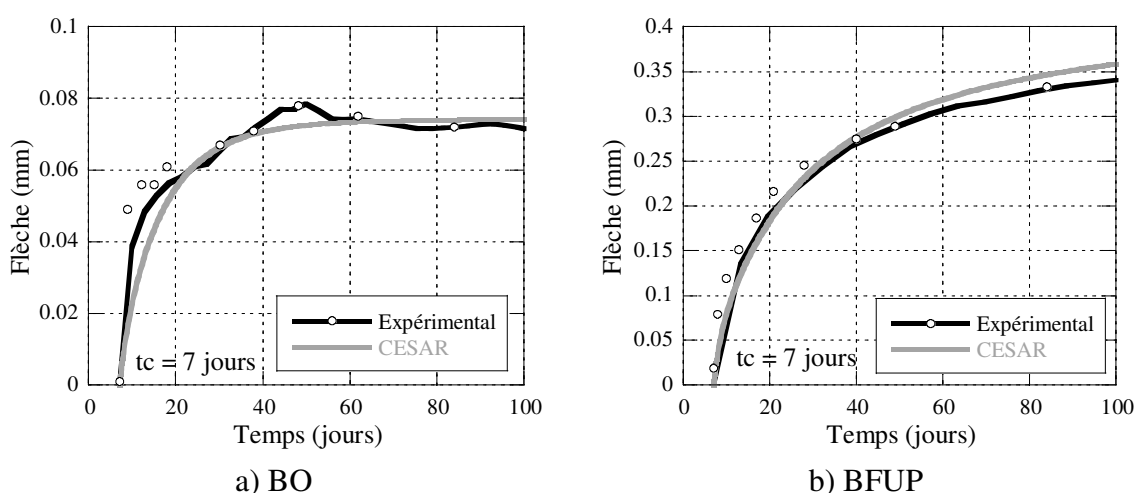


Figure 5.13 Flèches numériques et expérimentales de l'essai de fluage flexionnel

D'abord, le modèle de fluage en flexion pour le BFUP reproduit bien les mesures expérimentales. Ceci permet de supposer que l'utilisation des propriétés de viscoélasticité en compression pour la zone supérieure et des propriétés de traction pour la zone inférieure est correcte. Ensuite, les bons résultats du modèle pour le BO porte à conclure que la méthode d'approximation du fluage en traction de ce matériau est bonne.

Ce résultat est important car il permet d'entrevoir que le comportement viscoélastique en traction peut-être déduit des résultats de fluage en compression et en flexion. Il serait donc possible d'éviter la réalisation des essais de fluage en traction complexes par l'utilisation d'une méthode d'analyse adéquate des résultats de fluage en compression et en flexion, plus simples à obtenir. La méthode d'analyse complète est décrite à la section suivante.

5.4.5 Méthode d'analyse pour évaluer le fluage en traction

À l'aide des résultats expérimentaux de fluage propre en compression, traction et flexion pour le BFUP, une méthode d'approximation du fluage en traction a été proposée au chapitre 4 (section 4.8.1). Afin de valider les résultats de la méthode d'approximation, ils sont utilisés pour la modélisation de l'essai de fluage en flexion. Tel que présenté précédemment, la poutrelle est séparée en deux groupes d'éléments : les éléments dans le haut de la poutre ont les propriétés viscoélastiques obtenues des essais de fluage en compression tandis que les éléments du bas ont les propriétés viscoélastiques obtenues de la méthode d'approximation. Les flèches obtenues par l'analyse du modèle d'éléments finis sont comparées avec les flèches mesurées expérimentalement. Si la reproduction des résultats de l'essai de fluage en flexion est bonne, il est supposé que l'approximation du fluage en flexion est adéquate. L'approximation du fluage propre en traction peut ainsi être utilisée pour reproduire le comportement du béton soumis à des sollicitations en traction, tel que dans le cas concret des réparations. Le raisonnement complet de la méthode d'analyse est présenté à la Figure 5.14.

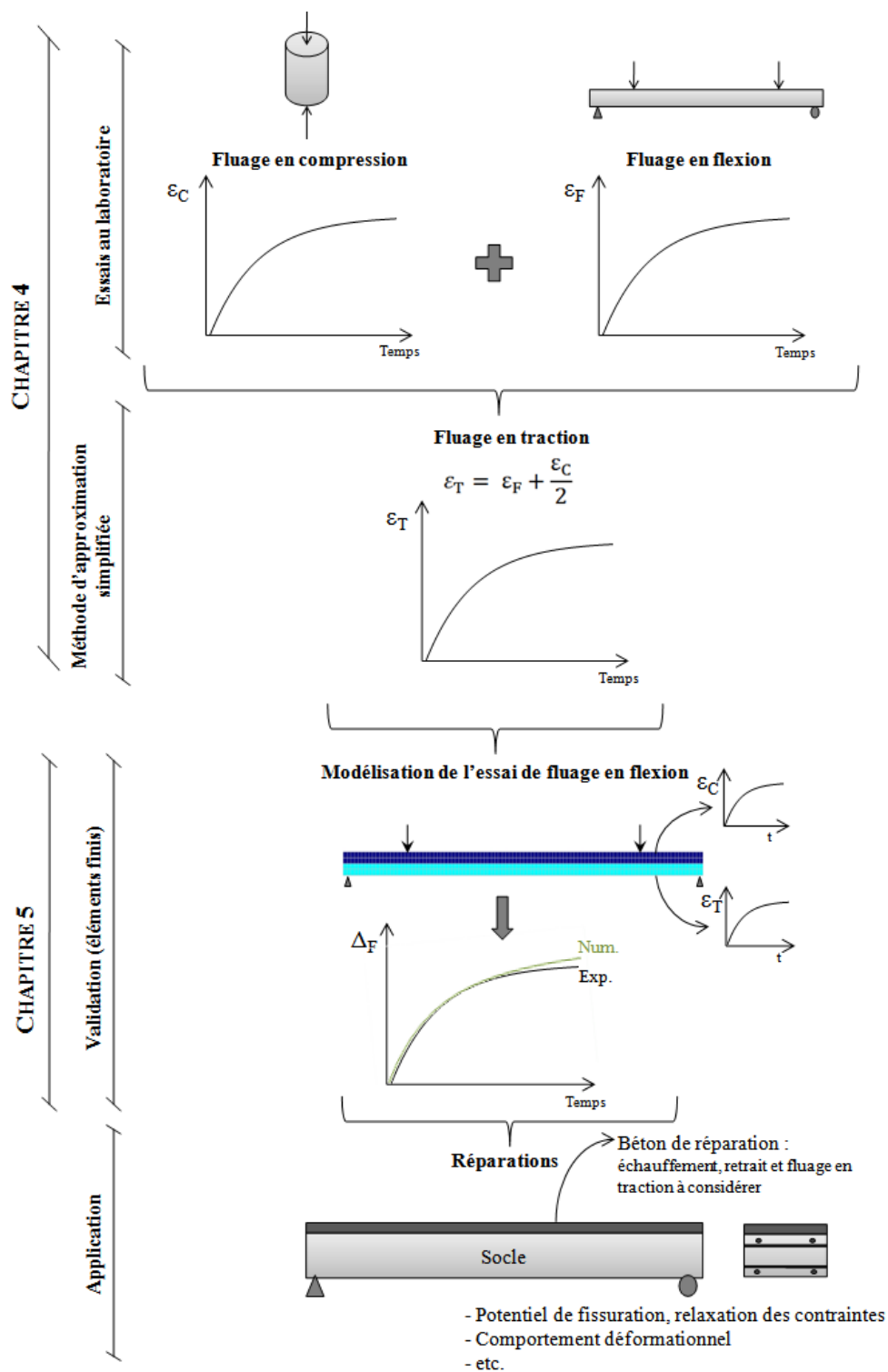


Figure 5.14 Méthode d'analyse pour évaluer le fluage en traction

5.5 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de valider le logiciel d'analyse par éléments finis CESAR-LCPC. D'abord, avec le module LINE, il a été vérifié si l'analyse d'un problème dans le domaine élastique est correcte. Ensuite, la modélisation de l'essai de calorimétrie, soit le calcul du champ de température d'un béton au jeune âge a été réalisé avec le module TEXO. Ces deux modèles simples ont permis de valider le logiciel.

L'essai de retrait a ensuite été modélisé. Afin d'obtenir un modèle fiable, il a été nécessaire de séparer le calcul en 6 phases. Pour chacune de ces phases, la valeur du retrait final, utilisée par MEXO pour le calcul des déplacements, est modifiée.

Les résultats des essais de fluage en compression et en traction ont ensuite été modélisés à l'aide de chaînes viscoélastiques de Kelvin-Voigt. Les paramètres des chaînes sont utilisés pour la modélisation de l'essai de fluage en flexion. Pour ce modèle, les éléments sont séparés en deux groupes. Les éléments dans le haut de la poutre, comprimés, ont les propriétés viscoélastiques du béton en compression tandis que les éléments du bas, tendus, ont les propriétés viscoélastiques du béton en traction. Le modèle de l'essai de fluage en flexion permet de valider la méthode d'approximation du fluage en traction présentée au chapitre 4.

CHAPITRE 6 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT D'UNE POUTRE RÉPARÉE

6.1 OBJECTIFS

Les essais réalisés lors de la première phase expérimentale et présentés au chapitre 4 ont permis de caractériser le comportement déformationnel de deux bétons : un BO et un BFUP. Lors de cette nouvelle phase expérimentale, les mêmes bétons sont utilisés pour réparer en couche mince des poutres de béton armé.

L'objectif de la deuxième phase expérimentale est donc d'étudier le comportement déformationnel et mécanique des réparations minces de dalles de pont. Pour ce faire, il est choisi de fabriquer trois poutres représentant une tranche transversale d'une dalle de pont. Le béton de surface de deux poutres est par la suite démoli et ces poutres sont réparées, l'une avec du BO et l'autre avec du BFUP. La troisième poutre servira de référence afin de comparer le comportement des poutres réparées à celui d'une poutre intacte.

Une fois les poutres réparées, les déformations de la couche de réparation au jeune âge sont mesurées et un suivi des fissures est réalisé. Par la suite, les trois poutres sont soumises à un chargement cyclique représentant le passage répétitif d'un camion sur une dalle de pont. Enfin, un chargement statique est appliqué aux poutres afin de connaître leur résistance mécanique. Il est ainsi possible de comparer la capacité flexionnelle des poutres réparées à celle de la poutre de référence.

6.2 CONCEPTION DES POUTRES

6.2.1 Dimensions

La conception des poutres est basée sur le chargement et la configuration d'un pont modèle de type dalle sur poutres d'acier. Ce pont est tiré des travaux de Kathleen Moffatt [2001] et a une portée simple de 30 mètres. La Figure 6.1 présente les dimensions du pont à l'étude.

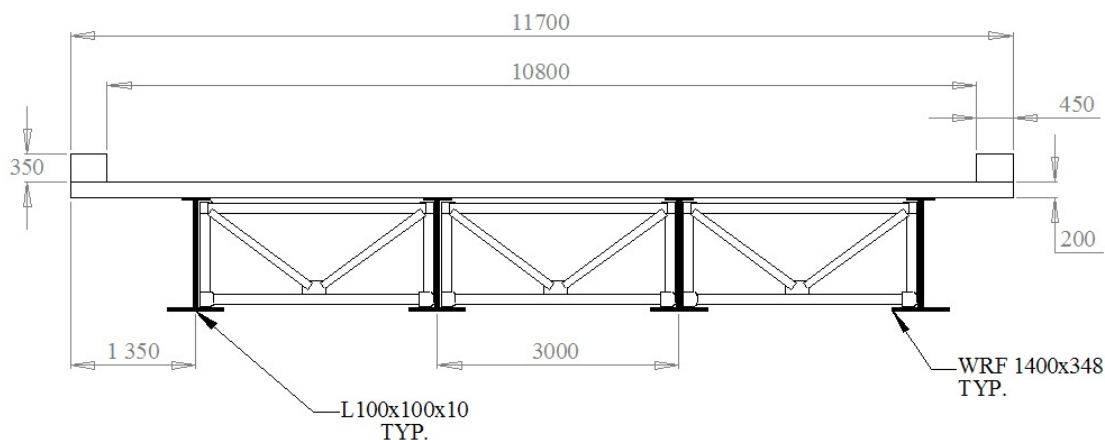


Figure 6.1 Pont modèle [Lessard, 2009]

Les poutres conçues pour étudier le comportement des réparations minces représentent une tranche transversale de la dalle du pont modèle. La longueur des poutres est ainsi déterminée par l'espacement entre deux poutres longitudinales du pont modèle. Cet espacement est de 3000 mm.

Les poutres fabriquées ont une longueur de 2400 mm et une largeur de 300 mm. Les dimensions des poutres ont été limitées afin de faciliter les déplacements et la mise en place dans la salle à environnement contrôlé où elles seront entreposées pour étudier le comportement déformationnel des réparations au jeune âge. De plus, pour une poutre moins longue et moins large, la quantité de béton nécessaire pour effectuer la réparation est moindre. Ainsi, on s'assure que la capacité du malaxeur disponible au laboratoire de Polytechnique est suffisante pour effectuer en une seule coulée la réparation et les spécimens de caractérisation nécessaires.

L'épaisseur totale des poutres est de 225 mm afin de représenter les dalles de pont typiques des ponts du Ministère des Transports du Québec (MTQ). Les recouvrements de 60 mm en haut et de

35 mm en bas sont ceux proposés dans le *Manuel de conception des structures* [MTQ, 2006]. Le Tableau 6.1 et la Figure 6.2 résument les dimensions choisies pour les poutres.

Tableau 6.1 Dimension des poutres à l'étude

Dimension	Valeur (mm)
Longueur (L)	2400
Largeur (b_w)	300
Profondeur (H)	225
Recouvrement en haut (c_R)	60
Recouvrement en bas	35
Recouvrement des côtés	30

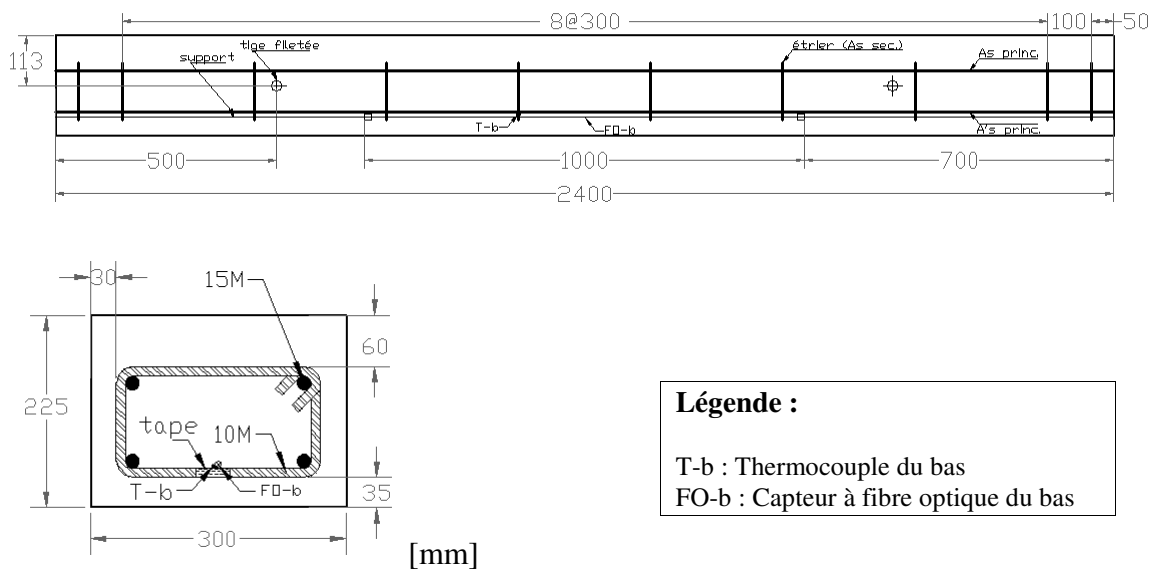


Figure 6.2 Plan des poutres

6.2.2 Chargement

La conception des poutres est basée sur les chargements définis pour la conception des systèmes de dalle/pré-dalle réalisée par Marie-Claude Lessard [2009]. Les charges de construction, en service et à l'ultime sont définies dans ce travail pour le pont modèle. Les moments de

conception sont ensuite calculés à l'aide des combinaisons de charges spécifiées dans le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* [CSA, 2006].

Marie-Claude Lessard [2009], en s'aidant des travaux de Kathleen Moffatt [2001], a réalisé une étude par éléments finis du pont modèle afin de déterminer le moment transversal positif maximal causé uniquement par le passage du camion de conception du code [CSA, 2006], le CL-625. Par la suite, deux méthodes d'analyse du moment transversal positif ont été comparées à l'analyse par éléments finis : la méthode semi-empirique du code CSA [2006] et la méthode proposée dans les travaux de Kathleen Moffatt [2001]. Les résultats de ces différentes analyses sont présentés au Tableau 6.2. Ces résultats incluent le facteur d'amplification proposé par le code [CSA, 2006].

Tableau 6.2 Moment transversal positif maximal [Lessard, 2009]

Méthode	Résultats (kN.m/m)
Éléments finis	30,6
Méthode semi-empirique [CSA, 2006]	35,3
Méthode proposée par Moffatt [2001]	33,0

Étant donné que la valeur obtenue par la méthode semi-empirique est excessivement sécuritaire, il est choisi de travailler avec le résultat obtenu par la méthode proposée par Moffatt [2001], soit 33,0 kN.m/m.

Les analyses ont été réalisées pour le pont modèle, donc pour une portée de 3000 mm entre les poutres longitudinales. C'est donc pour cette portée que le chargement est défini. Il suffit de combiner la charge vive (moment transversal) aux charges dues au poids des éléments pour ainsi obtenir le moment de conception. Pour une portée de 3000 mm, la charge morte relative au béton est calculée avec l'équation 6.1.

$$M_D = \frac{w_D L^2}{8} = \frac{(\gamma_C \times h) \times L^2}{8} \quad (6.1)$$

$$M_D = \frac{24 \text{ kN/m}^3 \times 0,225 \text{ m} \times (3,0 \text{ m})^2}{8} = 6,1 \text{ kN.m/m}$$

où w_D : charge morte uniformément répartie sur la poutre
 γ_C : poids volumique du béton armé
 M_D : moment dû au poids du béton armé

Il faut ensuite ajouter la charge due au poids du bitume qui se trouve à la surface de la dalle de pont. Cette charge est calculée en considérant une couche de 65 mm de bitume continue sur toute la dalle. Le moment hyperstatique dû au bitume est calculé à l'équation 6.2 en le posant égal à 80% du moment isostatique [Massicotte, 2008].

$$M_B = 0,8 \times \frac{w_B L^2}{8} = \frac{(\gamma_B \times h_B) \times L^2}{8} \quad (6.2)$$

$$M_B = \frac{23,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,065 \text{ m} \times (3,0 \text{ m})^2}{8} = 1,9 \text{ kN.m/m}$$

où w_B : charge morte du bitume uniformément répartie sur la poutre
 γ_B : poids volumique du bitume
 M_B : moment dû au poids du bitume

Enfin, la combinaison de charge présentée à l'équation 6.3 permet de calculer le moment de conception des poutres.

$$M_{f\text{ ELU}} = 1,20M_D + 1,50M_B + 1,70M_L$$

$$M_{f\text{ ELU}} = 1,20 \times 6,1 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}} + 1,50 \times 1,9 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}} + 1,70 \times 33,0 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}} \quad (6.3)$$

$$\boxed{M_{f\text{ ELU}} = 66,1 \text{ kN.m/m}}$$

6.2.3 Résistance et plan d'armature

Avec les dimensions des poutres et le moment de conception de 66,1 kN.m/m, il est possible de déterminer la quantité et la position des barres d'armature et ainsi connaître le moment résistant de la poutre de référence (sans réparation).

Le *Manuel de conception des structures* [MTQ, 2006] propose des barres no. 15 et un espacement de 185 mm pour l'armature principale (transversale) d'une dalle de pont. Ainsi, pour une tranche de 300 mm, 4 barres seront nécessaires, soit deux dans la zone tendues et deux dans la zone comprimées. L'aire d'acier A_s pour le calcul de la résistance en flexion est donc de 400 mm^2 .

Pour représenter l'armature longitudinale d'une dalle complète de pont et pour s'assurer que la rupture sera en flexion et non en cisaillement lors des essais de chargement cyclique et des essais statiques, une série d'étrier est également ajoutée. Les étriers sont espacés à 300 mm ce qui est l'espacement maximal suggéré pour l'armature secondaire (longitudinal) d'une dalle de pont dans le guide du MTQ [2006]. Les premiers étriers sont disposés à 50 mm des extrémités de la poutre tel qu'illustré à la Figure 6.2. Il s'agit de l'emplacement des appuis prévus pour la poutre.

Afin de pouvoir déplacer les poutres à l'aide des ponts roulants disponibles au laboratoire, deux tiges filetées de 25 mm de diamètre sont disposées à travers la poutre. Tel qu'indiqué à la Figure 6.2, les tiges sont disposées à 500 mm de chaque extrémité de la poutre.

La résistance des poutres est calculée à l'aide des équations proposées dans la norme A23.3 pour le calcul des structures de béton [CSA, 2004]. Pour le calcul du moment résistant de la poutre à l'étude, les coefficients de résistance des matériaux Φ seront posés égaux à 1. Étant donné que les essais se font en laboratoire et que la résistance des matériaux (acier et béton) est vérifiée par des essais de caractérisation, il est supposé que les valeurs utilisées sont exactes. Au moment des essais mécaniques, le béton utilisé a une résistance en compression f'_c de 40 MPa tandis que la contrainte de plastification f_y des barres no. 15 est de 440 MPa.

Lors des essais de chargement cycliques et des essais statiques, les poutres sont testées à l'envers, avec la réparation vers le bas, afin que celle-ci soit tendue. Il s'agit du chargement le plus critique pour favoriser la fissuration et la délamination de la réparation. Ce chargement représente le comportement mécanique de la dalle de pont soumise à un moment négatif (près des poutres longitudinales). C'est donc pour cette configuration que la résistance des poutres est calculée à l'aide de l'équation 6.4.

$$M_R = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$d = h - c_{R-haut} - d_e - \frac{d_b}{2} = 225 \text{ mm} - 60 \text{ mm} - 11 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2}$$

$$= 146 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c = 0,79 \geq 0,67$$

(6.4)

$$a = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 f'_c b} = \frac{400 \text{ mm}^2 \times 440 \text{ MPa}}{0,79 \times 40 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} = 19 \text{ mm}$$

$$M_R = 400 \text{ mm}^2 \times 440 \text{ MPa} \times \left(146 \text{ mm} - \frac{19 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_R = 24,0 \text{ kN.m} > M_{f_{ELU}} = 66,1 \text{ kN.m} \cdot \frac{m}{m} \times 0,3m = 19,8 \text{ kN.m}$$

où d : distance entre le centre des barres d'armatures tendues et le haut de la poutre

d_e : diamètre des étriers

d_b : diamètre des barres d'armature tendues

Le moment résistant des poutres à l'étude est ainsi de 24,0 kN.m ce qui est supérieur au moment de conception de 66,1 kN.m/m ou de 19,8 kN.m pour une poutre de 300 mm de largeur.

Afin de s'assurer que la rupture des poutres sera en flexion lors des essais de chargement cycliques et des essais statiques, la résistance à l'effort tranchant est calculée à l'équation 6.5.

$$V_R = V_c + V_s$$

$$V_c = \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$$

$$V_c = 1,0 \times 0,18 \times \sqrt{40 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 0,9 \times 146 \text{ mm} = 44,9 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s \tan \theta} \quad (6.5)$$

$$V_s = \frac{200 \text{ mm}^2 \times 440 \text{ MPa} \times 0,9 \times 146 \text{ mm}}{300 \text{ mm} \times \tan 35^\circ} = 55,1 \text{ kN}$$

$$V_R = 44,9 \text{ kN} + 55,1 \text{ kN} = 100,0 \text{ kN}$$

où V_c : contribution du béton
 V_s : contribution des étriers
 b_w : largeur de la poutre
 d_v : profondeur effective de la poutre ($0,9d$)
 A_v : Aire des sections des deux branche d'un étrier
 s : espacement entre deux étriers

La résistance à l'effort tranchant de la poutre est donc de 100,0 kN. Lors des essais de chargement cycliques et des essais statiques, le chargement est appliqué en un point, au centre de la poutre. Pour atteindre le moment résistant de la poutre de 24,0 kN.m, il faut appliquer une charge ponctuelle de 41,7 kN. Cette valeur est nettement inférieure à la résistance de la poutre à l'effort tranchant. Les poutres auront donc une rupture en flexion.

6.3 FABRICATION DES POUTRES

6.3.1 Coffrages, cages d'armature et instrumentation

Les coffrages des trois poutres ainsi que les cages d'armature ont été fabriqués au laboratoire de Polytechnique. Avant la coulée du béton, un capteur de déformation à fibre optique ainsi qu'un thermocouple sont installés dans le bas de chaque poutre tel qu'indiqué à la Figure 6.2. Le thermocouple est fixé sur un étrier, près du centre de la poutre. Un morceau de ruban adhésif est placé entre l'étrier et le thermocouple afin d'isoler le thermocouple de l'acier de l'étrier et que ce soit la température du béton qui soit mesurée et non celle de l'acier.

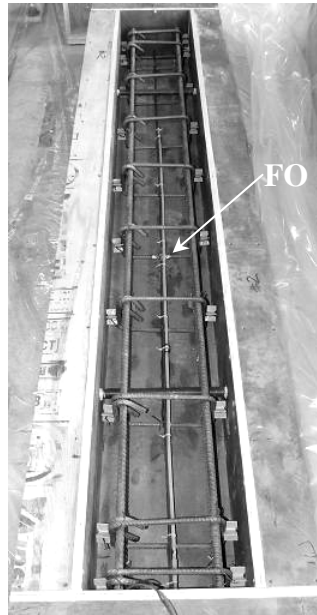


Figure 6.3 Cage d'armature et coffrage

Les capteurs de déformation à fibre optique sont illustrés à la Figure 6.4. Ceux utilisés pour ce projet ont une longueur de mesure active (*active zone*) d'un mètre. Cette zone active est composée de deux fibres optiques. L'une des fibres est tendue et se déforme avec le béton dans lequel le capteur est placé. La seconde fibre est lâche et sert de longueur de référence et mesure la déformation thermique des fibres. La déformation mesurée par la fibre tendue est ainsi automatiquement corrigée pour fournir la déformation causée uniquement par la déformation du béton. Ces fibres sont protégées par un tube de plastique.

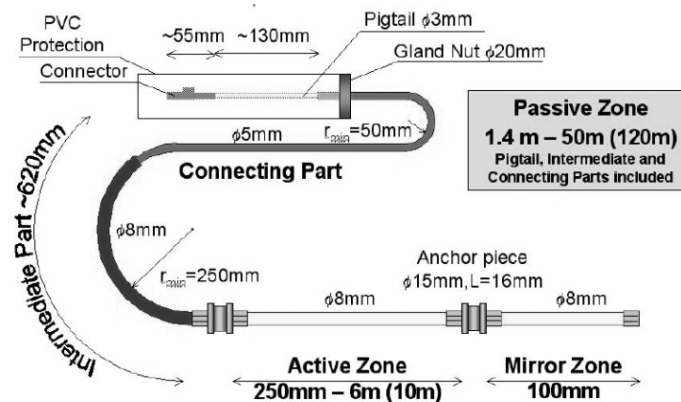


Figure 6.4 Capteur de déplacement à fibre optique [Inaudi, 2003]

Le fabricant des capteurs suggère qu'ils soient fixés le long d'un support rigide à l'aide d'attaches autobloquantes. Ceci permet de s'assurer que le capteur reste droit et bien en place lors de la coulée de béton. Comme la fibre optique est placée au centre de la section et qu'il n'y a pas d'armature principale à cet endroit, une tige d'acier lisse de 6 mm de diamètre est ajoutée sur toute la longueur de la poutre. La fibre optique viendra se fixer sur celle-ci.

6.3.2 Coulée du béton substrat

Le béton utilisé pour fabriquer les poutres est commandé chez un fabricant externe. Il s'agit d'un béton ordinaire ayant une résistance de 30 MPa à 28 jours et semblable dans sa formulation au BO à l'étude pour ce projet. Les caractéristiques mécaniques à 28 jours de ce béton sont présentées au Tableau 6.3.

Tableau 6.3 Propriétés mécaniques à 28 jours du béton substrat

Propriété	Valeur
f'_c	31,5 MPa
f'_t (essai brésilien)	2,9 MPa
E_c	27 611 MPa
ν	0,264

Après la coulée, les poutres sont recouvertes de jute humide pour une période de cure de sept jours. Les poutres sont par contre décoffrées après trois jours.

6.3.3 Scellement des côtés

Afin de s'assurer que les poutres aient un comportement semblable à celui d'une dalle de pont continue, il est nécessaire d'en sceller les surfaces latérales pour recréer des conditions de continuité hydrique. Le scellement limitera les échanges d'humidité latéraux.

Les surfaces sont donc scellées à l'aide du revêtement Sikafloor® 2003 à base de résine d'époxy qui s'applique aisément à l'aide d'un rouleau. Ce produit imperméabilise et scelle adéquatement les surfaces de béton.

6.4 RÉPARATION DES POUTRES

Sur les trois poutres fabriquées, deux d'entre elles sont réparées. Après avoir démoli la surface, l'une des poutres sera réparée avec le BO et l'autre avec le BFUP.

6.4.1 Conception des réparations

Les poutres sont réparées sur une épaisseur moyenne de 30 mm. Il a été choisi d'étudier une réparation mince pour reproduire le cas d'une dalle de pont dont le béton aurait été abîmé en surface seulement par divers mécanismes de détérioration (gel/dégel, sels déverglaçant, retrait restreint, etc.).

Le retrait de la réparation de béton est partiellement empêché par le béton substrat rigide. Afin de connaître le niveau de contraintes causées par la restriction des déformations, le degré d'entrave μ de ces déformations est calculé selon la méthode développée par Bernard [2000] et présentée à la section 3.4.1.

Le degré d'entrave μ dépend de la géométrie des sections et de la propriété des matériaux. Pour ce calcul préliminaire, les hypothèses suivantes sont posées :

- le comportement mécanique des deux matériaux (réparation et substrat) est linéaire et élastique;
- la viscoélasticité des matériaux de réparation permet une relaxation des déformations de l'ordre de 60% au jeune âge [Charron. 2003];
- l'adhérence entre la réparation et le substrat est supposée parfaite.

Les propriétés mécaniques des deux bétons de réparation, le BO et le BFUP, sont connues à 7 jours et à 28 jours et sont présentées aux tableaux 4.3 et 4.5 respectivement. Afin d'avoir une étude complète des contraintes créées par la restriction des réparations, les propriétés à 3 jours sont estimées à l'aide des équations 6.6 et 6.7 [CSA, 2006].

$$f'_c(t) \approx f'_c(28) \left(\frac{t}{4 + 0,85t} \right) \quad (6.6)$$

$$E_c(t) = \left(3000 \sqrt{f'_c(t)} + 6900 \right) (\gamma_c / 2300)^{1,5} \quad (6.7)$$

Pour le BO, on estime la valeur de la résistance à la fissuration à l'aide de l'équation 6.8 [CSA, 2006]. Dans le cas du BFUP, les valeurs de résistance en traction ont été estimées et présentées au Tableau 4.9.

$$f_t = 0.4\sqrt{f'_c} \quad (6.8)$$

À partir des propriétés des matériaux et des propriétés géométriques de la section de la poutre à l'étude, la valeur de μ est calculée pour les deux réparations à trois âges différents. La déformation libre de la réparation est obtenue des données de retrait des matériaux présentées à la section 4.4. La contrainte dans la réparation est calculée avec l'équation 3.1. Les résultats pour les deux réparations sont présentés aux tableaux 6.4 et 6.5.

Tableau 6.4 Entrave de la réparation de BO

Âge (jours)	E_c (GPa)	f_t (MPa)	μ	ϵ_r ($\mu\epsilon$)	σ_{new} (MPa)	σ_{new}/f_t
3	19,8	1,5	0,845	-127	-0,8	0,6
7	24,7	1,9	0,817	-285	-2,3	1,2
28	25,2	2,2	0,814	-521	-4,3	2,0

Tableau 6.5 Entrave de la réparation de BFUP

Âge (jours)	E_c (GPa)	f_t (MPa)	μ	ϵ_r ($\mu\epsilon$)	σ_{new} (MPa)	σ_{new}/f_t
3	29,0	7,4	0,795	-233	-2,1	0,3
7	32,1	8,7	0,780	-535	-5,4	0,6
28	36,0	11,1	0,763	-781	-8,6	0,8

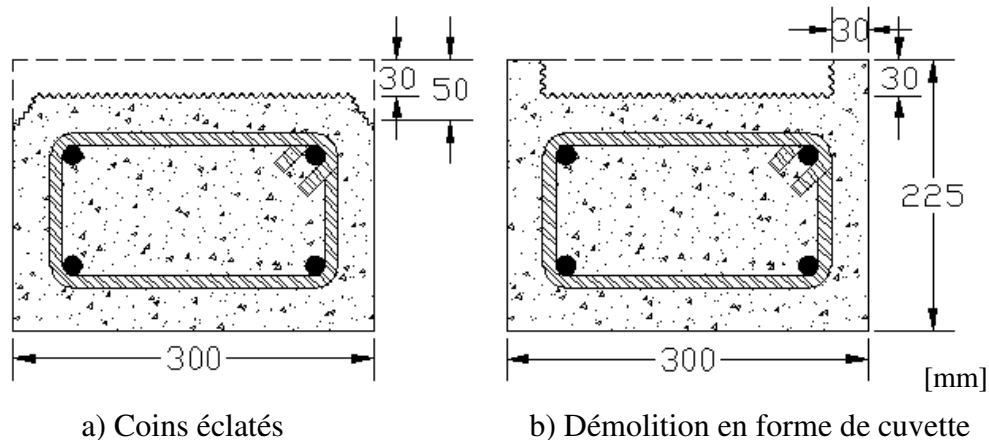
Selon les résultats obtenus, la réparation de BO fissure après 3 à 7 jours d'âge. En effet, à 7 jours et à 28 jours, la contrainte dans la réparation est supérieure à la résistance à la fissuration du BO. Ce n'est pas le cas du BFUP qui a une résistance en traction suffisamment grande pour résister aux contraintes dues au retrait restreint. Ces résultats préliminaires seront confirmés ou infirmés à l'aide des résultats expérimentaux présentés à la section 6.5.2.

6.4.2 Préparation de surface

Tel que démontré à la section 3.4, une bonne préparation de surface avant la réparation permet d'assurer une bonne adhérence entre le nouveau et le vieux béton. Ainsi, il a été choisi de ne pas utiliser de goujon pour assurer le lien entre les deux bétons. La mise en place de goujons complexifie l'opération de réparation et n'est pas nécessaire lorsque la surface est préparée de façon adéquate.

L'hydrodémolition est la meilleure méthode pour préparer la surface d'un élément de béton. En effet, cette méthode permet de démolir le béton détérioré sans causer de microfissuration dans le béton sain [Perez, 2005]. L'hydrodémolition de la surface des deux poutres devant être réparées est effectué à l'aide d'un jet d'eau à très haute pression sur une profondeur moyenne de 30 mm. Le jet d'eau est dirigé à l'aide d'une lance manipulée par un ouvrier.

Les fils du capteur à fil optique et du thermocouple placés au bas de chaque poutre ressortent du béton à l'extrémité de celle-ci. L'hydrodémolition de la surface est donc arrêtée à environ 100 mm de l'extrémité de la poutre. De plus, afin de ne pas faire éclater les coins de la poutre tel qu'illustré à la Figure 6.5a, l'hydrodémolition est arrêtée à 30 mm des côtés de la poutre. La surface hydrodémolie a ainsi une forme de cuvette comme le montre la Figure 6.5. Les rebords sont par la suite démolis à froid avec un marteau et un poinçon.



c) Poutre avec sa surface hydrodémolie

Figure 6.5 Hydrodémolition

Une fois la surface hydrodémolie, elle doit être séchée puis nettoyée à l'aide d'un jet d'air à haute pression. Ceci permet de débarrasser la surface de la poussière qui aurait pu s'y accumuler lors de la démolition.

La section 3.4.2 a permis de conclure qu'afin d'avoir une bonne adhérence entre le nouveau béton et le vieux béton, la surface devant recevoir la réparation doit être en condition saturée, surface sèche. Pour obtenir cette condition de surface, celle-ci est soumise à plusieurs cycles de mouillage-séchage durant les 24 heures précédant la mise en place de la réparation. L'objectif est que la surface du béton soit de couleur sombre (comme lorsque le béton est mouillé), mais qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau dans les rugosités.

6.4.3 Mise en place des réparations et cure

Afin de mettre en place les réparations, les coffrages utilisés pour fabriquer les poutres d'origines sont replacés sur celles-ci. Tel qu'illustré à la Figure 6.6, un capteur à fibre optique est mis en place sur chaque surface hydrodémolie et fixé à l'aide de petites tiges filetées de 5 mm de

diamètre. Ces tiges sont placées transversalement et espacées de 350 mm. Un thermocouple est également fixé sur l'une de ces tiges.



Figure 6.6 Surface hydrodémolie d'une poutre avant la réparation

Le béton est mis en place et surfacé à l'aide d'une truelle afin d'avoir la surface la plus plane possible. Dans le cas de la réparation en BFUP, la mise en place se fait de façon à ce qu'une majorité de fibres soient orientées parallèlement à la longueur de la poutre.

Une fois le béton frais surfacé, une toile de polyéthylène est appliquée à sa surface. Pour la réparation du BFUP, cette toile de plastique restera sur la surface jusqu'au décoffrage. Dans le cas de la réparation de BO, afin d'avoir des conditions semblables à celles en vigueur sur les chantiers, le polyéthylène est retiré après 24 heures. À ce moment là, de la jute humide est mise en place. La réparation de BO est donc en cure humide jusqu'au décoffrage. Après le décoffrage, les surfaces latérales des poutres et des réparations sont à nouveau scellées à l'aide du Sikafloor® 2003. Le Tableau 6.6 retrace la chronologie des événements dès la mise en place des réparations.

Tableau 6.6 Chronologie de la mise en place et de la cure des réparations

Temps (heures)	Réparation de BO	Réparation de BFUP
0	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en place de la réparation - Surfaçage à la truelle - Surface recouverte d'une toile de polyéthylène 	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en place de la réparation en prêtant attention à l'orientation des fibres - Surfaçage à la truelle - Surface recouverte d'une toile de polyéthylène
22	<ul style="list-style-type: none"> - Toile de polyéthylène retirée - Début de la cure humide à l'aide de jute 	<ul style="list-style-type: none"> - N/A
90	<ul style="list-style-type: none"> - Fin de la cure humide - Décoffrage - Scellement des surfaces latérales avec le Sikafloor® 2003 	<ul style="list-style-type: none"> - Décoffrage - Scellement des surfaces latérales avec le Sikafloor® 2003

6.5 COMPORTEMENT DÉFORMATIONNEL DES POUTRES RÉPARÉES

6.5.1 Montage et instrumentation

Avant d'être réparées, les trois poutres sont disposées dans la salle à environnement contrôlée. Comme pour les essais de fluage, la température de la salle est maintenue à une température de 22°C ($\pm 2^\circ\text{C}$) et à un taux d'humidité de 50% ($\pm 5\%$). Les poutres sont placées sur des appuis simples. Deux thermocouples et deux capteurs à fibre optiques sont noyés dans chaque poutre. En plus de cette instrumentation, un capteur de déplacement (potentiomètre linéaire) est placé sous chaque poutre afin de mesurer les flèches. Le Tableau 6.7 présente la nomenclature utilisée pour identifier chacun des instruments de mesure et la Figure 6.7 présente le montage. La prise de mesure débute avec la mise en place des réparations afin d'avoir des données sur le comportement de la poutre dès l'application du béton frais sur celle-ci.

Tableau 6.7 Nomenclature pour l'instrumentation des poutres

Capteur	Position	Poutre de référence (Ref)	Poutre réparée avec du BO	Poutre réparée avec du BFUP
Capteur de déplacement à fibre optique	Haut de la poutre	Ref-FO-h	BO-FO-h	BFUP-FO-h
	Bas de la poutre	Ref-FO-b	BO-FO-b	BFUP-FO-b
Thermocouple	Haut de la poutre	Ref-T-h	BO-T-h	BFUP-T-h
	Bas de la poutre	Ref-T-b	BO-T-b	BFUP-T-b
Potentiomètre linéaire (Capteur de déplacement)	Sous la poutre	Ref-Pot	BO-Pot	BFUP -Pot

Les capteurs de déplacement à fibre optique ont une précision sur les mesures de $\pm 1\%$. Les potentiomètres sont quant à eux précis à $\pm 0,001$ mm. Enfin, les thermocouples sont précis à $\pm 1^\circ\text{C}$.

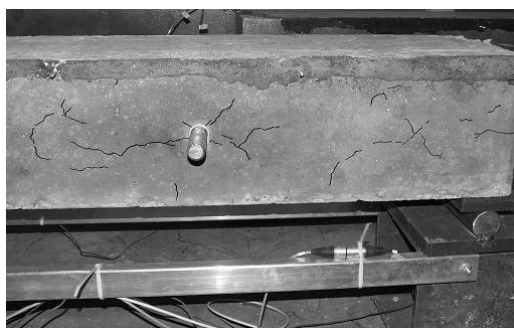
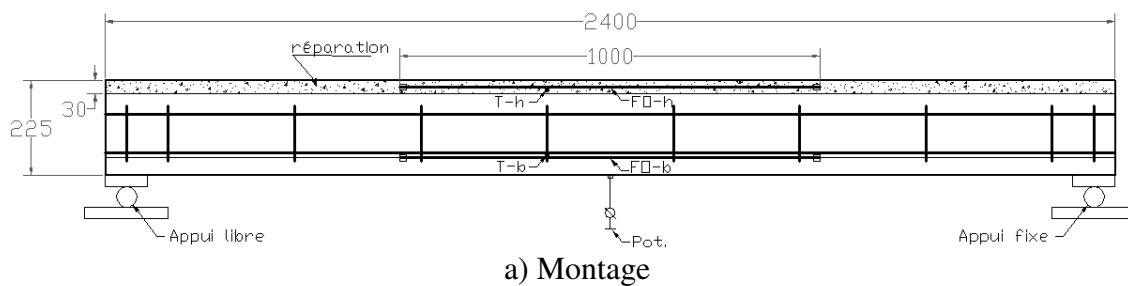


Figure 6.7 Montage pour l'étude du comportement déformationnel d'une poutre réparée

6.5.2 Résultats et analyse

La présentation du comportement de la réparation se fait en deux parties. La première partie présente le comportement des poutres réparées dans les sept jours suivant la mise en place de celle-ci. Ensuite, c'est le comportement sur quatre mois qui est étudié.

Comme il est démontré dans les prochaines sections, les déformations de la réparation ont un effet sur le comportement global de la poutre. Avec le montage adopté dans cette étude, la

réparation est située à la fibre supérieure de la poutre. Ainsi, lorsqu'elle se gonfle ou se contracte un moment de flexion apparaît dans la poutre et crée une flèche. Lorsque la réparation se gonfle, la poutre se soulève (diminution de la flèche) et lorsqu'elle se contracte, elle s'abaisse (augmentation de la flèche).

Dans les graphiques présentés, le gonflement du béton tel que mesuré par les capteurs à fibre optique représente une augmentation de la déformation, tandis qu'une contraction représente une diminution. Ainsi, lorsque la déformation est positive, la réparation est sollicitée en traction tandis que lorsqu'elle est négative, c'est en compression.

6.5.2.1 Comportement à court terme

Les phénomènes qui jouent un rôle à court terme dans le comportement d'une poutre réparée sont les déformations thermiques du béton frais, l'absorption de l'eau de la cure, le retrait, la viscoélasticité du matériau et enfin le décoffrage.

6.5.2.1.1 *Déformations thermiques*

La température du béton frais mis en place augmente durant les premières heures puisque la réaction d'hydratation ayant lieu dans le matériau est exothermique. Par diffusion, la température du béton substrat augmente également. La Figure 6.8 illustre ceci pour les deux poutres réparées. La figure donne aussi la température dans la poutre de référence, celle qui n'a pas été réparée. Cette information permet de connaître l'influence de la température ambiante sur le béton substrat.

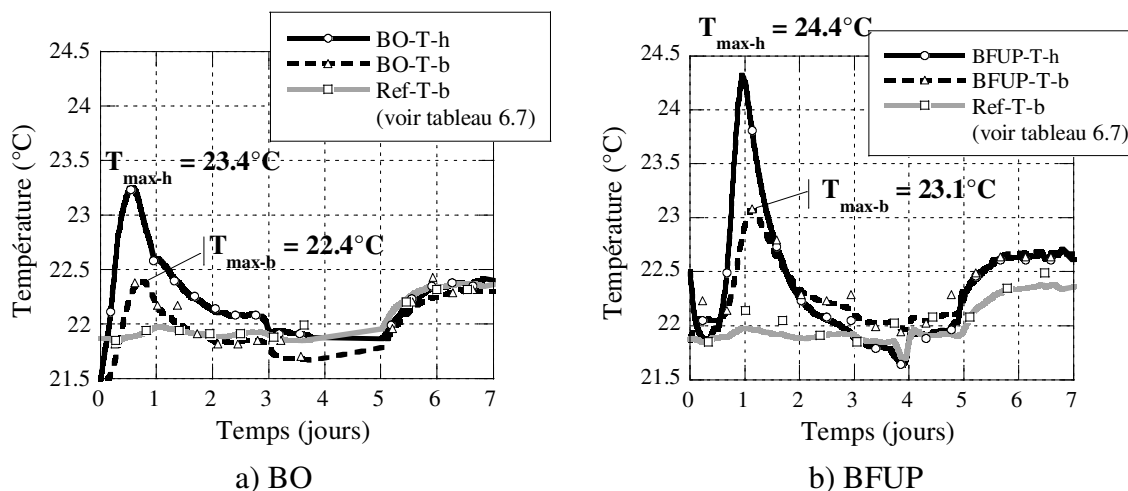


Figure 6.8 Échauffement des poutres réparées

La variation de la température des poutres ne se fait pas sans effet mécanique. Le coefficient de dilatation des bétons de réparation a pour effet de déformer les poutres réparées dans leur ensemble. La réparation gonflera tant que la température augmente et se contracte ensuite lorsque la température s'abaisse et que le retrait du matériau de réparation devient plus important. La Figure 6.9 montre l'amplitude du gonflement des réparations tel que mesuré par les fibres optiques placées au centre de celles-ci. Sur les mêmes graphiques, l'augmentation de la température dans les réparations est également tracée.

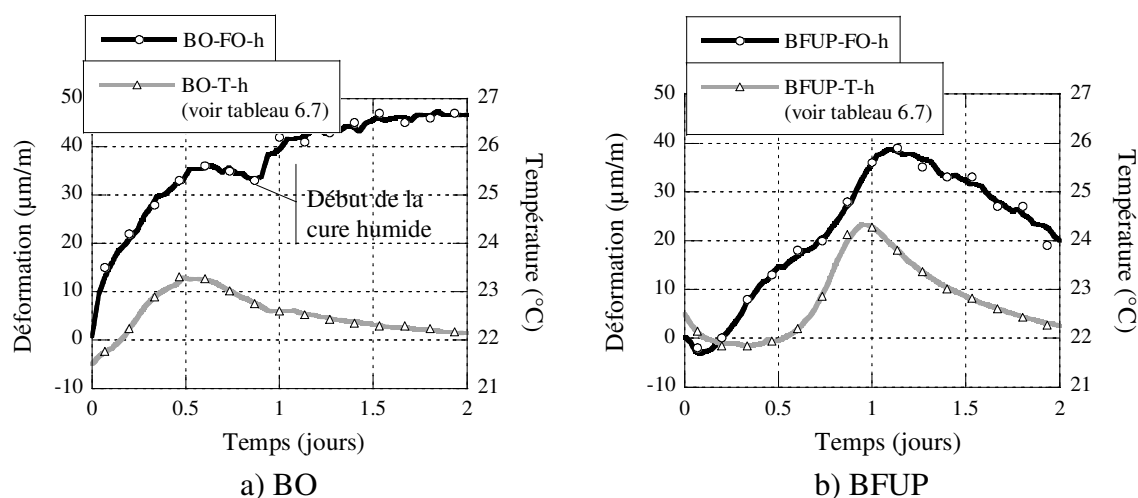


Figure 6.9 Déformation du béton de réparation et température

Enfin, les déformations thermiques de la réparation ont un effet sur le comportement global de la poutre, tel qu'illustré à la Figure 6.10. Cette figure illustre la flèche induite par ces déformations. Comme pour la figure précédente, la courbe de la température dans la réparation accompagne la courbe de la flèche.

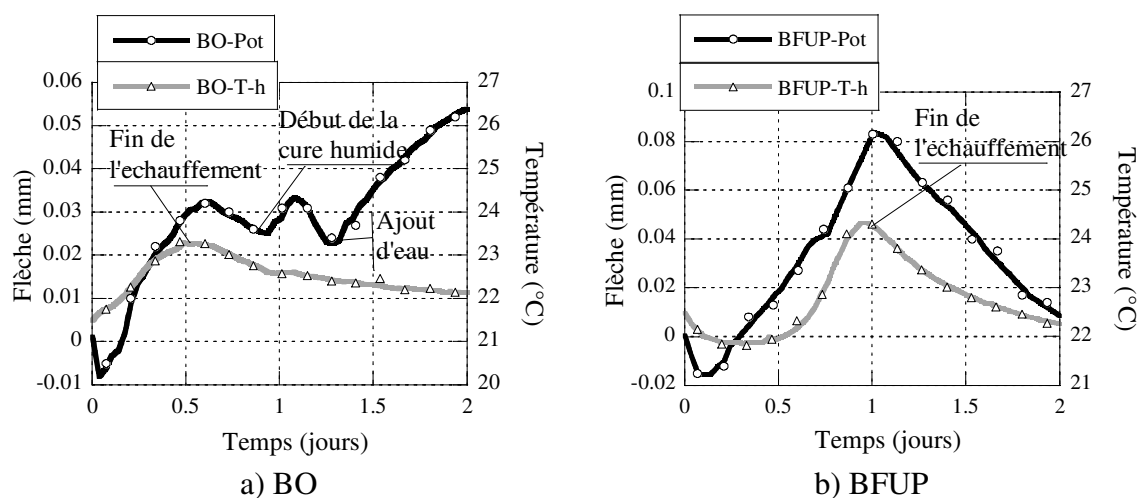


Figure 6.10 Flèche des poutres réparées et température

Le Tableau 6.8 présente les valeurs maximales de température, déformation et flèche dues à l'échauffement des réparations. Le tableau donne également à quel moment ces valeurs maximales sont atteintes et, dans le cas de la température, la différence entre la température du béton et celle de l'air ambiant (ΔT).

Tableau 6.8 Mesures maximales dues à l'effet thermique

		Réparation de BO		Réparation de BFUP	
		Valeur maximale	Temps écoulé depuis la mise en place	Valeur maximale	Temps écoulé depuis la mise en place
Température	Réparation	23,4°C ($\Delta T = 1,3^{\circ}\text{C}$)	13 heures	24,4°C ($\Delta T = 2,3^{\circ}\text{C}$)	23 heures
	Substrat	22,4°C ($\Delta T = 0,3^{\circ}\text{C}$)	16 heures	23,1°C ($\Delta T = 1,0^{\circ}\text{C}$)	26 heures
Déformation thermique (gonflement de la réparation)		36 $\mu\epsilon$	14 heures	39 $\mu\epsilon$	26 heures
Flèche (soulèvement de la poutre)		0,031 mm	15 heures	0,085 mm	26 heures

Dans le cas de la réparation en BO les valeurs maximales de température, gonflement et soulèvement de la poutre arrivent consécutivement, avec une heure d'intervalle. Le BFUP a une période dormante prolongée avant le début de la réaction d'hydratation [Braïke, 2007]. Ainsi, la température maximale de la réparation de BFUP est atteinte beaucoup plus tard que dans le cas du BO. Le gonflement maximal de la réparation et le soulèvement maximal arrivent simultanément trois heures après l'échauffement maximal de la réparation.

L'élévation maximale de température par rapport à la température ambiante est de $1,3^{\circ}\text{C}$ pour le BO et $2,3^{\circ}\text{C}$ pour le BFUP. Cette faible hausse de température est cohérente pour une réparation mince de seulement 30 mm d'épaisseur.

6.5.2.1.2 Comportement sur 7 jours

Une fois la température maximale atteinte, la réparation commence à se contracter sous l'effet combiné du refroidissement et du retrait du béton. La Figure 6.11 présente la déformation de la réparation et l'évolution de la flèche de la poutre pendant les sept premiers jours après la coulée du nouveau béton. Le Tableau 6.6 présenté précédemment donne la suite des événements entre la mise en place des réparations et le décoffrage.

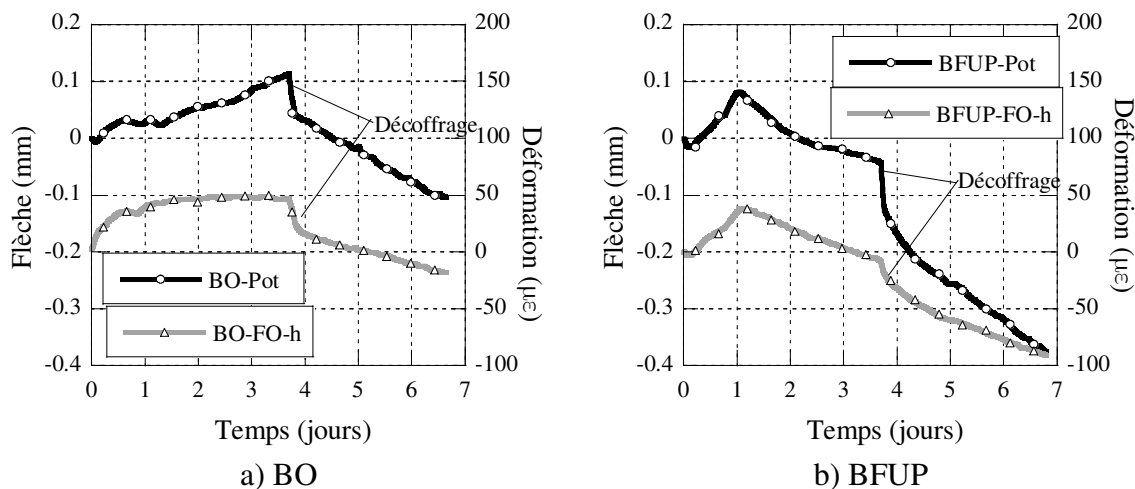


Figure 6.11 Flèche et déformation des poutres réparées sur 7 jours

Dans le cas de la réparation de BO, la cure humide fait gonfler le béton encore d'avantage que l'échauffement dû à l'hydratation. Ceci est bien visible sur les figures 6.9a et 6.10a. L'absorption d'eau surpasse l'effet du retrait endogène et fait gonfler la réparation et augmenter la flèche de la poutre jusqu'à la fin de la cure. La fin de la cure humide coïncide avec le décoffrage de la réparation. C'est donc à ce moment que, sous l'effet du retrait total (endogène et séchage), la poutre cesse de se soulever pour commencer à s'abaisser. Le décoffrage de la réparation en BO cause une déformation instantanée de $-26 \mu\epsilon$ dans la réparation et une flèche instantanée de $-0,08 \text{ mm}$ au centre de la poutre.

La réparation de BFUP n'est pas soumise à une cure humide. Avant le décoffrage, la surface de la réparation est scellée par une pellicule de polyéthylène. Ainsi, c'est du retrait endogène qui a lieu. Le décoffrage de la réparation en BFUP cause une déformation instantanée de $-15 \mu\epsilon$ dans la réparation et une flèche instantanée de $-0,06 \text{ mm}$ au centre de la poutre. C'est à ce moment que débute le retrait total (endogène et séchage) puisque la surface n'est plus scellée.

Les déformations élastiques instantanées au moment du décoffrage sont causées par la baisse de rigidité de la poutre. En effet, les coffrages de bois contribuent à augmenter la rigidité de la section de la poutre avant le décoffrage.

6.5.2.2 Comportement à long terme

Tel que présenté à la section 4.4.2, le retrait du BO et du BFUP se poursuit sur plusieurs mois. La Figure 6.12 illustre les déformations des réparations mesurées par les capteurs à fibre optique. Le retrait total de la réparation ne débute réellement qu'au moment du décoffrage qui coïncide également avec la fin de la cure dans le cas du BO. Le Tableau 6.9 donne les déformations des réparations entre le moment du décoffrage et 120 jours et, pour la même période, le retrait total mesuré pour les deux matériaux lors de la première phase expérimentale

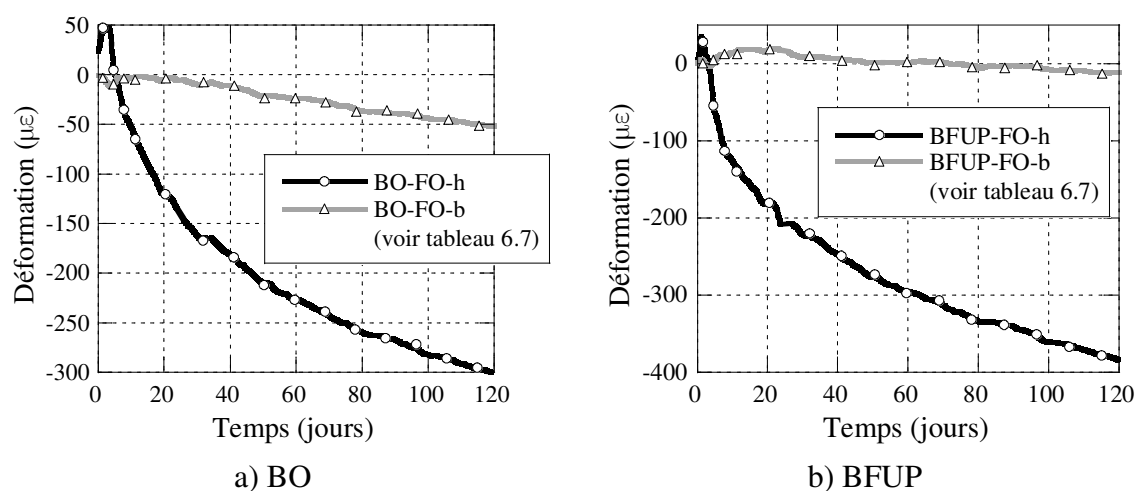


Figure 6.12 Déformation des poutres réparées sur 120 jours

Tableau 6.9 Déformations entre 3,75 et 120 jours

Matériau	Retrait de la réparation	Retrait libre total	Retrait/Retrait libre
BO	-325 $\mu\epsilon$	-500 $\mu\epsilon$	65%
BFUP	-360 $\mu\epsilon$	-730 $\mu\epsilon$	49%

Le Tableau 6.9 démontre que seulement une partie des déformations de retrait total sont mesurées sur les réparations. Le reste des déformations est restreinte par le substrat de béton. La viscoélasticité des matériaux permet de relaxer une grande partie de la déformation restreinte. La déformation restreinte qui n'est pas relaxée contribue à créer une contrainte de traction dans les

matériaux de réparation. Le comportement viscoélastique du BFUP a compensé pour une grande partie de la déformation restreinte, soit 51% alors que pour le BO, ce n'est que 35%.

La flèche de la poutre continue elle aussi à augmenter pendant plusieurs mois (Figure 6.13). Cette augmentation de la flèche est due en partie au retrait de la réparation. Si le retrait augmente, la flèche augmente aussi. Cependant, la viscoélasticité a également un rôle à jouer. Le poids propre de la poutre agit sur le spécimen et contribue à augmenter la flèche par fluage flexionnel.

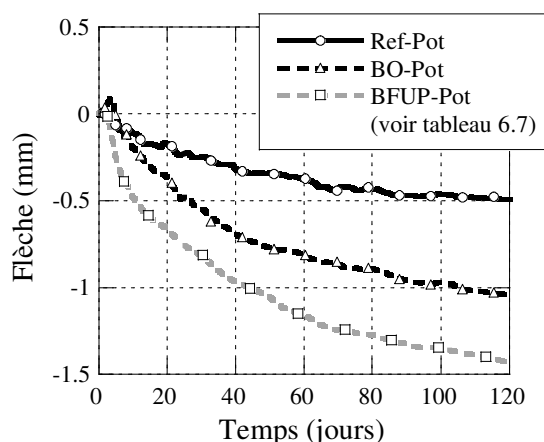


Figure 6.13 Flèche des poutres sur 120 jours

Il est supposé que les trois poutres ont approximativement le même poids et une flèche due au poids propre égale. Le BFUP a une masse volumique légèrement plus élevée, mais comme l'épaisseur de la réparation n'est que de 30 mm, la différence de poids ne sera pas significative. Ainsi, la poutre de référence permet de connaître la flèche uniquement due au fluage flexionnel causé par le poids propre de la poutre, soit -0,5 mm après 120 jours.

Comme le retrait est plus important pour le BFUP, la poutre réparée avec ce matériau a une flèche plus grande. Après 120 jours, la flèche de la poutre réparée avec du BO est de -1,1 mm et celle de la poutre réparée avec du BFUP est de -1,4 mm.

Après cinq mois de conditionnement des poutres sur leurs appuis simples, aucune fissuration transversale n'est observée sur les réparations, pour le BO comme pour le BFUP. À la section 6.4.1, le calcul du degré d'entrave portait à croire que la réparation de BO allait fissurer entre 3 et

7 jours d'âge. Cette situation n'ayant pas été observée, il semble que le potentiel de relaxation des contraintes du BO ait été sous-estimé dans le calcul.

6.6 ESSAI DE FATIGUE

L'objectif de l'essai de fatigue en flexion trois points est d'étudier le comportement des poutres réparées sous un chargement cyclique. Ce chargement reproduit le passage répétitif d'un camion CL-625 [CSA, 2006] sur la dalle d'un pont et permet de s'assurer que la réparation ne se décolle pas du substrat avec le temps.

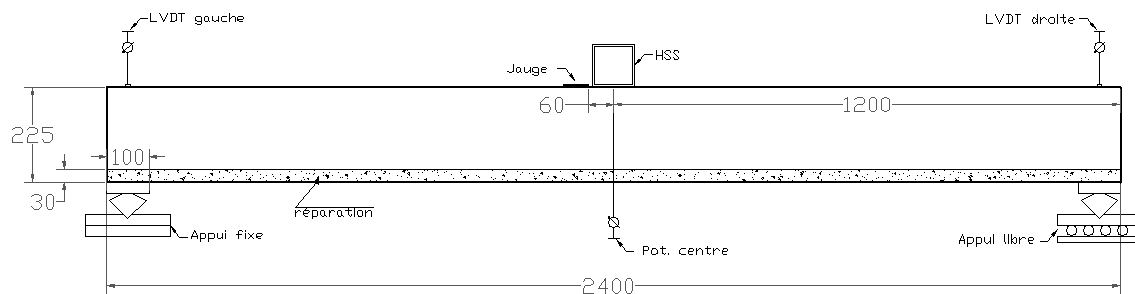
Suite à l'application d'un million de cycles, un chargement statique est appliqué à la poutre afin d'en connaître sa résistance ultime résiduelle. Ainsi, la résistance de la poutre de référence, sans réparation, pourra être comparée à celle des poutres réparées avec du BO et du BFUP.

L'essai de fatigue reprend le montage, les chargements et le protocole utilisés par Marie-Claude Lessard [2009] pour tester les systèmes pré-dalle/dalle. Le protocole complet est présenté à l'annexe C.

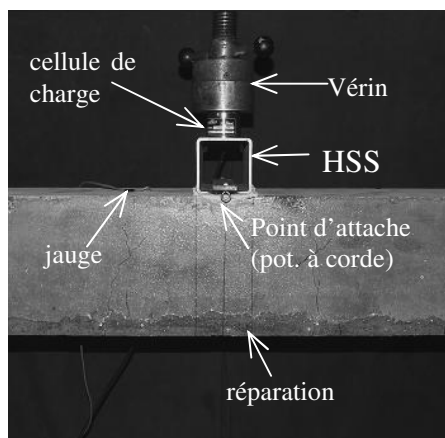
6.6.1 Montage et instrumentation

Le montage pour l'essai de fatigue en flexion est illustré à la Figure 6.14. Il s'agit d'un essai de flexion en trois points et la poutre est disposée à l'envers sur ses appuis simples, c'est-à-dire que la réparation est vers le bas. Ainsi, la réparation se trouve à la fibre tendue de la poutre sollicitée en flexion, soit en moment négatif tel que retrouvé près des poutres longitudinales d'un pont.

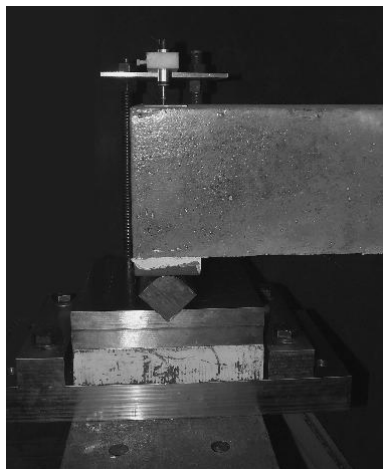
Un profilé en acier de type HSS est mis en place au centre de la portée de la poutre. Il est fixé à l'aide de mortier Ultracal® 30. Ce profilé a une largeur de 100 mm et une longueur de 300 mm. Il permet de transférer la charge appliquée par le vérin sur toute la largeur de la poutre. Au centre de la portée du HSS, une cellule de charge est mise en place. C'est sur cette cellule que vient s'appuyer un vérin ayant une capacité de 22 000 lbs (100 kN), relié à un pulsateur qui permet l'application du chargement cyclique.



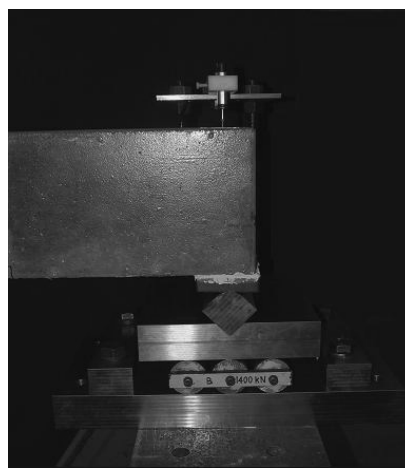
a) Schéma du montage



b) Point de chargement



c) Appui fixe



d) Appui libre

Figure 6.14 Montage et instrumentation pour l'essai de fatigue

Une jauge de déformation est collée à la surface du béton, près du profilé d'acier. Cette jauge permet de mesurer les déformations du béton à la fibre comprimée de la poutre en flexion. Deux potentiomètres à corde mesurent la flèche de la poutre. Les cordes sont attachées après le profilé

d'acier, de chaque côté de la section de la poutre. La moyenne des mesures prises par chaque potentiomètre est faite afin d'avoir la mesure de la flèche au centre de la poutre. Enfin, les capteurs de déplacement (LVDT) disposés aux appuis permettent de mesurer le tassement des appuis et de le retirer de la mesure de la flèche au centre.

La jauge de déformation prend des mesures précises à $\pm 1 \mu\epsilon$. Les potentiomètres à corde sont précis à $\pm 0,01$ mm. Ainsi, la mesure de flèche, qui est obtenue par la moyenne des mesures des deux potentiomètres, a une précision de $\pm 0,02$ mm. Les LVDT placés aux appuis ont une précision de $\pm 0,002$ mm. Enfin, la cellule de charge est précise à $\pm 0,003$ kN.

6.6.2 Déroulement de l'essai

L'essai de fatigue se déroule en trois phases. Pour 500 000 cycles, le chargement oscille entre une valeur minimale (P_{\min}) et une valeur maximale (P_{\max}) à un rythme de 4 Hz. Ensuite, un chargement exceptionnel (P_0) est appliqué à la poutre avant de reprendre le chargement cyclique pour 500 000 autres cycles. Au total, 1 million de cycles de chargement sont appliqués à la poutre. Ces étapes de chargement sont présentées schématiquement à la Figure 6.15. L'essai se termine par un chargement statique afin de connaître la résistance résiduelle de la poutre.

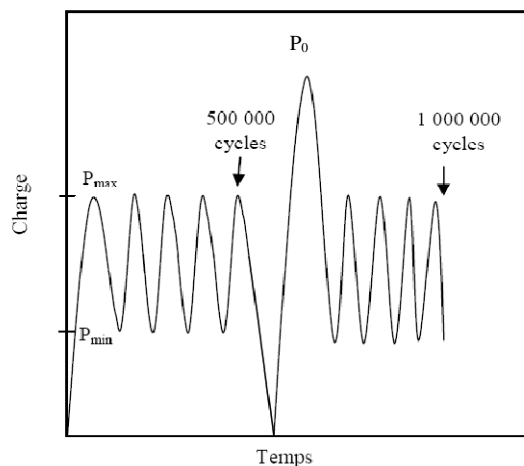


Figure 6.15 Protocole de chargement cyclique [Lessard, 2009]

Les charges P_0 , P_{\min} et P_{\max} utilisés sont les mêmes que celles déterminées pour les essais cycliques sur les systèmes dalles/pré-dalles [Lessard, 2009], mais ajustées pour des poutres ayant une largeur de 300 mm.

Les chargements pour la conception des poutres ont été calculées pour des poutres de 3,0 m. Les essais sont réalisés sur des poutres de 2,4 m de longueur. Il est supposé que toutes les trois poutres ont environ la même masse volumique, malgré les différentes réparations. Le poids propre des poutres testées est donc calculé à l'équation 6.10.

$$M_D = \frac{w_D L^2}{8} = \frac{(\gamma_c \times h) \times L^2}{8}$$

$$M_D = \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 0,225 m \times (2,4 m)^2}{8} = 3,9 kN.m/m \quad (6.10)$$

$$\Delta M_D = [M_D]_{L=3m} - [M_D]_{L=2,4m} = 6,1 \frac{kN.m}{m} - 3,9 \frac{kN.m}{m} = 2,2 \frac{kN.m}{m}$$

La charge P_0 correspond à l'état limite ultime (ELU). C'est un chargement exceptionnel que peut subir une dalle de pont. Cette charge permettra de fissurer la poutre si elle ne l'est toujours pas après les premiers cycles de chargement ou encore de faire progresser la fissuration déjà présente. Une fois fissurée, il est possible d'étudier le comportement des réparations lorsqu'endommagées.

La charge P_0 correspond donc à la charge à l'ultime ($M_{f,ELU}$) tel que calculée à l'équation 6.3. À cette charge, la contribution du poids propre des poutres de 2,4 m est retirée, puisqu'elle est déjà présente lors de l'essai de flexion.

Le facteur de pondération de la charge vive (M_L) inclut un facteur de croissance de 20 % qui permet de tenir compte de l'augmentation des charges de camion dans le temps [Massicotte, 2008]. Pour obtenir la charge actuelle, la charge vive pondérée est divisée par 1,2. La charge P_0 est calculée à l'équation 6.11.

$$M_0 = \left[\frac{1,70M_L}{1,2} + 1,50M_B \right]_{L=3,0m} + 1,20\Delta M_D$$

$$M_0 = \left[\frac{1,7 \times 33,0 \text{ kN.m/m}}{1,2} + 1,5 \times 1,8 \frac{\text{kN.m}}{m} + 1,20 \times 2,2 \frac{\text{kN.m}}{m} \right] \quad (6.11)$$

$$\times 0,3 \text{ m} = 15,6 \text{ kN.m}$$

$$P_0 = \frac{4 \times M_0}{L} = 26,8 \text{ kN}$$

La charge P_{\max} correspond à l'état limite en fatigue (ELF) et est calculée à l'équation 6.12. À cette charge, la contribution du poids propre des poutres de 2,4 m a également été retirée.

$$M_{\max} = 1,0M_L + 1,0M_B + 1,0\Delta M_D$$

$$M_{\max} = \left[1,0 \times 33,0 \frac{\text{kN.m}}{m} + 1,0 \times 1,8 \frac{\text{kN.m}}{m} + 1,0 \times 2,2 \frac{\text{kN.m}}{m} \right] \quad (6.12)$$

$$\times 0,3 \text{ m} = 11,1 \text{ kN.m}$$

$$P_{\max} = \frac{4 \times M_{\max}}{L} = 18,5 \text{ kN}$$

La charge minimale est choisie afin que la différence entre P_{\max} et P_{\min} soit égale à 40% de la charge nette. Cette charge est calculée à l'équation 6.13 et la valeur de P_{\min} est obtenue à l'équation 6.14.

$$M_{f \text{ net}} = M_{f \text{ ELU}} - 1,20M_D$$

$$M_{f \text{ net}} = \left[66,1 \frac{\text{kN.m}}{m} - 1,20 \times 3,9 \frac{\text{kN.m}}{m} \right] \times 0,3 \text{ m} = 18,4 \text{ kN.m} \quad (6.13)$$

$$P_{f \text{ net}} = \frac{4 \times M_{f \text{ net}}}{L} = 30,7 \text{ kN}$$

$$\Delta P = P_{\max} - P_{\min} = 0,40P_{f \text{ net}}$$

$$P_{\min} = P_{\max} - 0,40P_{f \text{ net}} \quad (6.14)$$

$$P_{\min} = 18,5 \text{ kN} - 0,40 \times 30,7 \text{ kN} = 6,2 \text{ kN}$$

Le Tableau 6.10 présente les valeurs finales utilisées pour l'essai cyclique. Ces valeurs sont légèrement différentes de celles calculées précédemment due à des erreurs lors de la mise au point de l'essai.

Tableau 6.10 Chargements pour l'essai cyclique

	Théorique	Expérimental
P_0	26,8 kN	25,0 kN
P_{\max}	18,5 kN	17,7 kN
P_{\min}	6,2 kN	5,7 kN

6.6.3 Résultats et analyse

Les résultats des essais cycliques et statiques sont présentés pour chaque poutre et sont ensuite analysés afin de conclure sur la performance des réparations.

6.6.3.1 Poutre de référence

La poutre de référence a fissuré après le premier cycle de chargement. Par la suite, la fissuration n'a pas visiblement progressée pendant le million de cycles.

Les flèches mesurées lors de l'essai sont illustrées à la Figure 6.16a. Les flèches maximales et minimales augmentent graduellement au cours de l'essai. La flèche maximale est initialement de 4,7 mm et est de 5,4 mm lorsque l'essai cyclique se termine. La flèche minimale passe de 3,3 mm à 3,9 mm entre le début et la fin de l'essai. Une augmentation involontaire de P_{\max} lors de l'essai cyclique a fait augmenter la flèche maximale entre les cycles 200 000 et 300 000. Lorsque P_{\max} a été stabilisée à la valeur prévue de 17,7 kN, la flèche maximale est revenue à une valeur s'inscrivant dans son augmentation graduelle entre le début et la fin de l'essai.

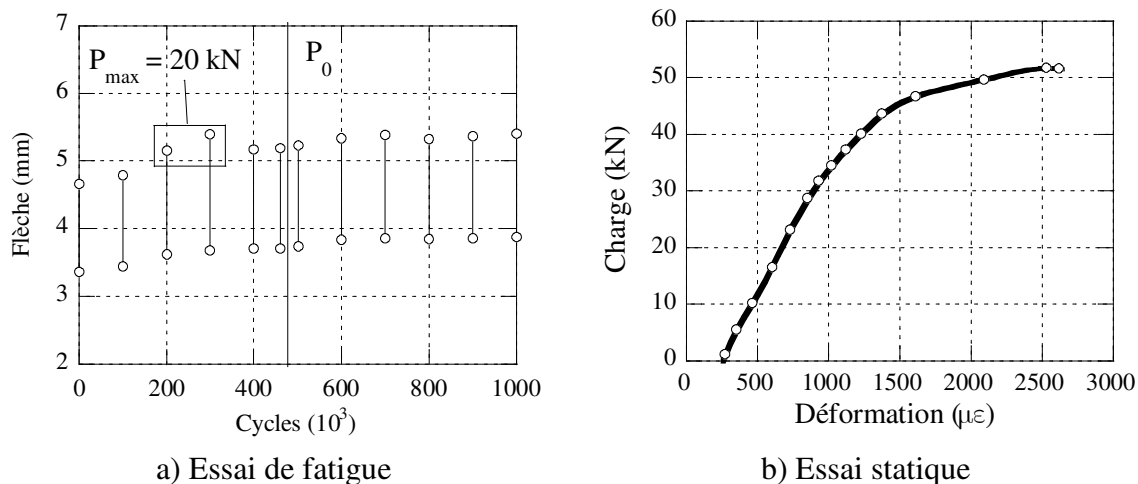


Figure 6.16 Résultats des essais sur la poutre de référence

L'application de la charge exceptionnelle P_0 n'a pas augmenté la fissuration de la poutre. De plus, les flèches mesurées avant et après ce chargement sont restées les mêmes, soit une flèche minimale de 3,7 mm et une flèche maximale de 5,2 mm.

Le comportement lors de l'essai statique est tel qu'attendu et la rupture finale se fait en flexion (Figure 6.16b). La plastification des barres d'armatures se produit pour une charge de 44,9 kN, soit un moment de 25,8 kN.m. Le moment résistant (M_R) calculé à la section 6.2.3 pour atteindre la plastification des armatures de la poutre de référence est de 24,0 kN.m. Le calcul théorique a donc sous-estimé la résistance de seulement 1,8 kN.m.

La charge maximale appliquée sur la poutre est de 51,7 kN, soit un moment de 29,7 kN.m. L'essai a dû être arrêté à cette charge puisque le vérin de 11000 lbs (50 kN) installé pour ce premier test n'avait pas une capacité suffisante pour appliquer une charge plus grande. Comme la charge avait commencé à se stabiliser, il a été supposé que la rupture en flexion de la poutre était imminente. La fissure menant à la rupture se trouve au centre de la portée. Elle s'est initiée près d'une des tiges filetées servant de points d'ancrage des capteurs à fibre optique.

6.6.3.2 Poutre réparée avec du BO

La poutre réparée avec du BO s'est comportée de la même façon que la poutre de référence. La poutre et sa réparation ont fissuré lors des premiers cycles de chargement et la fissuration n'a pas significativement augmenté jusqu'à la fin de l'essai cyclique. De plus, aucun décollement entre la

réparation et son substrat n'est observée durant l'essai. Tel qu'illustré à la Figure 6.17a, pendant l'essai cyclique, la flèche maximale passe de 4,7 mm à 5,4 mm tandis que la flèche minimale passe de 3,3 mm à 3,9 mm. Ces valeurs sont les mêmes que celles observées pour la poutre de référence.

Pour cette poutre aussi, l'application de P_0 n'augmente pas significativement la fissuration et les flèches minimales et maximales qui restent de 3,7 mm et 5,2 mm avant et après l'application de cette charge.

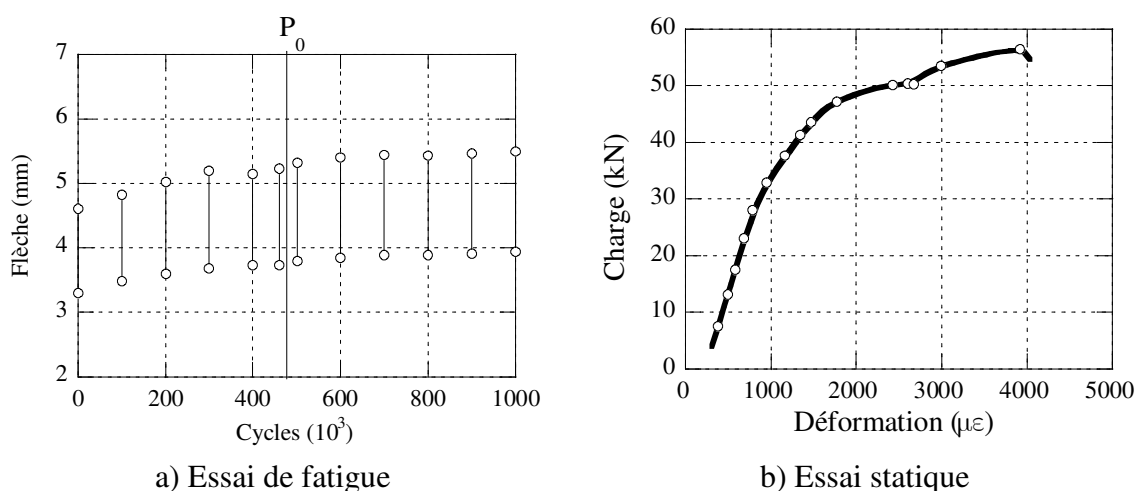


Figure 6.17 Résultats des essais sur la poutre réparée avec du BO

Lors de l'essai statique, aucun décollement de la réparation n'est observé et la rupture se produit en flexion (Figure 6.17b). La fissure menant à la rupture est également près du centre de la portée et s'est initiée près de l'une des tiges filetées servant de support au capteur à fibre optique.

La plastification des barres d'armatures survient pour une charge 42,0 kN soit un moment de 24,2 kN.m. Cette valeur est près de celle mesurée pour la poutre de référence (25,8 kN). La rupture finale se produit sous une charge 56,5 kN, soit un moment de 32,5 kN.m. Le béton a atteint une déformation de -4036 $\mu\epsilon$, soit pratiquement sa déformation maximale avant la rupture en compression qui se produit normalement à des déformations de l'ordre de -4000 à -4500 $\mu\epsilon$. La charge maximale appliquée sur cette poutre est supérieure à celle appliquée sur la car le vérin

utilisé pour cet essai a une capacité supérieure (2200 lbs ou 100 kN) à celui utilisé pour charger la poutre de référence.

La réparation en BO semble avoir restauré adéquatement la capacité de la poutre puisque les flèches mesurées et le moment de plastification mesuré sont semblables à ce qui a été mesuré sur la poutre de référence.

6.6.3.3 Poutre réparée avec du BFUP

Le comportement de la poutre réparée avec du BFUP diffère totalement de celui des deux poutres précédentes. Lors des chargements cycliques, la poutre ne fissure pas. Les efforts sont entièrement repris par la réparation de BFUP. L'oscillation de la flèche est présentée à Figure 6.18a. Entre le début et la fin de l'essai cyclique, la flèche maximale passe de 0,7 mm à 1,0 mm tandis que la flèche minimale passe de 0,4 mm à 0,7 mm. Les flèches mesurées pendant l'essai cyclique pour cette poutre sont donc beaucoup plus faibles que celles mesurées pour les poutres précédentes.

L'application de la charge exceptionnelle P_0 ne permet pas de fissurer la poutre et les flèches minimales et maximales restent les mêmes avant et après ce chargement (0,6 mm et 1,0 mm).

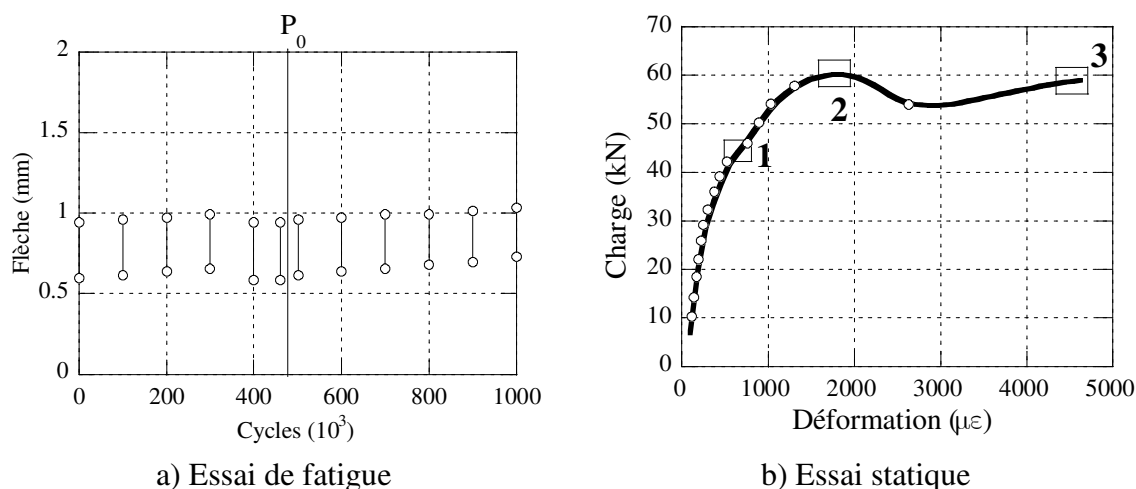


Figure 6.18 Résultats des essais sur la poutre réparée avec du BFUP

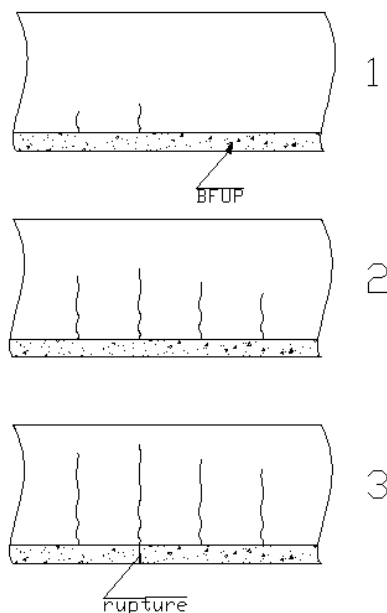


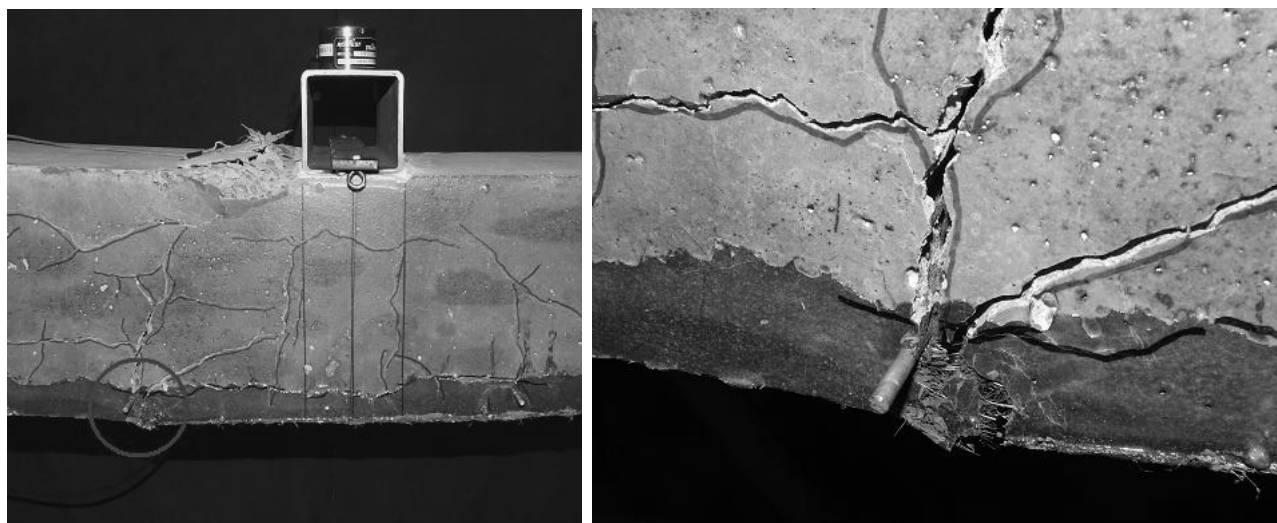
Figure 6.19 Progression de la fissuration sur la poutre réparée avec du BFUP

L'essai statique permet de confirmer que cette poutre réparée avec du BFUP a une rigidité nettement plus grande (Figure 6.18b). Les trois chiffres notés sur la Figure 6.18b représentent la plastification des barres d'armatures (1), la charge maximale (2) et la rupture (3). La fissuration à chacune de ces charges est illustrée à la Figure 6.19.

La fissuration s'initie dans le substrat de béton ordinaire seulement lorsque les barres d'armatures se plastifient, soit pour une charge de 43,5 kN (étape 1). Le moment de plastification de cette poutre (25,0 kN.m) est donc proche de celui des deux autres poutres. Par contre, la flèche et la déformation en compression du béton substrat observées au moment de la plastification sont beaucoup plus faibles pour la poutre réparée avec du BFUP (voir Tableau 6.11)

Une fois les barres d'armatures plastifiées et la fissuration initiée dans le substrat, la réparation fait le pontage des fissures, c'est-à-dire qu'elle empêche les fissures du substrat de s'ouvrir trop rapidement (étape 2). La charge maximale de 60,8 kN (35,0 kN.m) est atteinte juste avant la fissuration de la réparation. Lorsque la réparation de BFUP est fissurée, les fibres vont coudre les fissures et retarder la rupture finale de la poutre. Les fibres reprennent une partie des contraintes dans la réparation. Ainsi, cette poutre a un comportement écrouissant (voir Figure 6.18b). La rupture finale se fera à une charge de 59,0 kN (33,9 kN.m). À ce moment, la déformation du béton est de $-4618 \mu\epsilon$ et il éclate en compression.

La rupture finale de la poutre se fait en flexion sans aucun décollement de la réparation (étape 3 et Figure 6.20b). La fissure qui amène la rupture s'est initiée à l'un des points d'ancrage de la fibre optique dans la réparation, comme pour les deux autres poutres.



a) Vue d'ensemble

b) Vue rapprochée

Figure 6.20 Rupture de la réparation en BFUP

6.6.3.4 Analyse

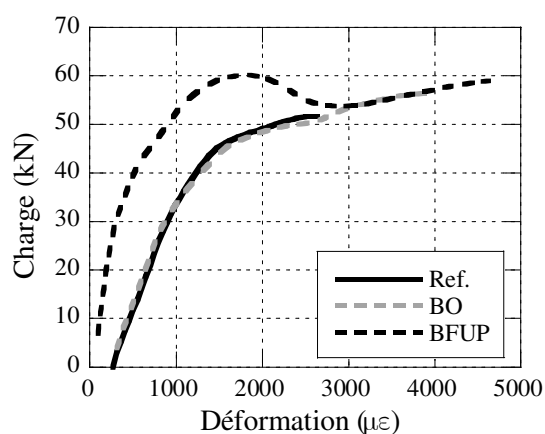
Le Tableau 6.11 compare les résultats des essais statiques et la Figure 6.21 superpose les courbes charge-déformation des trois poutres. Le Tableau 6.11 donne également le rapport entre les résultats obtenus avec la poutre de référence et ceux obtenus avec les poutres réparées. Tel que précisé auparavant, la plastification des armatures a lieu à environ la même charge pour les trois poutres. La charge moyenne de plastification est donc de 43,5 kN ce qui équivaut à un moment de flexion de 25,0 kN.m. Le moment résistant calculé à l'équation 6.4 pour la poutre est de 24,0 kN. La sous-estimation de la résistance est donc assez faible.

Tableau 6.11 Résultats des essais statiques

		Charge (kN)	Rapport de charge	Déformation à la fibre comprimée ($\mu\epsilon$)	Rapport de déformation	Flèche (mm)	Rapport de flèche
Poutre REF	Plastification	44,9	-	-1436	-	12,8	-
	Maximum	51,7*	-	-2638	-	20,9	-
Poutre BO	Plastification	42,0	0,94	-1376	0,96	11,9	0,93
	Rupture	56,5	1,00**	-4036	1,00**	30,4	1,00**
Poutre BFUP	Plastification	43,5	0,97	-549	0,38	3,4	0,27
	Maximum	60,8	1,08	-1787	0,44	10,8	0,36
	Rupture	59,0	-	-4618	-	27,1	-

*Sous-estimation de la charge due à la capacité de chargement.

**Hypothèse

**Figure 6.21 Résultats des essais statiques comparés**

La Figure 6.21 montre bien que la poutre réparée avec du BO a un comportement pratiquement identique à celui de la poutre de référence. Comme le chargement de la poutre de référence est sous-estimé dû à la capacité du vérin utilisé pour cet essai, il est supposé que les valeurs de rupture de cette poutre sont équivalentes aux valeurs mesurées sur la poutre réparée avec du BO.

La poutre réparée avec du BFUP se distingue par une rigidité et une résistance nettement plus grandes tel qu'illustré à la Figure 6.21. De plus, elle a un comportement écrouissant. La charge maximale appliquée sur la poutre réparée avec du BFUP est de 60,8 kN alors qu'elle n'est que de 56,5 kN pour la poutre réparée avec du BO. De plus, les flèches et les déformations mesurées à la

plastification des barres d'armature et au chargement maximal sont nettement inférieure dans le cas de la poutre réparée avec du BFUP. L'excellente performance de la poutre réparée avec seulement 30 mm de BFUP est mise en évidence par les colonnes de rapport au Tableau 6.11. À la plastification, la flèche de la poutre de BFUP est 73% plus petite que celle mesurée sur la poutre de référence et la déformation à la fibre comprimée est 62% plus petite. Enfin, au chargement maximal, la flèche de la poutre de BFUP est 64% plus petite que celle mesurée sur la poutre de BO et la déformation à la fibre comprimée est 56% plus petite

6.7 CONCLUSION

Cinq mois après la réhabilitation des poutres, aucune fissuration n'est observée dans les réparations. La viscoélasticité des matériaux de réparation a été suffisante pour compenser une large proportion du retrait et donc relaxer les contraintes engendrées par la restreinte du béton substrat.

La procédure de préparation de la surface avant la mise en place de la réparation se sont également avérées bonne puisqu'aucun décollement des réparations n'a été observé pendant les essais mécaniques sur les poutres. L'hydrodémolition est donc une méthode à privilégier pour préparer une surface de béton devant être réparée. De plus, tel que Ong [1997] l'a conclut, une condition de surface saturée séchée avant la mise en place de la réparation contribue à l'adhérence de la réparation.

Enfin, comme l'ont démontré Denarié et Habel [2003] lors de leur campagne expérimentale, une poutre réparée avec du BFUP est plus rigide et fissure à un niveau de chargement bien supérieur. Aucune fissuration n'a été relevée pendant l'application d'un million de cycles. Celle-ci s'est développée uniquement à la plastification des barres d'armature, lors de l'essai statique, soit bien au delà du chargement en service. La mise en place d'une couche de BFUP aussi mince que 30 mm peut donc contribuer à améliorer significativement le comportement mécanique d'une structure. Par ailleurs, la durabilité exceptionnelle du BFUP [Desmettre et Charron, 2010] confirme le potentiel du BFUP pour prolonger la durée de vie utile de structures existantes endommagées.

CHAPITRE 7 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT D'UNE POUTRE RÉPARÉE

7.1 OBJECTIFS

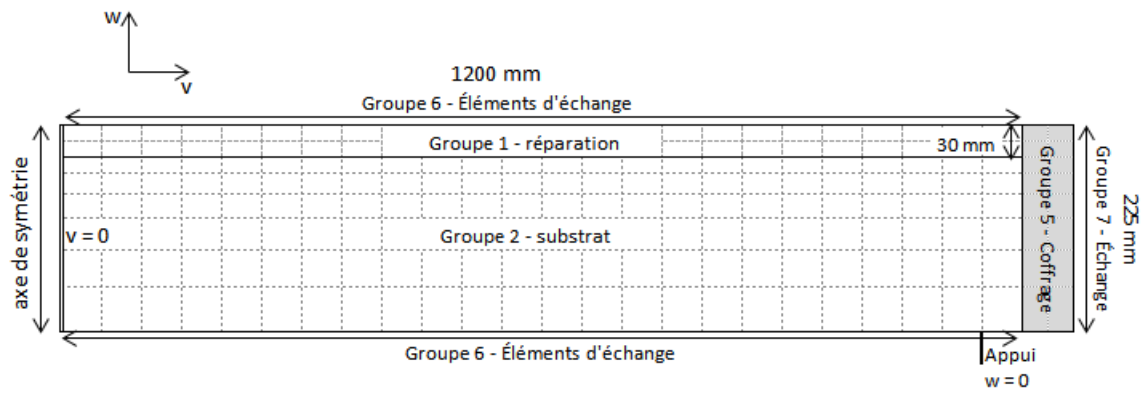
Il s'agit de construire un modèle d'éléments finis simple afin de prédire le comportement d'une couche de réparation mince. Les caractéristiques recherchées pour le modèle sont les suivantes :

- modèle simple demandant peu de ressources pour le calcul;
- peu de paramètres à modifier.

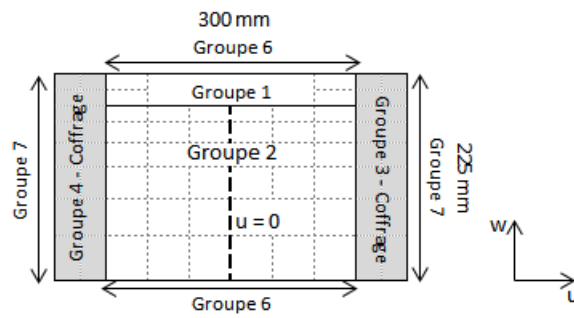
Le modèle est analysé avec le logiciel CESAR-LCPC présenté au chapitre 4. Les modules TEXO et MEXO sont utilisés pour le calcul. Le module TEXO calcule le degré d'hydratation et l'échauffement du béton de réparation de la poutre tandis que MEXO calcul les champs de déplacement de l'ensemble de la poutre créés par les changements de température et par le retrait du béton de réparation.

7.2 PRÉSENTATION DU MODÈLE

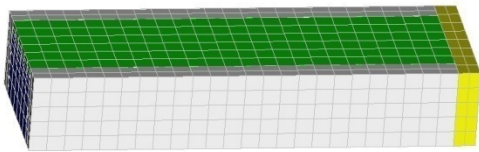
Le modèle de la poutre réparée a été construit en trois dimensions (3D) afin de tenir compte correctement des conditions aux limites (coffrages) et des effets tridimensionnels du gonflement et de la contraction du béton. Les éléments utilisés pour les modèles 3D sont des hexaèdres à 8 nœuds (H8). Le modèle est illustré à la Figure 7.1. Comme la poutre a une géométrie régulière et symétrique, seulement une moitié a été modélisée. Sur le plan de coupe, les déplacements longitudinaux (selon v) sont bloqués (Figure 7.1 a). De plus, les déplacements transversaux (selon u) sont bloqués sur une ligne au centre de cette face (Figure 7.1 b).



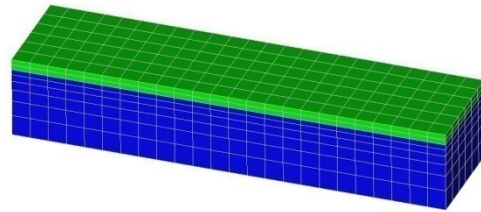
a) Vue sur le plan y-z du modèle



b) Vue sur le plan x-z du modèle



c) Modèle avec coffrages



d) Modèle sans coffrages

Figure 7.1 Modèle de la poutre réparée

7.2.1 Choix du type et du nombre d'éléments

Le choix du type et du nombre d'éléments a principalement été guidé par le temps de calcul nécessaire pour analyser le modèle et par sa performance. Cependant, il faut également s'assurer qu'un nombre de nœuds et d'éléments plus petit ne diminue pas la fiabilité du modèle.

Les éléments de type H8 sont connus pour verrouiller en cisaillement, c'est-à-dire que l'énergie de déformation due à la flexion calculée pour ces éléments est nulle [Bouaanani, 2009]. Avant de choisir d'utiliser ce type d'élément, il faut donc vérifier si la mesure de la flèche de la poutre est bonne.

Deux modèles de la poutre à réparer ont donc été créés. Ils sont présentés à l'annexe E. Le premier est fait d'éléments H8, tandis que le second avec des éléments hexaèdres à 20 nœuds (H20). Les deux modèles ont le même nombre d'éléments, soit 864, mais le nombre de nœuds est plus grand pour le modèle fait avec des éléments H20.

Par la suite, la poutre est soumise à des charges mécaniques et à des charges thermiques afin de créer des efforts de flexion. Les flèches calculées avec les deux modèles sont comparées. La différence entre les deux modèles est inférieure à 2%. Il a donc été décidé d'utiliser des éléments de type H8 afin d'économiser du temps de calcul. En effet, le temps d'analyse d'un modèle construit avec des éléments H20 est beaucoup plus grand.

Tel qu'illustré à la Figure 7.1, la réparation a été modélisée avec deux éléments d'épaisseur de 15×50×50 mm. L'utilisation d'éléments de coque a été considérée pour la réparation. Cependant, le logiciel CESAR utilise les éléments de coque seulement pour les problèmes mécanique (module MEXO) et ils ne peuvent pas être utilisés pour les problèmes de diffusion (module TEXO). Ainsi, afin d'assurer une compatibilité entre le maillage TEXO (éléments de diffusion) et le maillage MEXO (éléments de type déplacement), les éléments H8 ont été choisis. Enfin, en utilisant deux éléments d'épaisseur, il est possible de connaître la variation de température sur l'épaisseur de la réparation avec le module TEXO.

7.2.2 Coffrages de bois

Suite à la réparation, les coffrages sont conservés pendant quatre jours sur la poutre et ensuite retirés. Leur présence influence la flèche de la poutre pendant cette période. Le modèle en 3D permet d'ajouter des coffrages de bois pendant les quatre premiers jours suivant la mise en place

de la réparation. Ceux-ci ajoutent à l'isolation du modèle lors du calcul avec TEXO et à la rigidité lors du calcul avec MEXO. Afin de simplifier la création du modèle de la poutre, la section des coffrages a été modifiée pour être rectangulaire plus tôt qu'en forme de C. La Figure 7.2 donne les dimensions de la section réelle et de la section modifiée.

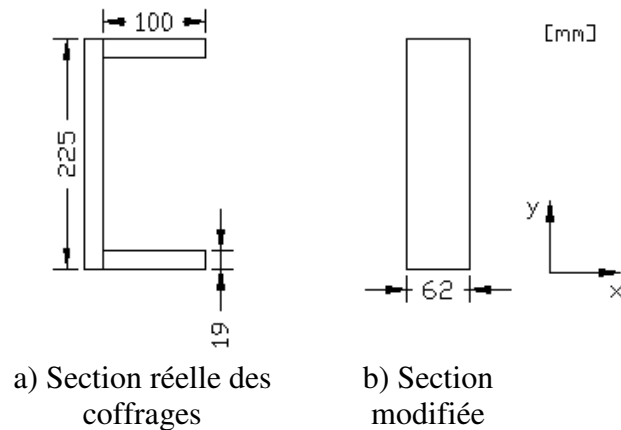


Figure 7.2 Section des coffrages

Pour ne pas de modifier le comportement mécanique, la section modifiée a la même inertie (I_{xx}) que la section réelle. Les deux sections ont un rapport d'aire ($A_{\text{réel}}/A_{\text{modifié}}$) de 0,58. Le module élastique et la masse volumique du bois ont donc été ajustés selon ce rapport pour que la section modifiée ait le même comportement que la section réelle du coffrage. Le Tableau 7.1 résume les propriétés réelles et modifiées des coffrages de bois.

Tableau 7.1 Propriétés réelles et modifiées des coffrages

Propriété	Section réelle	Section modifiée
Inertie	$5,85 \times 10^7 \text{ mm}^4$	$5,85 \times 10^7 \text{ mm}^4$
Aire	$8\,075 \text{ mm}^2$	$13\,950 \text{ mm}^2$
Module d'élasticité	10 000 MPa [CertiWood, 2009]	5 800 MPa
Masse volumique	920 kg/m^3 [CertiWood, 2009]	530 kg/m^3

7.3 ÉCHAUFFEMENT DE LA POUTRE (MODULE TEXO)

L'analyse avec le module TEXO calcule le champ de température dans la poutre créé par l'échauffement du béton de réparation durant l'hydratation.

7.3.1 Paramètres

Le calcul de l'échauffement de la poutre se fait en deux phases qui se distinguent par le changement des coefficients d'échange afin de représenter le décoffrage :

- Phase 1 : de 0 à 89 heures (3,7 jours). Les poutres sont coffrées et la réparation est recouverte en surface d'un film de polyéthylène.
- Phase 2 : à partir de 3,7 jours. Toutes les surfaces de la poutre sont à l'air libre.

Les principaux paramètres qui peuvent être modifiés par l'utilisateur et qui influencent le calcul de la variation de température par TEXO sont les coefficients d'échange pour chacune de ces phases, présentés au Tableau 7.2.

Tableau 7.2 Coefficients d'échange pour les différentes phases du calcul TEXO

Coefficients d'échange [Charron, 2003]	Phase 1	Phase 2
Groupe 6 (voir Figure 7.1)	Coffrages de bois $h = 3,1 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$	Surface non-ventilée $h = 4,0 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$
Groupe 6 (voir Figure 7.1)	Surface non-ventilée $h = 4,0 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$	Surface non-ventilée $h = 4,0 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$

D'autres paramètres ont un impact important sur l'évolution de la température dans le béton calculé par le module TEXO tel que la température initiale du modèle et la température ambiante. Ces paramètres influencent la température maximale atteinte par le béton et il est important de bien les fixer (Tableau 7.3). Les valeurs utilisées pour les calculs sont celles mesurées expérimentalement au laboratoire.

Tableau 7.3 Paramètres du calcul TEXO

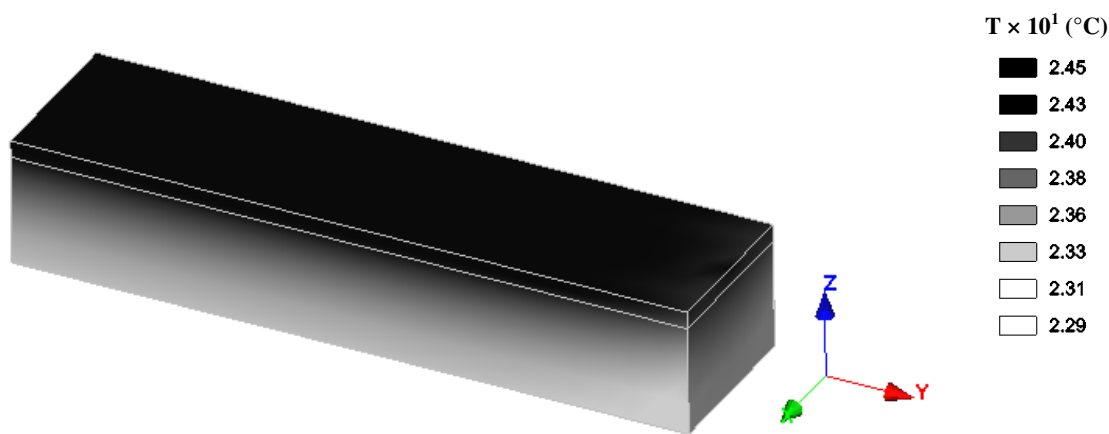
Paramètre	Valeur
Température initiale de la réparation	21,8°C
Température initiale du substrat	21,5°C
Température ambiante	21,7°C

Comme les deux poutres réparées sont soumises aux mêmes conditions, les mêmes coefficients d'échange et températures sont utilisés pour le modèle de la réparation en BO et celui de la réparation en BFUP. La différence entre ces deux modèles est la courbe de température adiabatique obtenue de l'essai de calorimétrie (section 4.3) ainsi que le tenseur de conductivité, la capacité calorifique et l'énergie d'activation qui sont fixés par la composition du béton.

Une étude paramétrique présentée à l'annexe F met en relief l'influence des différents paramètres sur l'élévation de température dans la poutre.

7.3.2 Résultats

La Figure 7.3 donne un exemple du champ de température calculé par TEXO pour une poutre réparée avec du BFUP au moment où la réparation atteint sa température maximal.

**Figure 7.3 Champ de température dans une poutre réparée**

Les résultats des calculs sont comparés aux données expérimentales à la Figure 7.4. L'identification des capteurs placés dans la poutre réparée est présentée au Tableau 6.7 et la

Figure 6.7a. Le thermocouple placé dans la réparation est identifié par T-h tandis que celui placé dans le bas du béton substrat est identifié par T-b.

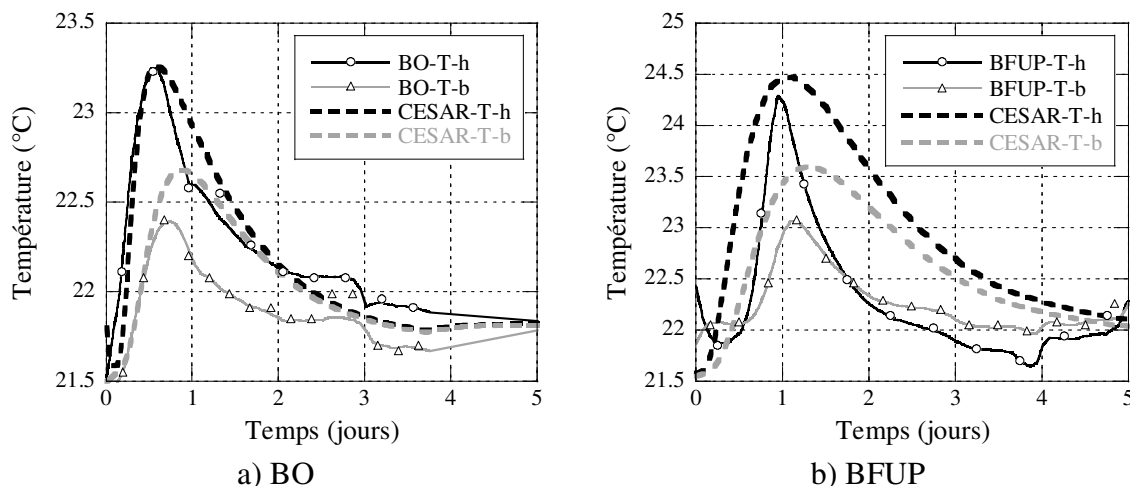


Figure 7.4 Échauffement numérique et mesuré des poutres réparées

Tel que précisé à la section 6.5.1, la précision des thermocouples est de $\pm 1^\circ\text{C}$. Dans l'ensemble, les valeurs calculées avec TEXO sont donc suffisamment proche des valeurs mesurées en tenant compte de cette incertitude.

Pour le BO, les maximums sont atteints au même moment pour les valeurs simulées et les valeurs mesurées. Par contre, surtout dans le cas de la mesure prise dans le substrat (T-b), la température calculée par TEXO ne redescend pas aussi vite que celle mesurée expérimentalement.

Dans le cas du BFUP, la période d'échauffement calculée avec CESAR est beaucoup plus longue que celle mesurée expérimentalement. Aussi, il semble que CESAR ne tient pas bien compte de la période dormante du BFUP car l'échauffement débute plus rapidement. Ceci peut-être entre autre dû à une courbe adiabatique pas assez fidèle à la réalité ou à une difficulté à bien paramétrer l'échauffement dans CESAR.

7.4 DÉFORMATION DE LA POUTRE (MODULE MEXO)

Suite à l'analyse de la température et du degré d'hydratation fait avec le module TEXO, le comportement mécanique de la poutre est étudié avec le module MEXO. L'analyse du modèle

avec ce module considère trois phénomènes qui ont un effet sur le comportement mécanique de la poutre réparée :

- poids propre des matériaux (bois des coffrages, bétons de réparation et substrat);
- variation de la température due à l'hydratation du béton de réparation qui crée des déformations proportionnelles au coefficient de dilatation thermique;
- retrait endogène du béton de réparation.

Le module MEXO ne permet pas de tenir compte de l'effet du retrait de séchage et de la viscoélasticité des matériaux. D'une part, ceci a pour conséquence de rendre difficile la reproduction du comportement de la poutre réparée avec du BO puisqu'il s'agit d'un matériau présentant beaucoup de séchage (voir section 4.4.2). D'autre part, l'impossibilité de reproduire le comportement viscoélastique des matériaux et de tenir compte de la relaxation du béton de réparation amplifie significativement les contraintes et la flèche générée par le retrait restreint dans la poutre. Ces limitations de CESAR sont discutées plus loin.

L'annexe F présente une analyse paramétrique qui démontre l'effet du coefficient de dilatation thermique, du retrait endogène final et du module d'élasticité sur les résultats de l'analyse.

7.4.1 Poids propre

Le poids propre des matériaux n'est pas un paramètre qui varie. Il est fixe pour chaque matériau. La masse volumique du bois de coffrage est donnée au Tableau 7.1 et celle des deux bétons de réparation est donnée au Tableaux 4.3 et 4.5. Lors de l'analyse, le poids propre du substrat est posé à zéro, puisqu'il n'est pas pris en compte dans les mesures expérimentales. En effet, la prise des mesures de flèches débute au moment de la mise en place du béton de réparation et la flèche est mise à zéro à ce moment là. La poutre étant déjà sur ses appuis depuis quelques heures, le poids propre du béton substrat n'a plus d'influence sur les mouvements de la poutre.

7.4.2 Coefficient de dilatation thermique

Les variations de température dues à l'hydratation du béton de réparation ont un effet mécanique sur la poutre qui est proportionnel au coefficient de dilatation thermique (α) des bétons de réparation et substrat. Le béton frais a un coefficient assez élevé qui chute rapidement dans les heures qui suivent sa fabrication. Par la suite, la valeur du coefficient reste constante. Ainsi, pour les premières phases du calcul MEXO, un coefficient de dilatation plus élevé est utilisé pour les

bétons de réparation. Les valeurs utilisées sont présentées au Tableau 7.4. Le béton substrat a quant-à lui un coefficient de dilatation thermique de $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Tableau 7.4 Coefficient de dilatation thermique des bétons de réparation

Période	α du BO ($\times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$)	α du BFUP ($\times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$)
Avant 36 heures	15 [Laplante et Boulay, 1994]	25 [Habel, 2004]
Après 36 heures	10	12

7.4.3 Retrait endogène ultime

Les valeurs du retrait ultime endogène ont été fixées à la section 5.3 du mémoire. Le calcul MEXO se fera donc en 6 phases afin de tenir compte des 6 valeurs différentes de ε_{ro} , présentées au Tableau 5.3 pour le BO et 5.3 pour le BFUP.

7.4.4 Module d'élasticité

De la même façon que pour le calcul du retrait endogène, le module d'élasticité (E_c) calculé par MEXO est directement proportionnel au degré d'hydratation (ξ) calculé par TEXO (équation 7.1).

$$dE_c(t) = E_c(\infty)d\xi(t) \quad (7.1)$$

La Figure 7.5 présente l'évolution du module d'élasticité tel que calculé par CESAR et le module d'élasticité tel qu'estimé avec les résultats expérimentaux à 7 jours et 28 jours (tableaux 4.3 et 4.5). L'estimation du module réel à 1, 14 et 21 jours se fait avec les équations 6.6 et 6.7.

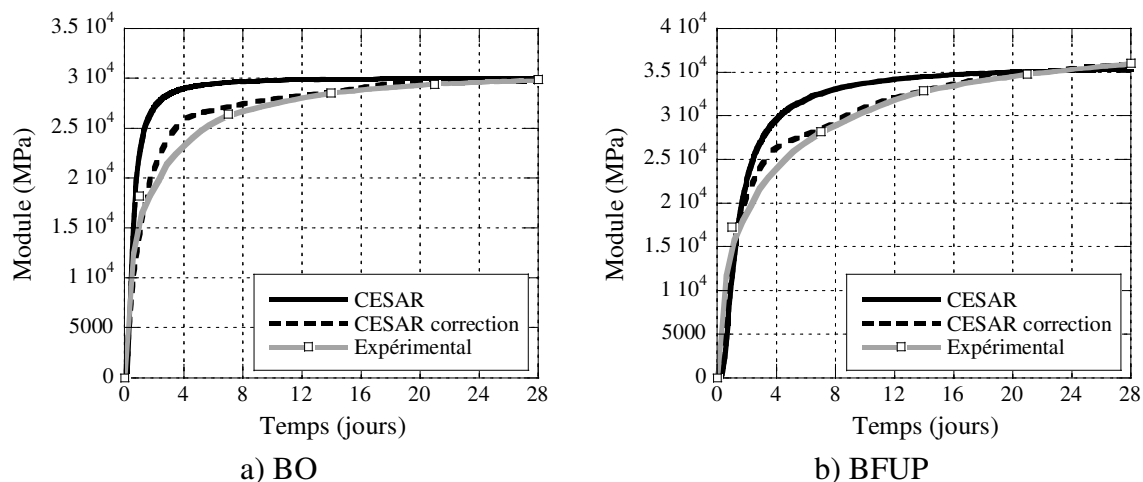


Figure 7.5 Module d'élasticité numérique et expérimental

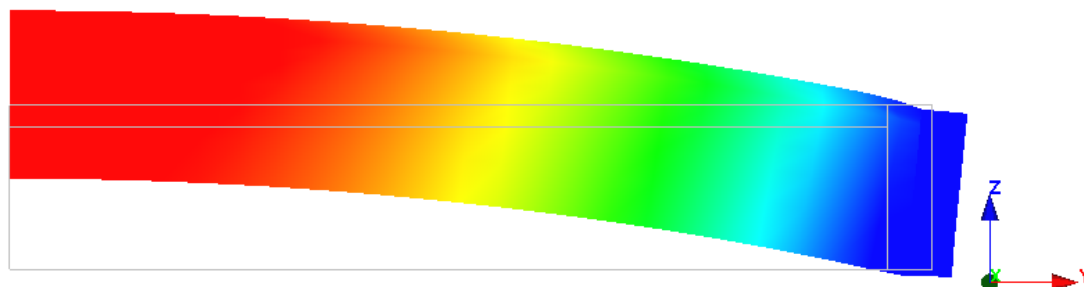
La Figure 7.5 illustre qu'avec l'équation 7.1, CESAR surestime le module d'élasticité des bétons de réparation entre 1 et 20 jours. Afin de corriger cette surestimation, comme pour l'évaluation des valeurs de ε_{ro} , le degré d'hydratation calculée par TEXO (ξ_{TEXO}) a été mis fonction du module réel ($E_{c\text{-réel}}$). La dérivée moyenne de la fonction ainsi obtenue a ensuite été calculée pour 4 périodes de temps. Ces dérivées moyennes sont les valeurs de $E_c(\infty)$ pour 4 phases de calcul MEXO et sont présentées au Tableau 7.5. Avec cette correction, l'évolution du module d'élasticité utilisé par CESAR est plus près des résultats expérimentaux, tel qu'illustré à la Figure 7.5 (courbes pointillées).

Tableau 7.5 Module d'élasticité final pour les calculs avec MEXO

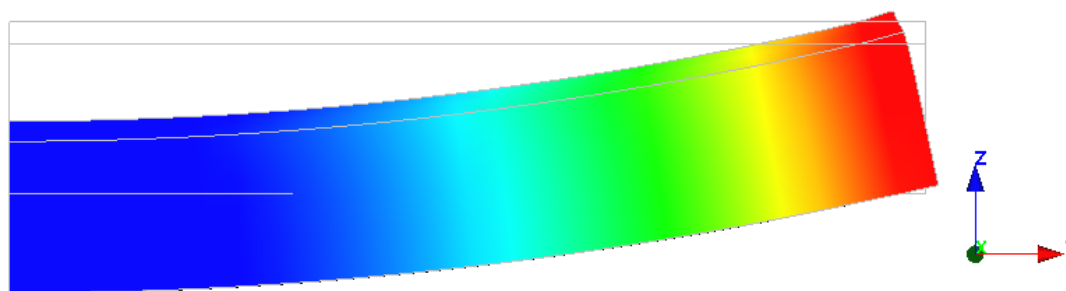
Intervalle de temps (jours)	$E_c(\infty)$ pour BO (GPa)	$E_c(\infty)$ pour BFUP (GPa)
0 à 1	21	58
1 à 7	48	20
7 à 14	134	95
14 à 28	594	136

7.4.5 Résultats

La Figure 7.6 présente les déformées des poutres réparées tel que calculé par MEXO. D'abord, la Figure 7.6a montre le soulèvement de la poutre sous l'effet de l'échauffement de la réparation. Ensuite, la Figure 7.6b montre la poutre, après le refroidissement de la réparation, qui s'abaisse sous l'effet du retrait du béton de réparation.



a) Soulèvement de la poutre du à l'échauffement de la réparation



b) Affaissement de la poutre du au refroidissement et au retrait du béton de réparation

Figure 7.6 Déformée de la poutre calculée par MEXO

Les flèches obtenues par le calcul avec le module MEXO sont comparées aux flèches mesurées expérimentalement à la Figure 7.7. Dans le cas du BO, c'est seulement les flèches à partir du moment du décoffrage qui sont comparées. Tel que présenté à la section 6.5.2.1, la réparation de BO est recouverte de jute humide jusqu'à son décoffrage ce qui fait gonfler le béton et augmenter la flèche. Comme le module TEXO ne tient pas compte des effets de l'humidité, ce phénomène ne peut être prédit par le modèle. Pour cette raison, il a été décidé de mettre les flèches à zéro au moment du décoffrage et de débiter la comparaison entre l'expérimental et le modèle numérique à ce moment.

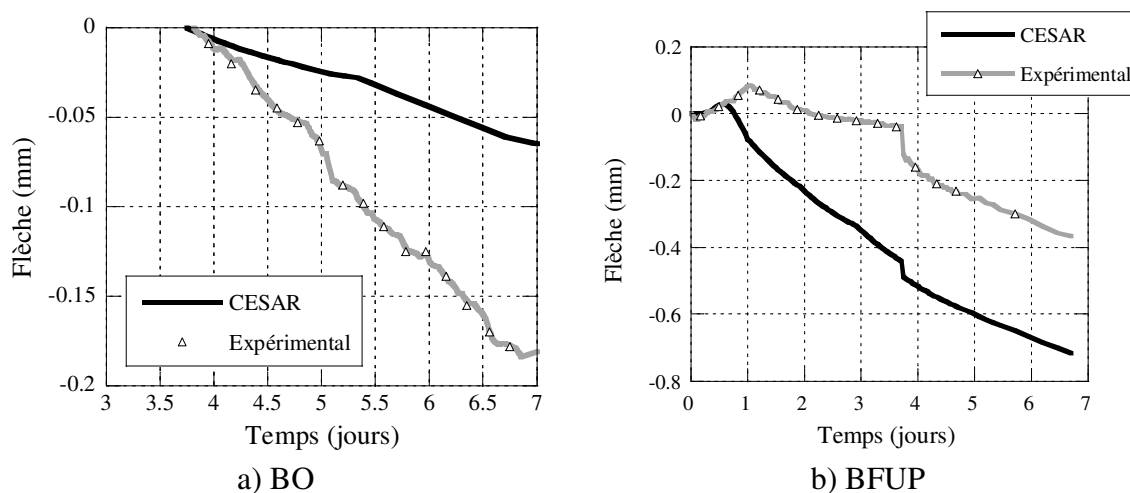


Figure 7.7 Flèche numérique et expérimentale des poutres réparées

Dans le cas de la poutre réparée avec du BO, le calcul avec CESAR sous-estime la flèche mesurée à partir du moment de décoffrage. Tel que précisé plus haut, la combinaison des modules TEXO et MEXO pour l'analyse du comportement d'un béton au jeune âge ne tient pas compte du séchage. Le BO a un retrait de séchage plus important que le retrait endogène (Figure 4.4). Ainsi, il est attendu que le calcul CESAR sous-estime la flèche de la poutre réparée avec du BO. En effet, plus le retrait de la couche de réparation est grand, plus la flèche est grande. L'effet de la viscoélasticité, également omis par MEXO, n'est pas suffisant pour compenser l'effet du retrait de séchage.

La flèche de la poutre réparée avec du BFUP calculée avec CESAR est supérieure (en valeur absolue) à celle mesurée expérimentalement. Dans ce cas, c'est principalement dû au fait que le module MEXO ne tient pas compte de la viscoélasticité des matériaux qui compense en partie le retrait de la réparation. Ainsi, en ne tenant pas compte de ce potentiel du BFUP, le calcul CESAR surestime les déformations de la poutre. Pour la réparation de BFUP, le retrait dû au séchage débute au décoffrage, lorsque le film de polyéthylène est retiré de la surface réparée. Par contre, tel qu'il a été démontré au chapitre 4, l'effet du séchage est peu important pour le BFUP. Le fait que MEXO ne tienne pas compte du séchage n'est donc pas suffisant pour compenser la surestimation de la flèche due à l'omission de la viscoélasticité.

7.5 LIMITES DU MODÈLE DANS CESAR-LCPC

Deux phénomènes importants ne sont pas pris en compte par les modules MEXO et TEXO :

- l'effet de l'humidité (gonflement et retrait);
- la viscoélasticité des matériaux (relaxation des contraintes et fluage).

Afin d'estimer l'importance de la flèche compensée par la viscoélasticité et l'effet du retrait de séchage, il a été décidé de calculer un coefficient de correction soit la proportion entre la flèche expérimentale et la flèche numérique (équation 7.2).

$$C = \frac{\Delta_{\text{exp}}}{\Delta_{\text{CESAR}}} \quad (7.1)$$

où C : coefficient de correction
 Δ_{exp} : flèche mesurée expérimentalement
 Δ_{CESAR} : flèche obtenue avec modèle numérique

Les coefficients moyens ainsi obtenus sont présentés au Tableau 7.6. Pour calculer les coefficients moyens, les valeurs des flèches sont remises à zéro au début de chaque intervalle de temps. L'incertitude sur ces coefficients représente l'écart-type sur les moyennes.

Tableau 7.6 Proportions moyennes entre les flèches expérimentales et numériques

Intervalle de temps	C _{BO}	C _{BFUP}
2,0 à 3,7 jours	-	0,21 ± 0,03
3,7 à 7,0 jours	2,6 ± 0,5	1,50 ± 0,19

Le premier intervalle de temps, calculé uniquement pour la réparation de BFUP, débute à la fin de l'effet thermique, soit au moment où la flèche expérimentale redevient nulle, 2 jours après la mise en place de la réparation. Il se termine au décoffrage. C'est durant cette période que la viscoélasticité joue un rôle important. En supposant que la réparation de BFUP est non-fissurée, avec le rapport C calculé pour le BFUP sur cette période de temps, la flèche mesurée expérimentalement (effet combiné du retrait et de la viscoélasticité) correspond à 21% de la flèche calculée par CESAR (effet du retrait uniquement). Ainsi, si l'ensemble de la modélisation est adéquate, 79% de la flèche et des déformations sont relaxées par la viscoélasticité du BFUP.

Lors du calcul du degré d'entrave à la section 6.4.1, une relaxation de 60% des déformations du béton au jeune âge avait été considéré [Charron, 2003]. Le calcul avec CESAR permet donc de supposer que la viscoélasticité du BFUP permet une plus grande relaxation.

Le second intervalle débute au décoffrage. À ce moment, la cure humide se termine pour le BO et le film de polyéthylène est retiré de la surface du BFUP (Tableau 6.6). C'est donc à ce moment que commence le retrait total, soit une combinaison du retrait endogène et du retrait de séchage. Les coefficients sont supérieurs à 1 car les flèches calculées numériquement tiennent uniquement compte du retrait endogène. Logiquement, le coefficient de correction est plus élevé pour le BO qui a un retrait de séchage plus important que le BFUP. Étant donné que l'effet combiné du retrait de séchage et de la viscoélasticité est considéré par le coefficient de correction, aucune conclusion ne peut être tirée quant à l'impact de la viscoélasticité entre 3,7 et 7 jours.

Les coefficients proposés au Tableau 7.6 sont utilisés pour corriger les valeurs de $\varepsilon_{r\infty}$ présentées à la section 5.3 (équation 7.3) et ainsi obtenir une meilleure estimation de la flèche.

$$\varepsilon_{r\infty} = C \times [\varepsilon_{r\infty}]_{t_f}^{t_0} \quad (7.3)$$

Les résultats obtenus avec les nouvelles valeurs de $\varepsilon_{r\infty}$ sont présentés à la Figure 7.8. Les courbes sont tracées sur l'intervalle de temps utilisé pour calculer C.

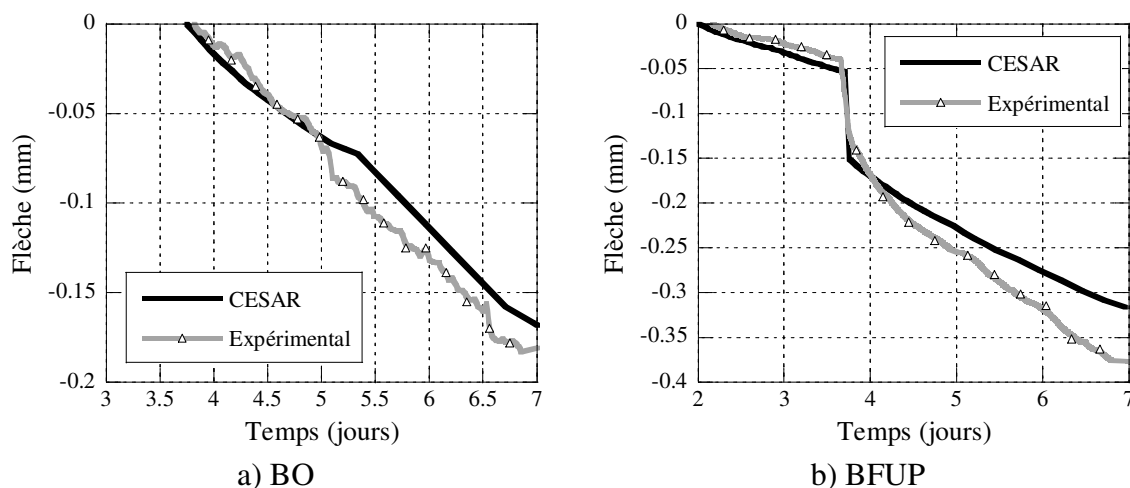


Figure 7.8 Flèche numérique corrigée des poutres réparées

Avec les rapports proposés plus haut, et donc en tenant compte de la viscoélasticité et du séchage, les flèches calculées par CESAR sont plus près de celles obtenues expérimentalement.

7.6 CONCLUSION

Avec le module TEXO, le champ de température créé par l'échauffement du béton de réparation est calculé par CESAR. Dans l'ensemble, les valeurs obtenues sont assez proches des résultats expérimentaux. Cependant, le modèle ne permet pas de bien prendre en compte la longue période dormante du BFUP.

Le comportement mécanique a ensuite été étudié avec le module MEXO. Ce module ne permet pas de tenir compte du retrait de séchage et de la viscoélasticité. Ainsi, le modèle ne reproduit pas complètement le comportement de la poutre réparée. Un coefficient de correction a été calculé en comparant la flèche obtenue numériquement et celle mesurée expérimentalement. En considérant que tous les paramètres choisis pour le modèle sont adéquats, ceci permet de conclure que, entre 2 et 3,7 jours, 79% de la flèche et des déformations sont relaxées par la viscoélasticité du BFUP.

CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

8.1 RAPPEL DES OBJECTIFS

Les objectifs du projet étaient d'étudier le comportement déformationnel (retrait et fluage) des bétons de réparation et le comportement de poutres réparées avec ces mêmes bétons. Ces objectifs se subdivisaient en cinq objectifs spécifiques :

1. Développer l'essai de fluage en flexion au laboratoire de recherche en génie des structures de Polytechnique;
2. Étudier expérimentalement le retrait et le fluage en compression, traction et flexion du béton;
3. Développer une méthode d'analyse pour obtenir le fluage en traction des résultats d'essais de fluage en compression et en flexion;
4. Étudier le comportement d'une poutre réparée au jeune âge et sous chargement cyclique et statique;
5. Reproduire le comportement d'une poutre réparée à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis.

Les objectifs 1, 2 et 3 ont été atteints lors de la première phase expérimentale qui consistait à caractériser le retrait et le fluage des bétons de réparation. La méthode d'analyse a ensuite été validée lors de l'étude par éléments finis du fluage. La seconde phase expérimentale a permis d'étudier le comportement de poutres réparées. Enfin, le dernier objectif a été seulement partiellement atteint puisque la reproduction du comportement d'une poutre réparée par un modèle d'éléments finis est limitée par le logiciel CESAR.

8.2 CARACTÉRISATION DÉFORMATIONNELLE DES BÉTONS

8.2.1 Rétrospective

8.2.1.1 Phase expérimentale

Les essais de retrait sur le BO et le BFUP ont permis de démontrer que le retrait endogène et le retrait total du BFUP sont plus élevés que pour le BO. Dans le cas du BO, le retrait endogène est plus faible que le retrait de séchage. C'est l'inverse dans le cas du BFUP.

Le fluage spécifique en compression et en flexion du BFUP est légèrement plus élevé que pour le BO. Le BFUP possède donc une plus grande capacité à contrecarrer les déformations dues au retrait. De plus, dans le cas du BFUP en tenant compte des incertitudes, la distinction entre le fluage propre et le fluage total ne peut pas être faite. Les conclusions sont les mêmes pour le fluage en flexion. Ceci confirme, comme les essais de retrait, que le séchage du BFUP est très faible.

La méthode d'approximation du fluage propre en traction est donnée à l'équation 8.1. Cette méthode a été développée avec les résultats de fluage propre en flexion, compression et flexion du BFUP.

$$\varepsilon_T = \varepsilon_F + \frac{\varepsilon_C}{2} \quad (8.1)$$

où ε_T : fluage spécifique en traction
 ε_C : fluage spécifique en compression
 ε_F : fluage spécifique en flexion

La même méthode a été utilisée pour analyser le fluage total, mais le fluage spécifique est alors divisé par la proportion volume sur surface (V/S) des spécimens utilisés pour chaque essai.

8.2.1.2 Phase numérique

Après avoir validé le logiciel d'analyse CESAR, le modèle de l'essai de retrait a été créé et analysé avec les modules TEXO et MEXO. Afin d'obtenir une bonne modélisation du retrait endogène, l'analyse a été séparée en six phases de calcul. Pour chaque phase de calcul, la valeur du retrait final ε_{∞} a été modifiée. Ces valeurs de ε_{∞} ont été obtenues en associant le degré d'hydratation du béton calculée par TEXO (ξ_{TEXO}) à la courbe de température adiabatique en fonction du retrait mesuré expérimentalement ($\varepsilon_{\text{T-exp}}$). La dérivée moyenne de la fonction ainsi

obtenue a ensuite été calculée pour six périodes de temps afin d'obtenir les six valeurs de $\varepsilon_{r\infty}$. La même méthode a été utilisée pour le BO et pour le BFUP. Ainsi, une meilleure approximation du retrait des bétons est obtenue avec CESAR.

Ensuite, les modèles de fluages ont été créés et analysé à l'aide du module VISC. Ce module calcule le fluage à l'aide des chaînes viscoélastiques de Kelvin-Voigt. Ainsi, pour le fluage en compression et en traction, les paramètres des chaînes Kelvin-Voigt ont été définis et ont ensuite été utilisés pour la modélisation de l'essai de flexion. Pour ce modèle, les éléments supérieurs à l'axe neutre de la poutrelle avaient les propriétés viscoélastiques du fluage en compression tandis que ceux inférieurs avaient les propriétés du fluage en traction.

La modélisation de l'essai de fluage en flexion a permis de valider la méthode d'analyse développée lors de la phase expérimentale. Comme le modèle de l'essai analysé avec CESAR a permis de retrouver les flèches mesurée expérimentalement lors de l'essai de fluage en flexion sur le BFUP à partir des résultats de fluage en compression et en traction, il a été supposé que le modèle de fluage en flexion est adéquat et validé. Ensuite, le modèle a permis de retrouver les flèches mesurées lors de l'essai sur le BO à partir des résultats de fluage en compression et de l'approximation du fluage en traction (équation 8.1). Il est donc possible de conclure que l'approximation du fluage en traction pour ce matériau est bonne.

8.2.2 Recommandations

8.2.2.1 Essai de calorimétrie

Afin d'avoir une meilleure approximation de la courbe de température adiabatique des bétons testés, il serait utile de faire durer l'essai de calorimétrie sur une plus longue période de temps. L'essai devrait se terminer uniquement lorsque le béton à l'intérieur du calorimètre a atteint la température ambiante. Il serait également utile de mesurer la température au centre d'un cylindre de béton durci et mature du même type que celui placé à l'état frais dans le calorimètre. Ce cylindre de béton, placé à l'air ambiant, permettrait de connaître l'impact des variations de température sur le béton à l'étude et d'améliorer la détermination des paramètres nécessaires pour calculer la courbe adiabatique.

8.2.2.2 Essai de fluage en compression

Dans les heures qui suivent la mise en charge des cylindres dans les bâtis de fluage en compression, il faut vérifier la déformation élastique mesurée sur les cylindres par les jauges. Ceci permet de vérifier rapidement si la charge appliquée sur les spécimens est bien celle prévue par le protocole et d'apporter les correctifs nécessaires si ce n'est pas le cas.

Pour la prochaine campagne d'essais, il est également recommandé d'appliquer des niveaux de chargement plus élevés en compression. Ainsi, un niveau de chargement de 30% de f_c permettrait de connaître le fluage du béton sous des charges plus semblables à ce qui existe dans les infrastructures. De plus, comme le fluage est supposé proportionnel au niveau de chargement, ces résultats pourraient toujours être utilisés pour l'analyse des résultats de l'essai de fluage en flexion.

8.2.2.3 Essai de fluage en flexion

Afin d'améliorer la précision des résultats de l'essai de fluage en flexion, il est recommandé d'automatiser la prise de mesures. Une des méthodes à considérer est l'utilisation de jauges de déformations collées sur le côté des poutrelles. Une jauge en haut de l'axe neutre et une jauge en bas permettraient d'avoir une meilleure précision que les mesures manuelles.

8.2.2.4 Méthode d'analyse

Afin de compléter la validation de la méthode d'analyse simplifiée de l'essai de fluage en flexion (équation 8.1), il serait approprié de réaliser une nouvelle série d'essais de retrait et de fluage en compression, traction et flexion sur d'autres gammes de béton. Ainsi, il serait intéressant de tester un béton renforcé de fibres (BRF) afin de pouvoir comparer le comportement de deux bétons fibrés (BRF et BFUP).

8.3 RÉPARATIONS MINCES EN BÉTON

8.3.1 Rétrospective

8.3.1.1 Phase expérimentale

Trois poutres de béton armé ont été fabriquées. Après avoir vieilli pendant deux mois, les surfaces de deux poutres ont été hydrodémolies. Avant d'être réparées, les trois poutres ont été placées sur deux appuis simples. Ensuite une poutre a été réparée avec du BO l'autre avec du

BFUP. Les flèches et les déformations mesurées sur la poutre réparée avec du BFUP sont plus grandes que celle mesurées sur le BO étant donné le plus grand retrait total du BFUP. Après quatre mois sur des appuis simples, aucune fissuration n'a été observée dans les réparations, tant celle de BO que celle de BFUP. Ainsi, le plus fort retrait du BFUP ne semble pas préjudiciable.

Les essais cycliques et statiques en flexion trois points ont permis de comparer le comportement mécanique de la poutre de référence à celui des deux poutres réparées. Ainsi, la poutre réparée avec du BO a eu un comportement identique à celui de la poutre de référence. La poutre réparée avec du BFUP a eu une rigidité plus grande que la poutre de référence. Aussi, aucune fissuration n'a été observée sur cette poutre durant les essais cycliques et les flèches mesurées sont plus petites que celles mesurées lors de l'essai cyclique sur la poutre de référence. Ceci laisse entrevoir un comportement exemplaire en service de la poutre réparée avec du BFUP. Enfin, la poutre de réparée avec du BFUP a un comportement écrouissant sous le chargement statique. Dans les deux cas de réparation, aucune délamination de la réparation n'a été observée sous les chargements mécaniques. Les poutres réparées ont donc présenté un comportement monolithique et les ruptures se sont produites en flexion.

8.3.1.2 Phase numérique

Les modèles d'éléments finis des poutres réparées ont été analysées avec les modules TEXO et MEXO. Étant donné que CESAR ne permet pas de tenir compte des effets du retrait de séchage et de la viscoélasticité des matériaux, la reproduction du comportement des poutres réparées avec un modèle d'éléments finis ne fut pas complète.

Cependant, si l'ensemble du modèle est considéré comme adéquat, ces limitations de CESAR ont permis de mettre en évidence la contribution de la viscoélasticité sur les déformations des poutres réparées. Ainsi, dans le cas du BFUP, 79% des déformations entre 2 et 4 jours ont été, par sa capacité viscoélastique, relaxées. Cette estimation n'a pas pu être faite pour la réparation de BO puisque pendant cette période de temps, elle était soumise à une cure humide, non reproductible par CESAR. Comme les modules TEXO et MEXO ne tiennent pas comptes de l'effet du taux d'humidité, l'analyse avec CESAR du modèle de la poutre réparée avec du BO débute donc seulement à 4 jours, après la fin de la période de cure.

8.3.2 Recommandations

Avec une bonne préparation de surface, soit l'hydrodémolition combinée à une surface saturée séchée avant la mise en place, les poutres réparées ont démontré un comportement monolithique et ce, sans l'utilisation de renforcement tel que des barres d'armatures ou des goujons. Afin de confirmer ces résultats, il serait approprié de réparer des poutres de béton armé qui aurait été préalablement fissurées et de les soumettre ensuite aux mêmes essais mécaniques. Ceci permettrait de vérifier si l'adhérence des réparations est aussi bonne lorsqu'elles sont réalisées sur un substrat de béton endommagé.

La réparation de BFUP a même permis d'améliorer le comportement mécanique de la poutre de béton armé en lui donnant une plus grande rigidité. Le BFUP a d'autres propriétés avantageuses qui justifient également son utilisation comme matériau de réparation. En plus de ses propriétés mécaniques excellentes, il a une excellente durabilité. Il est peu perméable, ce qui permet de limiter la pénétration des agents agressifs [Desmettre et Charron, 2010] qui ont pu causer la dégradation du béton de surface des infrastructures.

Comme la méthode de réparation mince avec du BFUP a prouvé son efficacité en laboratoire, il serait maintenant intéressant d'étudier le comportement d'une réparation sur une infrastructure existante exposées aux variations climatiques et soumise à des chargements mécaniques réel.

RÉFÉRENCES

- ASTM – American Society for Testing and Materials. (2006) *Annual Book of ASTM standards*, ASTM Publication, Danvers, USA, 1183 pages.
- Bastien Masse, M. (2007) *Optimisation des caractéristiques des bétons fibrés à ultra haute performance*, Rapport de laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 25 pages.
- Bazergui, A., Bui-Quoc, T., Biron, A., McIntyre, G., Laberge, C. (2002) *Résistance des matériaux* (3^e édition), Presses internationales Polytechnique, Montréal, Québec, 715 pages.
- Bernard, O. (2000) *Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents*, Thèse de doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 189 pages.
- Beaurivage, F. (2009) *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures*, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 300 pages.
- Bissonnette, B. (1996) *Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton*, Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, 290 pages.
- Bissonnette, B. et Pigeon, M. (2000) *Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations*, Materials and Structures, vol. 33, pp. 108-118.
- Bissonnette, B., Pigeon, M. et Vaysburd, A. M. (2007) *Tensile creep of concrete : Study of its sensitivity to basic parameters*, ACI Materials Journal, vol. 104, no. 4, pp. 360-368.
- Bouaanani, N. (2009) *Analyse avancée des structures et éléments finis*, Notes de cours de l'École Polytechnique, Montréal, Québec.
- Braïke, S. (2007) *Conception d'éléments préfabriqués de pont avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 255 pages.
- Brooks, J. J., Neville, A. M. (1977) *A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression*, Magazine of Concrete Research, vol. 29, no. 100, pp. 131-141.
- Cement Association of Canada. (2006) *Concrete Design Handbook* (3rd edition), Association Canadienne du Ciment, Ottawa, Ontario.

- CertiWood. (2009) *Éléments de calcul du contreplaqué*, CertiWood Technical Center, Vancouver, Colombie-Britannique, 20 pages.
- Charron, J.-P., Marchand, J., Bissonnette, B. et Gérard, B. (2001) *Étude comparative de modèles phénoménologiques décrivant le comportement au jeune âge du béton*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 28, pp. 314-331.
- Charron J.-P. (2003) *Contribution à l'étude du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires en conditions de déformations libre et restreinte*, Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, 332 pages.
- Charron, J.-P., Denarié, E. et Brühwiler, E. (2003) *Prévention des fissures traversantes pour le bétonnage des bordures du pont Bessières*, Tracés, no. 21, pp. 17-23.
- Cook, D. J. (1972) *Some aspects of the mechanism of tensile creep in concrete*, ACI Journal, vol. 69, no. 62, pp. 645-649.
- CSA - Canadian Standard Association. (2004) *A23.3-04 Design of concrete structures*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- CSA - Canadian Standard Association. (2006) *CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 768 pages.
- Davis, R. E., Davis, H. E., Brown, E. H. (1937) *Plastic flow and volume changes of concrete*, Proceedings (ASTM), vol. 37, pp. 317-330.
- Denarié, E., Habel, K. et Brühwiler, E. (2003) *Structural Behavior of Hybrid Elements with Advanced Cimentitious Materials*, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPRCC) workshop, Ann Arbor, USA, pp. 277-300.
- Desmettre, C. et Charron, J.-P. (2010) *Développement d'un dispositif de perméabilité à l'eau pour le béton armé*, Onzième édition des Journées Scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton : (RF)2B, Québec, Canada.
- Domone, P. L. (1974) *Uniaxial tensile creep and failure of concrete*, Magazine of Concrete Research, vol. 26, no. 88, pp. 144-152.
- Emmons, P. H. et Vaysburd, A. M. (1994) *Factors affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint*, Construction and Building Materials, vol. 8 no.1, pp. 5-16.
- Fortin, C. (2005) *Curling and strain monitoring of slabs strips in a laboratory environment*, Mémoire de maîtrise de l'Université Laval, Québec, 311 pages.
- Gamble, B. R., Parrott, L. J. (1978) *Creep of concrete in compression during drying and wetting*, Magazine of Concrete Research, vol. 30, no. 104, pp. 129-138.
- Granju, J.L. (1996) *Thin Bonded Overlays: About the Role of Fiber Reinforcement on the Limitation of Their Debonding*, Advanced Cement Based Materials, no. 4, pp. 21-27.

- Guindon, M.-A. (2003) *Étude du comportement des resurfaçages adhérents – mécanismes d'endommagement et influence des paramètres de conception*, Mémoire de maîtrise de l'Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 136 pages.
- Habel, K. (2004) *Structural Behavior of Elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) and Reinforced Concrete (MCS 99.04)* Rapport de laboratoire de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 204 pages.
- Habel, K. (2004) *Structural Behavior of Elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) and Reinforced Concrete (MCS 99.04)* Thèse de doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 195 pages.
- Habel, K., Charron, J.-P., Denarié, E. et Brühwiler E. (2006) *Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC structures*, Magazine of Concrete Research, vol 58, no. 3, pp. 135-156.
- Illston, J. M. (1965) *The creep of concrete under uniaxiale tension*, Magazine of Concrete Research, vol. 17, no. 51, pp. 77-84.
- Inaudi, D. (2003) *User's Manual SOFO© System (version 6)*, SMARTEC SA, Suisse, 46 pages.
- Itech. (2002) *CESAR-LCPC, Manuel de référence du solveur (version 4.0.4)*, Itech, France, 264 pages.
- Kamen, A., Denarié, E., Sadouki, H. et Brühwiler, E. (2009) *UHPFRC tensile creep at early age*, Materials and Structures, vol. 42, pp. 113-122.
- Kamen, A., Denarié, E., Sadouki, H. et Brühwiler, E. (2009) *Evaluation of UHPFRC activation energy using empirical models*, Material and Structures, vol. 42, pp.527-537.
- Kovler, K. (1995) *Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension*, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 7, no. 2, pp. 96-101.
- Laplante, P. et Boulay, C. (1994) *Évolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges*, Materials and Structures, vol. 27, pp. 596-605.
- Laurence, O. (2001) *La fissuration due au retrait restreint dans les réparations minces en béton : apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation*, Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, 335 pages.
- Lauture, F. (2005) *La réparation d'un tablier de pont par resurfaçage aadhérent : la planche d'essai du pont du cosmos*, Mémoire de maîtrise de l'Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 207 pages.
- Le Chatelier, H. (1904) *Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques*, Dunod, Paris, France.

- Lemieux, M. (2002) *Resurfacement mince adhérent de dalles structurales en béton armé*, Mémoire de maîtrise de l'Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 160 pages.
- Lemieux, M., Gagné, R., Bissonnette, B. et Lachemi, M. (2005) *Behavior of Overlaid Reinforced Concrete Slab Panels Under Cyclic Loading - Effects of Interface Location and Overlay Thickness*, ACI Structural Journal, May-June 2005, p.454-461.
- Lessard, M.-C. (2009) *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 255 pages.
- Massicotte, B. (2007) *Calculs de structures en béton armé*, Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec.
- Massicotte, B. (2008) *Conception et évaluation des ponts* (8^e édition), Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec.
- Moffatt, K. (2001) *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques*, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 248 pages.
- MTQ - Ministère des Transports du Québec. (2006) *Manuel de conception des structures*, Bibliothèque nationale du Québec, Québec, Canada.
- Neville, A. M. (1955) *Theories of creep in concrete*, Journal of the American Concrete Institute, vol. 27, no. 1, pp. 47-60.
- Neville, A. M. (1964) *Creep of concrete as a function of its cement paste content*, Magazine of Concrete Research, vol. 16, no. 46, pp. 21-30.
- Neville, A. M., Meyers, B. L. (1964) *Creep of concrete : Influencing factors and prediction*, Symposium on creep of concrete, 40th annual ACI convention, Houston, Texas, pp. 1-33.
- Neville, A. M., Ward, M. A., Kwei, G. C.-S. (1969) *Basic and drying creep of concrete*, Matériaux et constructions, vol. 2, no. 8, pp. 117-124.
- Neville, A. M. (2000) *Propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, 806 pages.
- Okamoto, H. (1987) *A study on creep properties of concrete at very early age*, Japan congress on materials research proceedings of the thirtieth, pp. 171-174.
- Ong, K. C. G., Paramasivam, P. et Subramanian, M. (1997) *Cyclic Behavior of Steel-Fiber Mortar Overlaid Concrete Beams*, Journal of Materials in Civil Engineering, Feb. 1997, pp. 21-28.
- Paramasivam, P., Ong, K. C. G., Ong, B. G. et Lee, S. L. (1995) *Performance of Repaired Reinforced Concrete Slabs Under Static and Cyclic Loading*, Cement & Concrete Composite, vol. 17 no. 1, pp. 37-45.

- Perez, F. (2005) *Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches composés de bétons d'âge différents sous sollicitations statiques et cycliques*, Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, 220 pages.
- Perez, F., Bissonnette, B. et Gagné, R. (2009) *Parameters affecting the debonding risk of bonded overlays used on reinforced concrete slab subjected to flexural loading*, Materials and Structures, vol. 42, pp. 645-662.
- Poston, R.W., Kesner, K., McDonald, J. E., Vaysburd, A. M. et Emmons, P. H. (2001) *Concrete repair material performance – Laboratory study*, ACI Materials Journal, vol. 98, no. 2, pp. 137-147.
- Reviron, N. (2009) *Études du fluage des bétons en traction – application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression*, Thèse de doctorat de l'École Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France, 224 pages.
- RILEM TC-119-TCE. (1997) *TCE1 Adiabatic and semi-adiabatic calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of the cement*, Materials and Structures, vol. 30, pp. 451-464.
- Rossi P. (2002) *Development of new cement composite material for construction*, Innovations and Developments in Concrete Materials and Construction, Proceedings of the International Conference, Dundee, Scotland, pp 17-29.
- Silfwerbrand, J. et Paulsson, J. (1998) *Better Bonding of Bridge Deck Overlays*, Concrete International, Oct. 1998, pp. 56-61.
- Vaysburd, A. M., Sabnis, G. M., Emmons, P. H. et McDonald, J. E. (2001) *Interfacial bond and surface preparation in concrete repair*, The Indian Concrete Journal, Jan. 2001, pp. 27-33.
- Ward, M. A., Cook, D. J. (1969) *The mechanism of tensile creep in concrete*, Magazine of Concrete Research, vol. 21, no. 68, pp. 151-158.
- Wells, J. A. et al. (1999) *Getting Better Bond in Concrete Overlays*, Concrete International, March 1999, pp. 49-52.

ANNEXE A PROCÉDURE POUR L'ESSAI DE FLUAGE FLEXIONNEL

A.1 DESCRIPTION DE L'ESSAI

Cet essai permet de déterminer le fluage flexionnel du béton soumis à un chargement constant en quatre points.



Figure A.1 Montage pour l'essai de fluage en flexion

A.2 ÉQUIPEMENTS

A.2.1 Appareil de mesure de la flèche

L'appareil est fait d'une cornière d'aluminium longue de 1250 mm. Cette cornière soutient, en son centre, un extensomètre numérique (Mitutoyo, modèle ID-C112AE) ayant une course de 12,7 mm et une résolution de $\pm 0,001$ mm. Deux pointes de support sont disposées à 375 mm de part et d'autre du centre de la cornière. Deux niveaux, l'un dans le sens de la longueur et l'autre dans le sens de la largeur, sont placés sur l'appareil afin de s'assurer que celui-ci est horizontal lors de la prise des mesures.

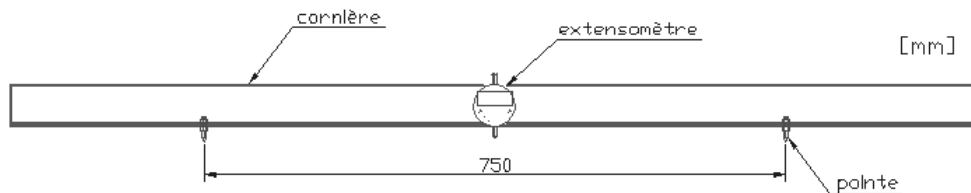


Figure A.2 Appareil de mesure de la flèche

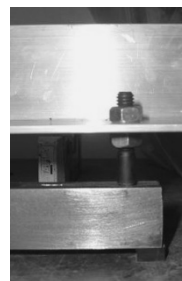
A.2.2 Barre de référence

Une barre de référence en acier roulé à froid permet de faire la mise à zéro de l'appareil de mesure. Cette barre plate a une section de 38 mm par 19 mm et fait 1250 mm de long. Elle repose sur trois appuis de caoutchouc. Un petit trou et une fente sont machinés à 750 mm l'un de l'autre.

Avant chaque série d'essais, les pointes de l'appareil de mesure des flèches sont insérées dans ces trous de référence afin de faire la mise à zéro (Figure A.3). La barre plate sert de référence pour la mise à zéro de l'extensomètre installé sur l'appareil de mesure.



a) extensomètre sur la barre de référence



b) pointe sur la barre de référence

Figure A.3 Appareil de mesure sur la barre de référence

A.2.3 Plots de référence

Pour chaque spécimen testé, il faudra placer, à mi-largeur, trois plots d'acier (Figure A.4) :

- un plot troué en son centre à 375 mm à gauche du centre du spécimen;
- un plot plat au centre du spécimen;
- un plot avec une entaille parallèle à la longueur du spécimen à 375 mm à droite du centre.

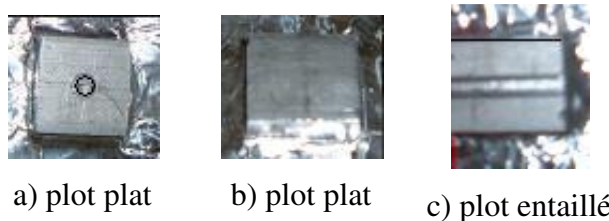


Figure A.4 Plots

Lors d'une prise de mesure les pointes de l'appareil de mesure des déflexions sont insérées dans le plot troué et le plot avec une entaille. Le plot plat sert de point de référence pour la mesure de la flèche de la poutre avec l'extensomètre.

A.2.4 Gabarit pour la mise en place des plots

Un gabarit permet de s'assurer que les distances entre chaque plot sont bien respectées lors de leur mise en place sur les spécimens. Le gabarit est fait d'une cornière d'aluminium longue de 800 mm sur laquelle sont installés une pointe de support et un boulon à tête plate à 375 mm l'un de l'autre. La pointe s'appuie sur le plot troué en son centre et le boulon à tête plate permet de bien disposer le plot plat au centre de la poutre. Deux niveaux, l'un dans le sens de la longueur et l'autre dans le sens de la largeur, sont placés sur le gabarit afin de s'assurer que celui-ci est bien horizontal lors de la mise en place des plots.

A.2.5 Système de chargement

Le système de chargement est constitué des éléments suivants :

- Une série de poids cylindriques en acier de 152 ou 203 mm de diamètre. Ils sont percés et filetés en leur centre (Figure A.5). Les masses ont des poids variant entre 5 et 20 kg.
- Des plaques carrées en tôle d'acier ayant 108 mm de côté. Elles sont percées en leur centre.
- Des tiges filetées permettant de relier les masses et les tôles d'acier ensemble.
- Des crochets pour suspendre les poids.
- Un système de câbles d'acier pour suspendre les poids.
- Deux cornières en acier par spécimen pour l'application de la charge.
- Deux caoutchoucs par spécimen placés sous les plaques d'acier pour uniformiser l'application de la charge sur la surface imparfaite du spécimen.
- Un système de levage des poids composé d'un cric et d'une plateforme (Figure A.6).



Figure A.5 Poids et crochets

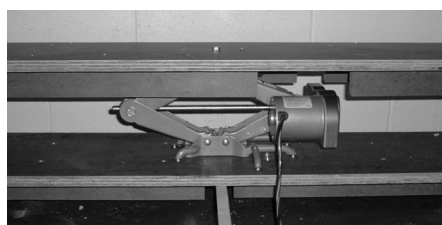


Figure A.6 Système de levage

A.2.6 Appuis

Une étagère en acier sert d'appuis pour les spécimens. L'étagère permet de placer en appuis huit spécimens sur deux étages. Les poutres de l'étagère servent d'appuis aux poutrelles. Deux morceaux de téflon sont placés entre la poutre et le spécimen. Ceci permet de limiter le frottement aux appuis.

A.3 SPÉCIMENS

A.3.1 Dimensions

Les spécimens de béton sont des poutrelles de 50×100×1250 mm (Figure A.7).

A.3.2 Fabrication

Pour chaque spécimen, le béton doit être coulé en deux couches égales. Pour les bétons sans fibres, chaque couche doit être pilonnée 75 coups. Pour les bétons fibrés, le béton doit être mis en place de façon à ce que les fibres soient parallèles à la longueur de la poutre. Les spécimens peuvent être démoulés après 24 ± 8 heures.

A.3.3 Nombre de spécimens

Pour chaque série d'essais, un minimum de quatre spécimens devront être préparés, soit deux qui seront chargés et deux spécimens non chargés.

A.3.4 Mûrissement et scellement

Pendant les 24 premières heures, avant le décoffrage, les spécimens sont scellés avec un film de polyéthylène et sont conservés à température ambiante. Après le décoffrage, tous les spécimens sont placés dans la salle à environnement contrôlé (50% H.R. et 23 °C). Si le programme expérimental le prévoit, c'est à ce moment que les spécimens sont scellés à l'aide d'une pellicule autocollante en aluminium. La membrane devra être trouée afin de laisser apparaître les plots.

A.3.5 Mise en place des plots

Les plots doivent être collés directement sur le béton. La surface du béton où sont collés les plots doit être légèrement sablée afin de retirer la laitance. Ensuite, les poussières sur la surface de béton sont chassées à l'aide d'un jet d'air et la surface de béton est nettoyée avec un dégraisseur. Les plots sont collés en place et disposés correctement à l'aide du gabarit.

A.4 PROCÉDURE D'ESSAI

A.4.1 Mise en place sur les appuis

Sept jours après la fabrication, les quatre spécimens sont placés sur les deux appuis simples, à 25 mm de chaque extrémité des spécimens, dans la salle à environnement contrôlé (50% H.R. et 23 °C).

A.4.2 Chargement

Deux spécimens sont chargés immédiatement après avoir été placés sur leurs appuis. La charge est appliquée en deux points à 225 mm de chaque extrémité à l'aide du système de levage. Il est important que les deux charges soient appliquées simultanément. Le chargement appliqué dépend du programme expérimental et correspond à une certaine proportion du module de rupture en flexion (MOR).

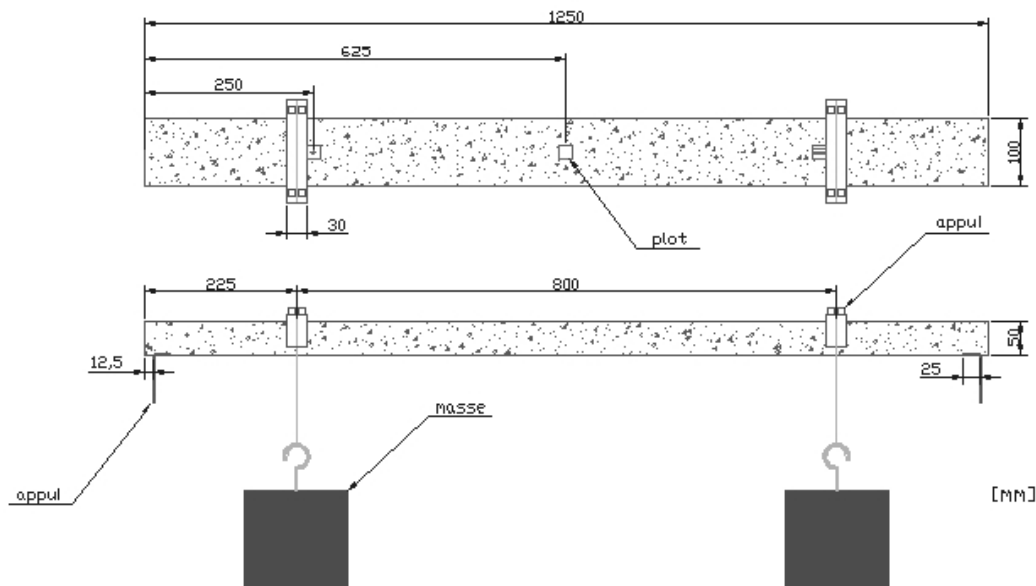


Figure A.7 Dimensions des spécimens et montage

A.4.3 Fréquence des lectures

En supposant que le jour 0 à l'heure 0 marque le moment du chargement, les mesures des déflexions sont prises :

- au jour 0, immédiatement avant la mise en place des spécimens sur leurs appuis, lorsque les spécimens sont placés sur une surface plane;
- au jour 0, immédiatement après la mise en place sur les appuis;
- au jour 0, immédiatement après le chargement;
- au jour 0, après 1, 3 et 6 heures suite à la mise en place sur les appuis;
- pendant la première semaine, à tous les jours (jusqu'au jour 7);
- pendant le premier mois, à tous les 7 jours (jours 14, 21 et 28);
- à tous les 14 jours jusqu'à ce que les mesures deviennent constantes d'une fois à l'autre (jours 56, 84, 112, etc.).

A.4.4 Mise à zéro

Avant chaque série de mesure, il faut mettre l'appareil de mesure à zéro sur la barre de référence.

A.4.5 Mesure

Une série de mesure représente deux mesures de déflexion sur chacun des quatre spécimens. Pour chaque mesure, les pointes de l'appareil de mesure sont placées dans les plots prévus à cet effet sur chaque spécimen. Un fois la mise à niveau vérifiée, il faut noter la flèche. La mesure est prise à deux reprises et si les données diffèrent entre elles de plus de $\pm 0,005$ mm, les mesures sont refaites.

A.5 CALCULS

A.5.1 Flèche

La flèche uniquement due aux charges (Δ_F) s'obtient en soustrayant la flèche mesurée sur les spécimens non chargés à la flèche mesurée sur les spécimens chargés :

$$\Delta_F = \Delta_{\text{Total}} - \Delta_{\text{Poids}} \quad (\text{A.1})$$

où Δ_{Total} : Moyenne des flèches mesurées sur les deux (2) spécimens chargés

Δ_{Poids} : Moyenne des flèches mesurées sur les deux (2) spécimens non chargés

Δ_F : Flèche uniquement due aux charges

A.6 RAPPORT D'ESSAI

A.6.1 Information requise

Pour chaque série de mesure, l'information suivante doit être notée :

- identification de la série de spécimens;
- chargement appliqué;
- nom de l'opérateur;
- date et heure des mesures;
- température et humidité relative de la salle;
- deux lectures sur la barre de référence;
- deux lectures de flèche sur chaque spécimen.

Un exemple de la feuille de relevé des mesures est présenté à la page suivante.

A.6.2 Relevé des mesures

Identification de la série d'essais : _____

Chargement : _____

Nom de l'opérateur : _____

Date : _____

Heure : _____

Conditions environnementale		Lectures sur la barre de référence	
Température (°C)		Lecture 1 (mm)	
Humidité relative (%)		Lecture 2 (mm)	

Lectures sur les spécimens					
Spécimens scellés			Spécimens NON scellés		
	Lecture 1 (mm)	Lecture 2 (mm)		Lecture 1 (mm)	Lecture 2 (mm)
Fluage 1			Fluage 1		
Fluage 2			Fluage 2		
Non chargé 1			Non chargé 1		
Non chargé 2			Non chargé 2		

ANNEXE B CALCUL DES FLÈCHES ÉLASTIQUES POUR L'ESSAI DE FLUAGE EN FLEXION

B.1 OBJECTIF

En utilisant la méthode de double intégration, il s'agit de calculer la flèche élastique causée par la mise en place des charges sur les spécimens lors de l'essai de fluage en flexion.

B.2 MÉTHODE

La flèche élastique se calcule avec les trois équations suivantes [Bazergui, 2001] :

$$\frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{E_c I} \quad (C.1)$$

$$\frac{d\Delta}{dx} = \int \frac{M}{E_c I} dx + C_1 \quad (C.2)$$

$$\Delta = \iint \left(\frac{M}{E_c I} dx \right) dx + C_1 x + C_2 \quad (C.3)$$

où Δ : flèche
 x : distance longitudinale à partir d'un appui de la poutrelle ($x = 0$ à l'appui)
 M : Moment fonction de la distance x et de la charge P
 C_1 et C_2 : constantes d'intégration



Figure B.1 Schéma de la poutrelle

Il s'agit donc d'exprimer la valeur de M en fonction de x et de P pour les trois sections de la poutre illustrées à la Figure B.1:

Section 1. de A à B

Section 2. de B à D

Section 3. de D à E

Les expressions de M sont utilisées pour déterminer les expressions de Δ pour chaque section. Les valeurs de C_1 et C_2 sont déterminées par les conditions frontières de chaque section. Il six constantes d'intégration à déterminer, soit deux pour chaque section.

B.3 CALCULS

B.3.1 Conditions frontières

Comme il y a six constantes d'intégration à déterminer, il y a six conditions frontières. Elles sont toutes présentées au Tableau B.1.

Tableau B.1 Conditions frontières

Frontière	Équation
À $x = 0$	$\Delta_{A-B}(x = 0) = 0$ (C.4)
À $x = a$, il faut assurer la continuité de la courbure de la poutre de chaque côté du point B.	$\Delta_{A-B}(x = a) = \Delta_{B-D}(x = a)$ (C.5)
	$\left[\frac{d\Delta}{dx}(x = a) \right]_{A-B} = \left[\frac{d\Delta}{dx}(x = a) \right]_{B-D}$ (C.6)
À $x = a + c = d$, il faut assurer la continuité de la courbure de la poutre de chaque côté du point D.	$\Delta_{B-D}(x = d) = \Delta_{D-E}(x = d)$ (C.7)
	$\left[\frac{d\Delta}{dx}(x = d) \right]_{B-D} = \left[\frac{d\Delta}{dx}(x = d) \right]_{D-E}$ (C.8)
À $x = 2a + c = L$	$\Delta_{D-E}(x = L) = 0$ (C.9)

B.3.2 De A à B

B.3.2.1 Expression de M

$$M_{A-B} = Px \quad (C.10)$$

B.3.2.2 Expression de Δ

$$EI \left[\frac{d\Delta}{dx}(x) \right]_{A-B} = \frac{Px^2}{2} + C_{11} \quad (C.11)$$

$$EI \Delta_{A-B}(x) = \frac{Px^3}{6} + C_{11}x + C_{21} \quad (C.12)$$

B.3.3 De B à D

B.3.3.1 Expression de M

$$M_{B-D} = Pa \quad (C.13)$$

B.3.3.2 Expression de Δ

$$EI \left[\frac{d\Delta}{dx}(x) \right]_{B-D} = Pax + C_{12} \quad (C.14)$$

$$EI \Delta_{B-D}(x) = \frac{Px^2}{2} + C_{12}x + C_{22} \quad (C.15)$$

B.3.4 De D à E

B.3.4.1 Expression de M

$$M_{D-E} = P(L - x) = -Px + PL \quad (C.16)$$

B.3.4.2 Expression de Δ

$$EI \left[\frac{d\Delta}{dx}(x) \right]_{D-E} = -\frac{Px^2}{2} + PLx + C_{13} \quad (C.17)$$

$$EI \Delta_{D-E}(x) = -\frac{Px^3}{6} + \frac{PLx^2}{2} + C_{13}x + C_{23} \quad (C.18)$$

B.3.5 Expressions des constantes d'intégrations

À l'aide du logiciel Maple10™, des équations et des conditions frontières détaillés précédemment, l'expression de chaque constante d'intégration a été déterminée.

B.3.5.1 De A à B

$$C_{11} = \frac{Pa^2}{2} - \frac{Pd^2}{2} + PLd - \frac{P}{6L}(-2d^3 + 3Ld^2 - 3ad^2 + 2L^3 + a^3) - Pad \quad (C.19)$$

$$C_{21} = 0 \quad (C.20)$$

B.3.5.2 De B à D

$$C_{12} = -\frac{Pd^2}{2} + PLd - \frac{P}{6L}(-2d^3 + 3Ld^2 - 3ad^2 + 2L^3 + a^3) - Pad \quad (C.21)$$

$$C_{22} = \frac{Pa^3}{6} \quad (C.22)$$

B.3.5.3 De D à E

$$C_{13} = -\frac{P}{6L}(-2d^3 + 3Ld^2 - 3ad^2 + 2L^3 + a^3) \quad (C.22)$$

$$C_{23} = -\frac{PL^3}{3} + \frac{P}{6}(-2d^3 + 3Ld^2 - 3ad^2 + 2L^3 + a^3) \quad (C.23)$$

B.3.6 Équation finale pour la flèche au centre

Les pointes de l'appareil de mesure se posent chacune sur les plots, à 237,5 mm des appuis de la poutre (Figure A.4). Ainsi, afin d'obtenir analytiquement la valeur de la flèche élastique tel que mesurée par l'appareil, il faut faire la différence entre la flèche au centre de la poutre et la flèche au point d'appuis.

$$\Delta_{el} = \Delta_{B-D}(x = L/2) - \Delta_{B-D}(x = 237,5 \text{ mm}) \quad (C.24)$$

B.4 RÉSULTATS POUR LES CAS À L'ÉTUDE

Le Tableau B.2 donne, pour les deux bétons étudiés, les valeurs de tous les paramètres nécessaires pour obtenir la flèche élastique due au chargement.

Tableau B.2 Résultats pour le cas à l'étude

	BO	BFUP
E	27 000 MPa	33 000 MPa
I	$1,04 \times 10^6 \text{ mm}^4$	
P	-206,0 N	-643,5 N
L	1 225 mm	
a	212,5 mm	
c	800 mm	
C₁₂	-26,8	-83,8
C₂₂	0,33	1,03
$\Delta_{B-D}(x = L/2)$	-0,31 mm	-0,74 mm
$\Delta_{B-D}(x = 237,5 \text{ mm})$	-0,19 mm	-0,45 mm
Δ_{el}	-0,12 mm	-0,29 mm

ANNEXE C PROCÉDURE POUR LES ESSAIS SUR LES POUTRES DE BÉTON ARMÉ RÉPARÉES

C.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

Les poutres réparées sont soumises à deux types de chargement : cyclique et statique. Les poutres sont placées sur des appuis simples et le chargement est appliqué en un point, au centre des poutres.

C.2 ÉQUIPEMENTS

C.2.1 Chargement

Le système de chargement est constitué des éléments suivant :

- vérin de 2200 lbs;
- pulsateur;
- HSS de 300 mm de longueur pour transférer la charge du vérin sur toute la largeur de la poutre;
- système d'appuis simples, soit un appui fixe et un appui libre.

C.2.2 Instrumentation

L'instrumentation de la poutre est composée des éléments suivant :

- une (1) cellule de charge placée sur le HSS et sous le vérin pour mesurer la charge réelle appliquée;
- deux (2) capteurs de déplacement (LVDT) pour la mesure du tassement des appuis;
- deux (2) potentiomètres à corde pour la mesure de la flèche au centre de la poutre;
- une (1) jauge de déformation pour le béton pour mesurer les déformations en compression du béton substrat;
- un (1) système d'acquisition.

La position des instruments est illustrée à la Figure C.1.

C.3 SPÉCIMENS ET MONTAGE

Le montage pour l'essai est illustré à la Figure C.1. Afin de solliciter la réparation en traction, la poutre est disposée à l'envers sur ses appuis, c'est-à-dire que la réparation est vers le bas.

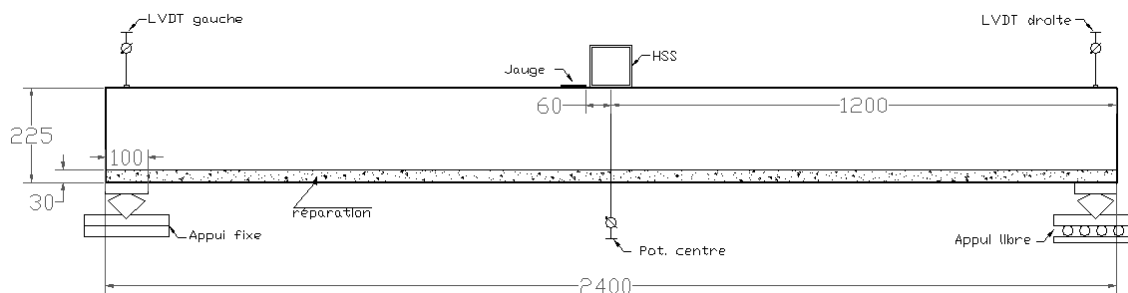


Figure C.1 Dimensions des spécimens et montage

C.4 PROCÉDURE D'ESSAI

C.4.1 Mise en place du spécimen

1. S'assurer que l'appui libre soit bloqué.
2. Installer le spécimen sur les appuis avec du mortier (Ultracal30).
3. Prendre les mesures des diverses dimensions du spécimen.
4. Coller la jauge de compression et la connecter au système d'acquisition.
5. Placer le HSS au centre de la poutre avec de l'Ultracal30.
6. Coller des plaques de téflon aux points de mesures des LVDT.
7. Installer l'instrumentation.
8. Mettre manuellement à zéro les LVDT et les potentiomètres à corde.
9. Faire les zéros sur la cellule de charge et la jauge.
10. Installer les rideaux noirs pour les photos.
11. Installer le périmètre de sécurité.
12. Descendre le vérin manuellement.
13. Libérer l'appui rouleau et le nettoyer à l'aide d'un jet d'air.
14. Prendre une photo du montage.

C.4.2 Début de l'essai

1. Débuter la prise de mesure simultanément avec le démarrage du pulsateur.
2. Prendre des mesures à une fréquence de 150 Hz soit pendant 15 secondes aux 10 minutes.
3. S'assurer que le chargement oscille entre P_{\max} et P_{\min} à une fréquence de 4 Hz.
4. Noter le nombre de cycles lorsque le chargement cyclique est stable.

C.4.3 Chargement exceptionnel

1. À environ 500 000 cycles, arrêter le chargement cyclique et ramener la charge à P_{\min} .
2. Noter le nombre de cycles.
3. Prendre une photo.
4. Appliquer le chargement P_0 .
5. Tracer les fissures avec un crayon noir feutre au fur et à mesure de l'essai.
6. Noter la charge lorsque la fissuration s'amorce dans la poutre et lorsqu'elle atteint la réparation.
7. Redescendre la charge à P_{\min} .
8. Redémarrer l'essai cyclique.

C.4.4 Fin de l'essai cyclique

1. Après 1 000 000 de cycles ou plus, arrêter le chargement cyclique et décharger la poutre.
2. Noter le nombre de cycles à la fin de l'essai.
3. Enregistrer les données.
4. Prendre une photo.

C.4.5 Essai statique et démontage

1. Augmenter la charge jusqu'à ce que la jauge de déformation mesure environ 4000 $\mu\epsilon$.
2. Enregistrer les données.
3. Bloquer l'appui rouleau.
4. Retirer l'instrumentation.
5. Prendre une photo globale de la poutre et une autre rapprochée

C.5 RÉSUMÉ DE L'ESSAI

Le Tableau C.1 résume les principaux paramètres de l'essai cyclique.

Tableau C.1 Résumé des paramètres de l'essai cyclique

Contrôle	Charge
Cycles	1 million
Fréquence	250 cycles par minute (4 Hz)
Mesures	150 Hz, pendant 15 secondes chaque 10 minutes
Instrumentation	<ul style="list-style-type: none"> - 1 cellule de charge - 2 potentiomètres à corde - 2 capteurs de déplacement - 1 jauge de déformation
P_{min}	5,7 kN
P_{max}	17,7 kN
P₀ (charge exceptionnelle)	25,0 kN

ANNEXE D CONCENTRATION DE CONTRAINTES LORS DE L'ESSAI DE FLUAGE EN TRACTION

D.1 OBJECTIFS

Lors de l'essai de fluage en flexion, un casque d'aluminium est collé aux extrémités des éprouvettes de béton afin d'être en mesure de les placer dans le bâti. A l'aide du logiciel d'analyse CESAR-LCPC, il s'agit de vérifier si le retrait important du BFUP, qui est restreint par le casque d'aluminium, peut causer une concentration de contraintes suffisante pour mener à la rupture près des extrémités. L'analyse sera réalisée pour le cas d'une éprouvette de béton chargée à trois jours d'âge.

D.2 MODÈLE

Afin de simplifier le modèle, le retrait est simulé par une déformation thermique puisqu'il s'agit dans les deux cas de déformations volumiques. Entre le moment du chargement à trois jours et la rupture de l'éprouvette, 72 heures se sont écoulées. Selon les données de retrait du BFUP présentée au chapitre 4, le retrait sur cette période est de $210 \mu\epsilon$. Le retrait moyen est donc de $3 \mu\epsilon/h$ pendant 72 heures. Le coefficient de dilatation thermique du BFUP est de $12 \mu\epsilon/^\circ C$. Ainsi, en imposant une température de $-0,25^\circ C/h$, la bonne déformation volumique pour représenter le retrait du BFUP est obtenue.

Le problème est modélisé en deux dimensions (2D) et est axisymétrique. De plus, comme l'éprouvette est symétrique, seulement sa partie supérieure est modélisée. La Figure D.1 présente le modèle utilisé.

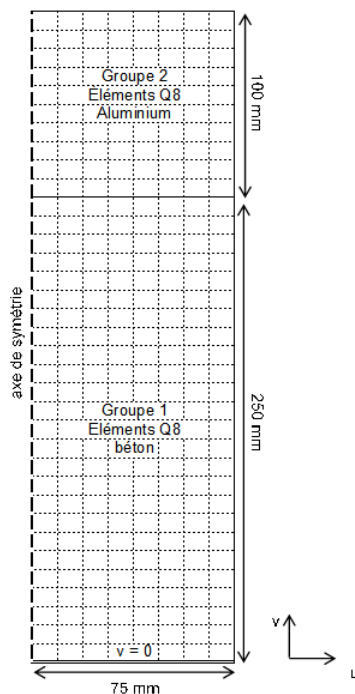


Figure D.1 Modèle pour l'analyse des concentrations de contraintes

Le calcul est réalisé avec deux modules de CESAR. Le module de diffusion transitoire linéaire (DTLI) permet d'imposer une température de $-0,25^{\circ}\text{C}$ à toute l'éprouvette de béton et une température de 0°C au casque en aluminium. Le module de calcul de problèmes linéaires (LINE) permet de calculer les champs de contraintes créés par la différence de température.

D.3 RÉSULTATS

La Figure D.2 donne la répartition des contraintes à l'interface entre le casque et l'éprouvette de béton. La contrainte maximale de $0,064\text{ MPa}$ se trouve à la circonférence de l'éprouvette. Ainsi, à chaque heure, le retrait de $3\text{ }\mu\text{ε/h}$ engendre une contrainte de $0,064\text{ MPa/h}$. En 72 heures, la contrainte atteint une valeur de $4,6\text{ MPa}$ en traction en négligeant l'effet de la viscoélasticité qui peut réduire partiellement cette contrainte par relaxation.

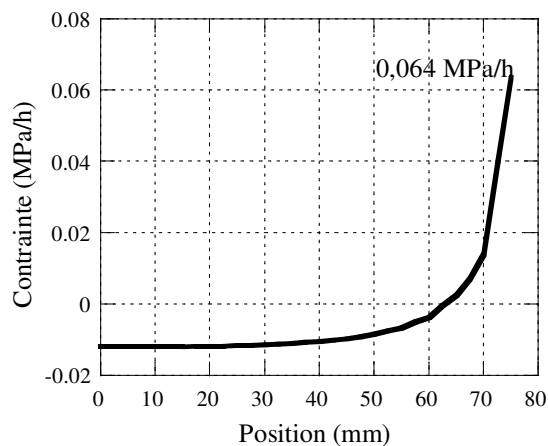


Figure D.2 Répartition des contraintes à l'interface de colle

D.4 ANALYSE ET CONCLUSION

La première éprouvette s'est rompue après l'augmentation de la charge, à 6 jours d'âge. La résistance en traction à ce moment là est estimée à 8,6 MPa. Les données présentées au Tableau D.1 démontrent qu'après l'augmentation de la charge, la contrainte totale s'approche de la résistance en traction.

Tableau D.1 Concentration de contraintes dans l'éprouvette chargée à 3 jours

Événements	f_t estimé	Taux de chargement	σ_{traction}	σ_{retrait} (CESAR)	σ_{total} ($\sigma_{\text{traction}} + \sigma_{\text{retrait}}$)
Chargement à 3 jours	7,4 MPa	30%	2,2 MPa	0 MPa	2,2 MPa
Avant l'augmentation de la charge à 6 jours	8,6 MPa	30%	2,2 MPa	4,6 Mpa	6,8 MPa
Rupture (après augmentation de la charge) à 6 jours	8,6 MPa	45%	3,9 MPa	4,6 Mpa	8,5 MPa

Si on considère également que les fibres étaient mal orientées ou en partie déchaussées par le rodage à l'extrémité du spécimen, une contrainte de 8,5 MPa mène certainement à la rupture. Si

la charge n'avait pas été augmentée, la rupture ne se serait probablement pas produite ou aurait pris plus de temps à se produire.

ANNEXE E MODÉLISATION D'UNE POUTRE AVEC DES ÉLÉMENTS H8 ET H20

E.1 OBJECTIF

L'objectif est de comparer les résultats numériques du logiciel CESAR pour une poutre soumise à des charges de flexion et reproduite avec des éléments H8 et H20. Les éléments de type H8 sont connus pour verrouiller en cisaillement, c'est-à-dire que l'énergie de déformation due à la flexion calculée pour ces éléments est nulle [Bouaanani, 2009]. Avant d'utiliser ces éléments pour les modèles de poutre réparées présentés au chapitre 7, il faut donc vérifier que les résultats obtenus avec les éléments H8 sont comparables à ceux obtenus avec les éléments H20.

E.2 MODÈLE

Le modèle utilisé pour comparer le comportement des éléments H8 et H20 est présenté à la Figure E.1. Il s'agit d'une poutre de béton ayant les mêmes dimensions que les poutres réparées présentées au chapitre 6. Comme pour le modèle utilisé au chapitre 7, vue la symétrie de la poutre, seulement une moitié est modélisée. Sur le plan de coupe, les déplacements longitudinaux (selon v) sont bloqués. De plus, les déplacements transversaux (selon u) sont bloqués sur une ligne au centre de cette face. Les déplacements verticaux (selon w) sont bloqués sur une ligne représentant l'appui.

Le modèle est constitué d'un seul groupe de 864 éléments. Lorsqu'il est constitué d'éléments H8, il a 1225 nœuds et lorsqu'il est fait d'éléments H20 il a 4501 nœuds. Les propriétés utilisées pour ce groupe sont les mêmes que celles du béton substrat des poutres présentées au chapitre 6, soit un module d'élasticité de 30 000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,2 et un coefficient de dilatation thermique de $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

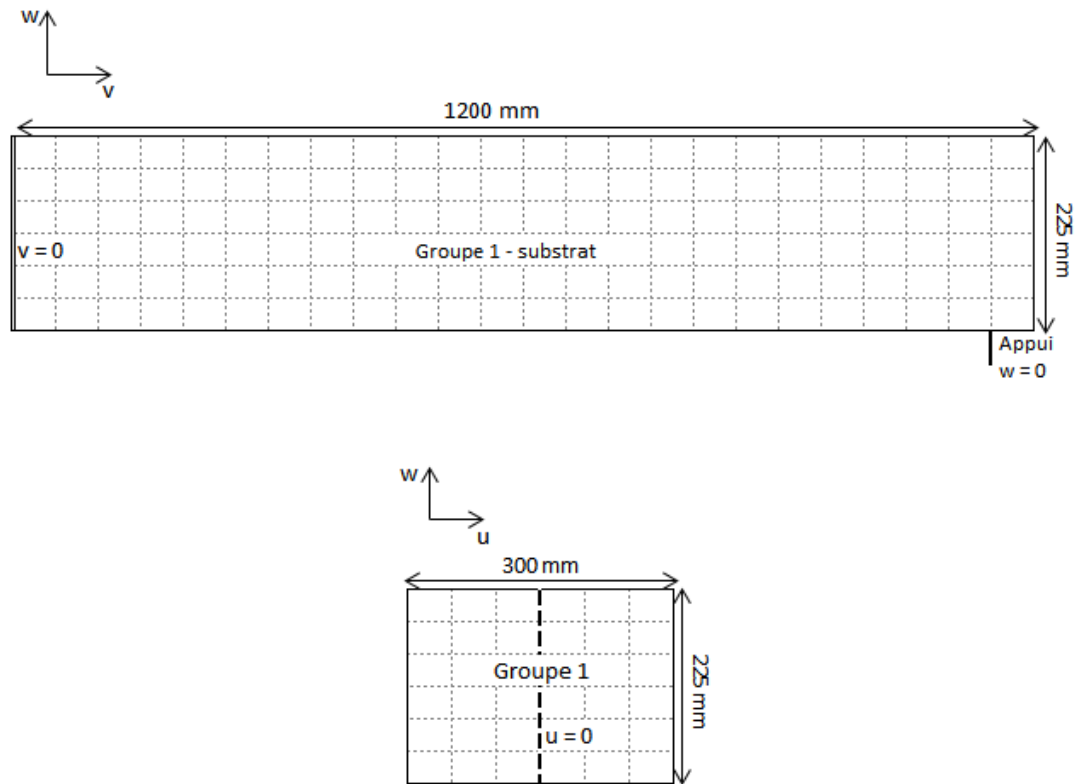


Figure E.1 Modèle

E.2.1 Chargement mécanique

La première analyse qui est réalisé consiste à appliquer un chargement de 175 kN au centre de la poutre. C'est donc un essai de flexion en 3 points. Le calcul est réalisé avec le module LINE.

E.2.2 Chargement thermique

La seconde analyse a été réalisée avec les modules DTLI et LINE. Avec DTLI, une température de -10°C est imposée à la surface de la poutre. Ensuite, LINE calcule la flèche créée par la contraction volumique de la surface de la poutre de béton.

E.3 RÉSULTATS

Le Tableau E.1 donne les flèches mesurées au centre de la poutre avec les deux modèles pour les deux types de chargements étudiés. La variation entre les résultats obtenus avec les éléments H8 et avec les éléments H20 est assez petite pour pouvoir permettre l'utilisation des éléments H8.

Tableau E.1 Flèches obtenues avec CESAR

Élément	Charge mécanique	Charge thermique
H8	-10,77 mm	-0,27 mm
H20	-10,70 mm	-0,28 mm
Variation	0,6%	3,6%

ANNEXE F ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DU MODÈLE DE LA POUTRE RÉPARÉE

F.1 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

L'objectif de l'étude paramétrique est de vérifier l'impact de différents paramètres sur les résultats du modèle CESAR de la poutre réparée présenté au chapitre 7. L'étude paramétrique est faite avec le modèle de la poutre réparée avec du BFUP. D'abord, l'impact sur l'évolution de la température des différents paramètres de l'analyse avec TEXO est étudié. Ensuite, ce sont les paramètres du calcul avec MEXO qui sont regardés. Pour chaque paramètre étudié, deux valeurs seront utilisées. Les flèches ainsi obtenues seront comparées aux résultats expérimentaux.

F.2 PARAMÈTRES DE L'ANALYSE AVEC TEXO

Le Tableau F.1 présente les différents paramètres du calcul TEXO qui sont étudiés. Il donne la valeur utilisée dans le modèle final et une valeur de comparaison utilisée pour l'étude paramétrique. Sur les différents graphiques qui suivent la courbe noire représente les valeurs finales, tandis que la courbe grise représente les valeurs obtenues en faisant varier le paramètre selon le Tableau F.1.

Tableau F.1 Valeur des paramètres à faire varier pour le calcul TEXO

Paramètre	Valeur finale	Valeur de comparaison
Coefficient d'échange de l'air	4,0 W/m ² °C	5,0 W/m ² °C
Énergie d'activation	3500°K	4000°K
Température ambiante	21,7°C	23°C

F.2.1 Coefficients d'échange

Plus la valeur d'un coefficient d'échange est petite, plus la surface est isolée et plus le béton frais atteindra une température élevée. Une surface ventilée a un coefficient d'échange de $6 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$, une surface non-ventilée, un coefficient de $4 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$. Dans le cas de la réparation, la surface du béton est recouverte d'un polyéthylène. Elle n'est donc pas ventilée et la valeur du coefficient est de $4 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$, tel que recommandé par le manuel de référence de CESAR [Itech, 2002].

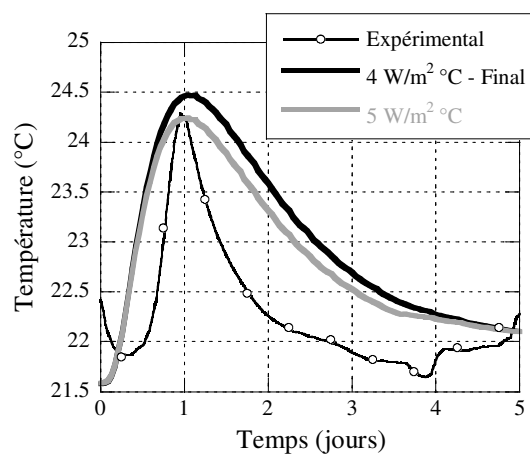


Figure F.1 Variation du coefficient d'échange de l'air

F.2.2 Énergie d'activation

L'énergie d'activation (E_a) des bétons à ultra haute performance varie entre 3500 et 5000°K [Kamen, 2009b]. Plus la valeur de E_a est élevée, moins la température atteinte par le béton frais est élevée. Dans le cadre de ce projet, une valeur de 3500°K a été sélectionnée et permet de bien reproduire l'échauffement du béton de réparation.

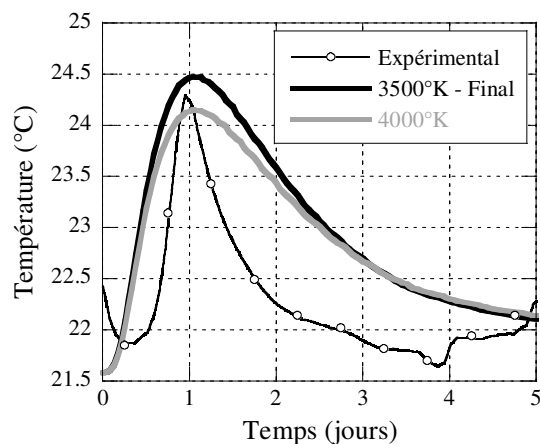


Figure F.2 Variation de l'énergie d'activation du BFUP

F.2.3 Température ambiante

La température ambiante a également un effet sur la variation de température dans le béton. Si l'air ambiant est plus chaud, le béton frais atteindra une température plus élevée. Lors des essais à long terme sur les poutres réparées, la température ambiante était en moyenne de 21,7°C. Cette valeur a permis d'obtenir une meilleure reproduction des résultats et a donc été conservée pour l'analyse finale.

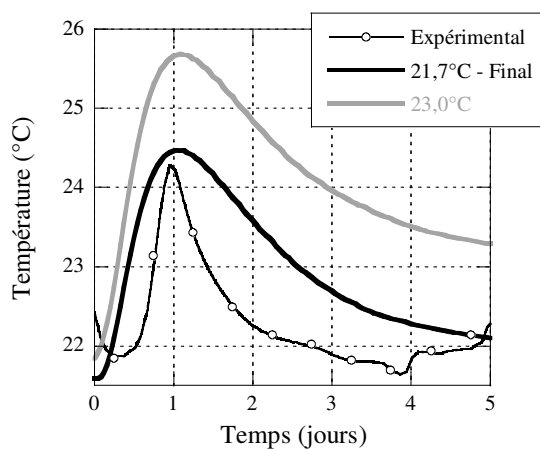


Figure F.3 Variation de la température ambiante

F.3 PARAMÈTRES DE L'ANALYSE AVEC MEXO

Le Tableau F.2 donne les valeurs utilisées pour l'étude paramétrique du calcul avec MEXO. Sur les différents graphiques qui suivent la courbe noire représente les valeurs finales tandis que la courbe grise représente les valeurs obtenues en faisant varier le paramètre selon le Tableau F.2.

Tableau F.2 Valeur des paramètres à faire varier pour le calcul MEXO

Paramètre	Valeur finale	Valeur de comparaison
Coefficient de dilatation thermique	$25 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Retrait endogène final	6 valeurs (tableau 5.4)	1000 $\mu\epsilon$
Module d'élasticité	4 valeurs (tableau 7.4)	36 000 MPa

F.3.1 Coefficient de dilatation thermique

Tel que présenté au chapitre 7, la valeur du coefficient de dilatation thermique évolue beaucoup dans les premières heures suivant la fabrication du béton. Dans le cas du BFUP, le coefficient passe de 40 à $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ durant les 36 heures. Afin d'avoir une représentation plus réaliste des déformations thermiques du béton, pour la première phase du calcul MEXO (entre 0 et 24 heures) le coefficient a été posé à $25 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, soit valeur moyenne du coefficient au jeune âge du béton.

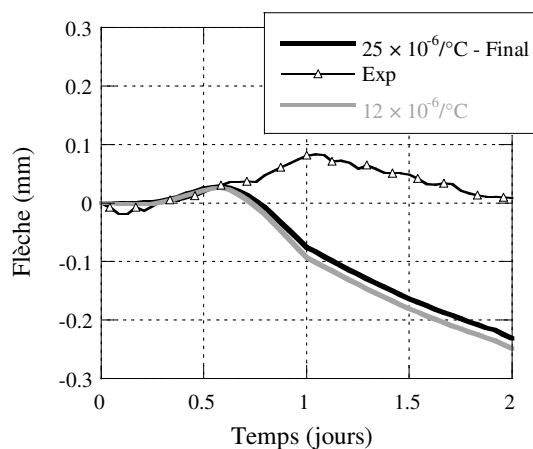


Figure F.4 Variation du coefficient de dilatation thermique du BFUP

F.3.2 Retrait endogène final

Tel que présenté à la section 5.4, afin de représenter plus fidèlement le retrait endogène du béton, les valeurs du retrait endogène final ($\varepsilon_{r\infty}$) est modifié six (6) fois lors de l'analyse avec MEXO. La Figure F.5 illustre à quel point une seule valeur de $\varepsilon_{r\infty}$ surestime le retrait du béton de réparation et donc la flèche de la poutre réparée. Le choix d'utiliser un calcul par phases avec six valeurs de retrait est donc pertinent.

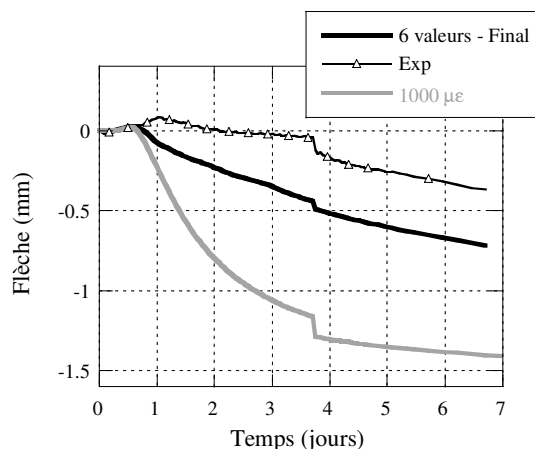


Figure F.5 Variation de la valeur de $\varepsilon_{r\infty}$

F.3.3 Module d'élasticité

La valeur du module d'élasticité (E_c) du béton de réparation est modifiée quatre fois lors de l'analyse avec MEXO (section 7.4.4). Ceci permet d'avoir une meilleure estimation du comportement réelle du béton au jeune âge par rapport à l'utilisation d'une seule valeur. La Figure F.6 illustre la surestimation de la flèche lorsqu'une seule valeur de E_c est utilisée. L'utilisation d'un calcul par phase est donc à nouveau préférable.

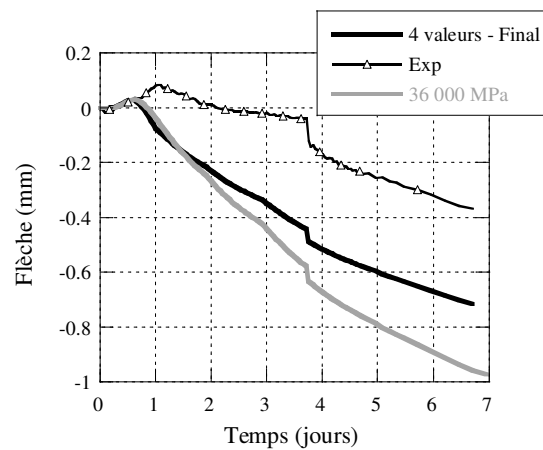


Figure F.6 Variation de la valeur de E_c