



HAL
open science

Optimisation et caractérisation d'un béton haute performance renforcé par des fibres résistantes à la corrosion

Théophile Bouillard

► **To cite this version:**

Théophile Bouillard. Optimisation et caractérisation d'un béton haute performance renforcé par des fibres résistantes à la corrosion. Matériaux composites et construction. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2023. Français. NNT : 2023TOU30370 . tel-04637109

HAL Id: tel-04637109

<https://theses.hal.science/tel-04637109>

Submitted on 5 Jul 2024

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THÈSE

En vue de l'obtention du
DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE
Délivré par l'Université Toulouse 3 - Paul Sabatier

Présentée et soutenue par
Théophile BOUILLARD

Le 19 décembre 2023

**Optimisation et Caractérisation d'un Béton Haute Performance
Renforcé par des Fibres Résistantes à la Corrosion**

Ecole doctorale : **MEGEP - Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés**

Spécialité : **Génie Civil**

Unité de recherche :

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par :

**Anaclet TURATSINZE, Jean-Paul BALAYSSAC, Ahmed TOUMI
et Olivier HELSON**

Jury :

M. Emmanuel DENARIÉ, Rapporteur

Mme. Stéphanie BONNET, Rapporteur

M. Emmanuel FERRIER, Examineur

M. François DUPLAN, Examineur

M. Anaclet TURATSINZE, Directeur de thèse

M. Jean-Paul BALAYSSAC, Co-encadrant de thèse

M. Ahmed TOUMI, Co-encadrant de thèse

M. Olivier HELSON, Co-directeur de thèse du monde socio-économique

Remerciements

Ce mémoire de thèse est le résultat de trois années de recherche au sein du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse. Je tiens à remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce projet.

Je remercie l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (Andra). Vous m'avez fait confiance et m'avez donné l'opportunité de mettre ma modeste pierre au projet titanesque qu'est Cigéo. Je remercie tout particulièrement Olivier Helson pour avoir supervisé le projet, corrigé et relu le manuscrit avec autant d'implication. Je tiens également à remercier Xavier Bourbon pour son expertise et ses conseils avisés.

Je remercie Stéphanie Bonnet, professeure à l'Université de Nantes et Emmanuel Denarie, maître d'enseignement de recherche à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne d'avoir accepté de rapporter ce travail de thèse, et Emmanuel Ferrier, professeur à l'Université Lyon 1, et François Duplan, maître de conférences à l'Université Aix-Marseille d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

C'est parce-que la thèse est d'abord un travail d'équipe que je tiens à remercier mes encadrants Anaclet Turatsinze, Jean-Paul Balayssac et Ahmed Toumi, qui, malgré des plannings bien chargés ont toujours pris le temps de me conseiller et de m'orienter dans mes recherches. Je vous remercie pour votre confiance, votre implication et votre disponibilité dans le travail de thèse à travers ces trois ans.

C'est en faisant la rétrospective de ces trois ans de travail que je me suis rendu compte à quel point l'entourage était important. Sans mes proches, je n'aurais sans doute pas pu aller jusqu'au bout de cette thèse. Je tiens à remercier ma mère, Anne, qui m'a supporté et encouragé au quotidien à distance. Tes petites attentions et tes grands colis pleins de bonnes choses m'ont autant rempli le cœur que l'estomac. Les quelques retours à la maison m'ont fait le plus grand bien, car je savais le bonheur et la joie que j'aurais en te retrouvant sur le quai de la gare avec ton sourire et ton joli vélo. Les séjours très chaleureux passés tous ensemble à la maison ont été possible grâce à toi et à la magie d'une petite fée rousse à lunettes.

Un grand merci à mon père, Damien, qui m'a écouté et soutenu pendant ces trois ans de thèse. Tes petites visites toulousaines ont toujours été un plaisir, quelle fierté j'ai eu au moment de te présenter mes « copains » ! Je te remercie pour ta présence, même à distance, autour d'un téléphone, d'une bière ou d'un bout de comté.

Merci à mes frères Ferdinand et Hippolyte avec qui les retrouvailles ont toujours été un concentré de plaisir. J'ai tellement hâte de repartir à l'aventure avec vous, un sac à dos, un hamac, de la musique et de la bonne ambiance ! J'ai très souvent repensé à ce bro's trip, la manière dont les choses étaient redevenues naturelles entre nous, pour le meilleur, sans aucun effort (hormis peut-être dans les cuisses).

Merci à mes amis de longues dates pour votre fidèle présence malgré mon absence permanente et mon assiduité plus que douteuse pour répondre aux messages. Merci à Joseph, Morgane, les T au carré, Matthieu, Bixente et Louis !

Un grand merci aussi à Nadia qui a toujours été présente dans les moments durs comme les moments joyeux. Même si on a mis 6 mois avant de s'adresser la parole, tu as pris les devants en me proposant d'aller prendre un verre et depuis on n'a jamais cessé de se soutenir l'un et l'autre. Je te remercie du fond du cœur pour ton amitié, ta patience et tes épaules assez solides pour me soutenir (ou me supporter je ne sais pas...) pendant ces 3 ans. Je garderai longtemps en mémoire ce dernier été passé à Toulouse où ma seule motivation pour travailler tenait en cinq lettres : « NADIA ».

Maher et Coraline, je voudrais également vous remercier pour tous ces temps passés ensemble à Saint-Mich-Mich. Les séances cinéma, les « goumanches » ou les brunchs, tous ces moments sont gravés dans ma tête. Même si, aux jeux, je perdais 80 % des parties (pour causes évidentes de triche), j'ai toujours su que je serais bien accueilli chez vous avec de bons petits plats libanais. Vivement qu'on gagne au loto pour enfin acheter cette ferme !

Thanks to Gang, who was the first person I met in the lab, you introduce me the wonderful world of breaks. I hope to see you again soon in Toulouse, Paris, or hopefully in China for your wedding ! I will follow your special training based on sport + beer to get back on shape after the end of the thesis.

Je remercie aussi Mathieu pour ton amitié, tes précieux conseils et ta capacité à canaliser Nadia. Merci à Colin et Habiba pour votre gentillesse, votre sens de l'écoute et vos tortillas de patatas. Merci à Robin pour tes blagounettes parfois douteuses et ta légendaire motivation à organiser des activités collectives à la montagne, au lac, ou en afterwork ! Un grand merci également à Rita qui m'a toujours supporté alors même que sa thèse était trois fois plus dure que toutes les nôtres car en 3 dimensions ! Nos habituelles petites discussions à partir de 19h ont été une grande motivation pour rester bosser au bureau. J'espère pouvoir être aussi présent lors de ta fin de thèse que tu l'as été pour moi.

Je ne peux malheureusement pas remercier en détails tous mes amis doctorants, vous avez tous, à votre façon, contribué à rendre plus joyeux le quotidien au laboratoire. Merci donc à Aleth, Lucas, Goodluck, Birsen, Peter, Ingrid, Tom, Deeksha, Clément, Marion, Mathias, Rémi, Margot...

Enfin, je remercie tout le monde au LMDC et particulièrement les personnes du service mécanique. Sans vous, ces tonnes de béton coulées et ces innombrables essais n'auraient pas été possibles. Merci donc à Carole, David, Sylvain, Frédéric et Yann pour votre implication ! J'espère que l'on aura l'occasion de fêter ça autour d'une bière ou au moins d'une chocolatine.

Résumé

Le programme de cette thèse a été mené à la suite d'un appel à projet de l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (Andra), responsable des centres de stockage de déchets radioactifs en France depuis 1991. Outre les centres de surface en activité, l'Andra porte aussi le projet Cigéo, dédié au stockage en profondeur des déchets radioactifs de haute activité et de moyenne activité à vie longue. Ce projet comporte des galeries souterraines à 500 m de profondeur, destinées à stocker ces déchets pendant plusieurs centaines de milliers d'années. À l'issue de la phase d'exploitation, le projet sera scellé, rendant impossible les éventuelles interventions humaines.

Le béton armé habituellement utilisé dans le domaine du génie civil est souvent exposé à des problèmes de corrosion. Dans le cas du stockage Cigéo, cette pathologie conduit à un dégagement de dihydrogène dans l'environnement anoxique des galeries, entraînant ainsi des risques de surpression. C'est afin de réduire ce risque que l'Andra examine des alternatives au béton armé conventionnel. L'une des possibilités envisagées est l'utilisation d'un béton renforcé par des fibres résistant à la corrosion dans le but de réduire les taux d'armatures. Deux types de fibres ont été sélectionnés. Les premières sont les fibres FIBRAFLEX (FF) fournies par l'entreprise Saint-Gobain SEVA. Elles sont métalliques amorphes et caractérisées par une grande surface spécifique, une résistance à la corrosion et une conductivité électrique élevées. Les deuxièmes sont des fibres de carbone (FC) fournies par Toray Carbon, qui sont caractérisées par un diamètre très faible, ainsi qu'une résistance à la traction et un module élastique très élevés.

Le manuscrit se divise en quatre grandes parties. À la suite de l'étude bibliographique, la deuxième partie s'est concentrée sur la caractérisation et la mise au point des formulations. Plusieurs configurations de renforcement par des FF ont été testées, avec différents dosages et dimensions de fibre. En ce qui concerne les FC, des fibres ensimées et non ensimées ont été testées. Les essais de compression et de module d'élasticité ont confirmé que le renfort par des fibres n'a pas d'impact majeur sur ces propriétés. En revanche, en traction par flexion, les FF ont permis une amélioration de la ductilité du béton et une maîtrise des fissures dès leur apparition en apportant une résistance résiduelle post-pic. Quant à elles, les FC n'ont pas apporté d'améliorations significatives de la réponse mécanique du composite en traction par flexion.

La troisième partie est consacrée à l'impact des fibres sur la résistivité électrique des bétons et le potentiel de détection d'endommagement qui en découle. Les essais de traction par flexion ont montré qu'il existe un lien entre la résistance électrique et l'évolution de l'ouverture des fissures. En particulier pour les formulations incorporant les FC, où cette technique montre une sensibilité avant même l'initiation de la fissure. Par ailleurs, les formulations avec les FF ont, elles aussi, permis d'obtenir des résultats intéressants, mais la sensibilité nécessite une fissure déjà initiée.

Enfin, la dernière campagne expérimentale est dédiée au comportement mécanique des éléments de structure en béton armé et fibré. Les essais se sont portés sur des poutres en flexion 4 points, avec différentes configurations de renforcement d'aciers et de fibres. Il a été montré que les FF ont limité l'ouverture des fissures dans la phase élastique fissurée des poutres, tout en améliorant la capacité portante pour une ouverture de fissure donnée. De plus, deux techniques de mesures ont été mises en œuvre pour suivre de manière directe l'endommagement des poutres : la fibre optique et la vidéo-corrélation. En parallèle, l'endommagement a été suivi de manière indirecte par des mesures de résistances électriques et d'émission acoustique. Le croisement des résultats obtenus par ces différentes techniques ont permis de mieux appréhender l'apport des fibres dans un élément de structure aussi bien du point de vue performance mécanique que sur l'amélioration de la sensibilité pour détecter et suivre l'endommagement.

MOTS CLÉS : Béton armé fibré, Fibres métalliques amorphes, fibres de carbone, performances mécaniques, capacité d'auto-détection, propriétés électriques, émission acoustiques, vidéo-corrélation d'images, fibre optique.

Abstract

This thesis is a part of a research project initiated by the French National Agency for Radioactive Waste Management (Andra), which has been responsible for radioactive waste storage facilities in France since 1991. In addition to active storage sites, Andra oversees the Cigéo project that aims to store high-risk radioactive waste at a deep geological disposal. The Cigéo project includes underground galleries located 500 meters below the surface, designed for the long-term storage of radioactive waste. It is divided into two main phases: the first involves the transportation of radioactive waste packages into the galleries, while the second phase relates to the storage itself, sealing the project and rendering it infeasible to any human intervention.

The project addresses the challenge of sustainability, stability, and health monitoring of the structures. Conventional reinforced concrete is sensitive to corrosion, generating dihydrogen in the anoxic environment of the galleries. Thus, leading to a long-term risk of overpressure. To mitigate this risk, Andra is exploring alternatives to conventional reinforced concrete; one of which being a reinforced fibrous concrete obtained by incorporation of non-corrosive fibers to reduce the rate of reinforcement.

Two types of fibers have been selected: the firsts, FIBRAFLEX fibers (FF) provided by Saint-Gobain SEVA company are amorphous metallic fibers. They are characterized by high specific surface area, corrosion resistance, and high electrical conductivity. The second type, carbon fibers (CF), provided by Toray Carbon and processed by Apply Carbon, are known for their high tensile strength, high elastic modulus and small diameter.

The manuscript is divided into four main sections. In addition to the literature review, the second part focused on the mechanical characterization and formulation development. Depending on the fibre type, different fiber reinforcement contents were tested: 0.27 % and 0.41 % by volume for FF. For CF, two sets were tested: with sizing and without sizing at a dosage of 0.27 %. Compression and elastic modulus tests confirmed a well-known trend: no significant impact of the fibers on these properties. However, in flexural tests, FF fibers improved the ductility of the concrete and crack control upon their initiation by increasing the residual post-peak tensile strength. Results showed that CF did not yield significant improvements of the mechanical behavior of the composite under flexural load.

The third section studied the impact of fibers on the electrical resistivity of concrete and on its capability for damage detection. Flexural tests revealed a good agreement between electrical resistivity and crack opening; particularly in batches incorporating CF, which exhibited sensitivity even before crack initiation. Batches with FF fibers also provided reliable results, but they required a crack initiation to observe a significant change in electrical resistivity.

Lastly, the final experimental campaign focused on the mechanical behavior of steel reinforced and fiber-reinforced concrete structural elements. The tests involved four-point bending on real-scale beams with different combinations of steel and fiber reinforcements. It was demonstrated that FF limited crack openings in the elastic-cracking phase of the beams while slightly enhancing their bearing capacity for a given crack opening. In parallel, various detection techniques, including optical fiber, digital image correlation, electrical resistance measurements and acoustic emission analysis, were used to monitor beam damage. These indirect measurement techniques precisely detected damage in the beams and the addition of fibers improve reliability of the damage monitoring.

KEYWORDS: reinforced fibrous concrete, amorphous metallic fibers, carbon fibers, mechanical properties, self-sensing capabilities, electrical properties, acoustic emission, digital image correlation, optical fiber.

TABLE DES MATIERES

Table des matières

TABLE DES FIGURES.....	15
LISTE DES TABLEAUX.....	21
INTRODUCTION GENERALE.....	22
I. CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	29
I.1. Le béton renforcé par des fibres (BRF).....	29
I.1.1. Différents types de fibres	30
I.2. Comportement des bétons fibrés à l'état frais	31
I.2.1. Formulation d'un béton fibré autoplaçant.....	33
I.2.2. Relation entre le rapport L/d des fibres et la maniabilité du béton à l'état frais	34
I.2.3. Influence de la procédure de malaxage	35
I.2.4. Essais de caractérisation à l'état frais.....	36
I.3. Impact de l'orientation des fibres sur les performances mécaniques du béton	38
I.4. Performances mécaniques des bétons fibrés	40
I.4.1. Ancrage des fibres dans une matrice.....	40
I.4.2. Comportement des BRF en traction par flexion.....	42
I.4.3. Comportement des BRF en compression	59
I.5. Éléments de structure en béton armé/fibré	60
I.5.1. Modes de ruptures d'une poutre en béton armé	60
I.5.2. Comportement des poutres en béton armé/fibré vis-à-vis de la flexion.....	63
I.5.3. Comportement des poutres en béton armé/fibré vis-à-vis de l'effort tranchant.	66
I.5.4. Études expérimentales de poutres armées & fibrées.....	68
I.5.5. Conclusion.....	71
I.6. Potentiel « Smart material » par mesures électriques.....	72
I.6.1. Propriétés électriques des bétons.....	72
I.6.2. Impact du degré de saturation sur la résistivité	76
I.6.3. Effet des fibres sur la résistivité des BRF	77
I.6.4. Apport des fibres métalliques amorphes sur le potentiel « smart concrete ».....	79
I.6.5. Apport des fibres de carbone sur le potentiel « smart concrete »	81
I.7. Émission acoustique	82
I.7.1. Système d'acquisition	83
I.7.2. Localisation d'événements acoustiques	85
I.7.3. Études réalisées sur l'émission acoustique.....	86
I.8. Conclusion.....	91

II. CHAPITRE 2 : MATERIAUX, PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES BETONS	95
II.1. Introduction	95
II.2. Matériaux utilisés	95
II.2.1. Ciment	96
II.2.2. Granulats	96
II.2.3. Filler	97
II.2.4. Adjuvant	97
II.2.5. Fibres	97
II.3. Nomenclatures	101
II.4. Formulations	103
II.5. Porosité accessible à l'eau et masse volumique	109
II.5.1. Méthodes	109
II.5.2. Résultats	110
II.6. Résistance à la compression	111
II.6.1. Méthode	111
II.6.2. Résultats	112
II.7. Suivi des résistances à la compression au cours du temps	113
II.7.1. Méthode	113
II.7.2. Résultats	113
II.8. Module d'élasticité et coefficient de Poisson	115
II.8.1. Méthode	115
II.8.2. Résultats	116
II.9. Traction par flexion	118
II.9.1. Méthode	118
II.9.2. Résultats	119
II.10. Conclusion	132
III. CHAPITRE 3 : PROPRIETES ELECTRIQUES ET CAPACITE D'AUTO-DETECTION DES BETONS	135
III.1. Introduction	135
III.2. Suivi de la résistivité électrique des bétons en cours d'hydratation	135
III.2.1. Méthode générale de mesure de résistivité	135
III.2.2. Résultats	137
III.3. Impact du degré de saturation sur la résistivité électrique	141
III.3.1. Méthode	142
III.3.2. Résultats	143

III.3.3.	Conclusion.....	145
III.4.	Résistance à la compression vs résistivité électrique.....	146
III.5.	Capacité d’auto-détection en traction par flexion.....	148
III.5.1.	Méthode.....	148
III.5.2.	Résultats	151
III.5.3.	Discussion	163
III.6.	Conclusion	166
IV.	CHAPITRE 4 : ÉTUDE A L’ECHELLE D’UN ELEMENT DE STRUCTURE – APPLICATION SUR DES POUTRES EN TRACTION PAR FLEXION	171
IV.1.	Introduction.....	171
IV.2.	Objectifs des essais	173
IV.3.	Préparation des poutres	174
IV.4.	Méthodes.....	176
IV.4.1.	Procédure de l’essai.....	176
IV.4.2.	Instrumentations	176
IV.5.	Comportement mécanique	182
IV.5.1.	Dimensions des poutres et diagrammes des sollicitations	182
IV.5.2.	Comportement général et forces caractéristiques.....	183
IV.5.3.	Énergie et capacité de déformation	186
IV.6.	Caractéristique des matériaux	189
IV.6.1.	Nomenclature	189
IV.6.2.	Bétons.....	191
IV.6.3.	Aciers	191
IV.7.	Caractéristiques dimensionnelles des poutres.....	192
IV.7.1.	Résistances à la flexion sans fibre.....	192
IV.7.2.	Résistances à la flexion avec fibres.....	195
IV.7.3.	Calculs théoriques de flèche.....	198
IV.7.4.	Comparaison des résultats théoriques et des résultats expérimentaux :.....	198
IV.8.	Ouvertures de fissures théoriques	199
IV.8.1.	Calculs d’ouverture de fissure d’après l’EC2	200
IV.8.2.	Calculs d’ouverture de fissure d’après le MC2010	202
IV.8.3.	Comparaison entre l’EC2 et le MC2010	203
IV.9.	Ouvertures de fissures mesurées par vidéo-corrélation	204
IV.9.1.	Méthode de traitement adoptée	204
IV.9.2.	Champs de déformation	205

Table des matières

IV.9.3. Ouverture de fissures en fibre inférieure mesurée par DIC	206
IV.9.4. Répartition des fissures sur la hauteur des poutres	215
IV.10. Mesures de déformations par fibre optique	220
IV.11. Émission acoustique.....	222
IV.11.1. Évolution du nombre d'évènements acoustiques au cours du temps	223
IV.11.2. Localisation d'évènements acoustique.....	226
IV.11.3. Cartes de densités d'évènement	227
IV.11.4. Localisation de la fissuration par EA suivant la hauteur.....	232
IV.12. Mesures de résistance électrique.....	235
IV.12.1. Variation de la tension en fonction de l'ouverture de fissures.....	236
IV.12.2. Variation de la tension en fonction de la hauteur de fissuration	239
IV.13. Conclusion	243
Conclusion générale	249
Perspectives.....	259
Références bibliographiques :	263
Annexes	271

Table des figures

Figure I.1 : Vue du projet Cigéo mené par l'ANDRA.....	25
Figure I.2 : Etalements au cône d'Abrams non conformes [12]	32
Figure I.3 : Principe de l'essai du maniabilimètre LCL [16]	33
Figure I.4 : Temps d'écoulement en fonction de la longueur et du dosage en fibres [17].....	34
Figure I.5 : Courbes Puissance de malaxage – Temps vs Étalement de la galette [20].....	36
Figure I.6 : Principe de l'essai d'étalement au cône d'Abrams.....	37
Figure I.7 : Principe de l'essai de la boîte en L.....	37
Figure I.8 : Courbe Contrainte-Ouverture de fissure lors d'un essai de flexion 3 points [22]	39
Figure I.9 : Différentes formes de fibres	40
Figure I.10 : Empreinte laissée par une fibre après avoir été retirée de la matrice cimentaire.....	42
Figure I.11 : Paramètres calculés suivant la norme ASTM C1609	44
Figure I.12 : Paramètres calculés suivant la norme ASTM C 1018-97.....	45
Figure I.13 : Courbes Force-Flèche obtenues lors des essais de flexion 4 points [35].....	47
Figure I.14 : Courbe Force-Flèche des trois formulations [37].....	47
Figure I.15 : Résistance à la traction par flexion des formulations 27 MPa (Choi & Ku [38]).....	49
Figure I.16 : Ténacité des différentes formulations 27 MPa (Choi & Ku [38])	49
Figure I.17 : Résistance à la traction par flexion des formulations 50 MPa (Choi & Ku [38]).....	49
Figure I.18 : Ténacité des différentes formulations 50 MPa (Choi & Ku [38])	49
Figure I.19 : Courbe Force-Flèche des différentes formulations [23].....	50
Figure I.20 : Résistances à traction par flexion en fonction du dosage en fibres	52
Figure I.21 : Courbe Force-CMOD avec différents dosages en fibres de carbone.....	53
Figure I.22 : Courbes Force-CMOD pour les différents dosages en fibres de carbone [43]	54
Figure I.23 : Comparaison des résistances résiduelles théoriques et expérimentales.....	55
Figure I.24 : Distribution des contraintes dans une section entaillée soumise à de la flexion	56
Figure I.25 : Analyse inverse tirée de fib Model Code 2010 [46].....	57
Figure I.26 : Modèle rigide-plastique du fib Model Code 2010.....	58
Figure I.27 : Déformation dans le béton (a) – Diagramme des efforts pour la détermination de la contrainte de traction résiduelle de service $fFts$ (b) et la contrainte ultime $fFtu$ (c) [46]	59
Figure I.28 : Courbe Déformation-Contrainte lors d'un essai de compression.....	59
Figure I.29 : Comportement typique d'une poutre soumise à de la flexion.....	61
Figure I.30 : Equilibre des forces dans une section de béton armée/fibrée soumise à de la flexion	64
Figure I.31 : Equilibre des forces dans une section de béton armé/fibré [49].....	65
Figure I.32 : Courbe Moment-Flèche de l'étude de L. Biolzi et S. Cattaneo	69
Figure I.33 : Courbe force-flèche pour les poutres avec différents dosages en fibres [52].....	70
Figure I.34 : Courbes Force-Flèche des configurations fortement armé, avec et sans cadres et avec et sans fibre	71
Figure I.35 : Différents types d'électrodes.....	74

Table des matières

Figure I.36 : Configuration avec deux électrodes [65].....	74
Figure I.37 : Configuration avec quatre électrodes [65].....	74
Figure I.38 : Résistance électrique en fonction du rapport L/A des électrodes [67]	75
Figure I.39 : Évolution du ratio normalisé de résistivité en fonction de la perte d'eau	77
Figure I. 40 : Résistivité électrique en fonction du dosage en fibres et de leur longueur [29].....	78
Figure I.41 : Illustration de la percolation sur une forme rectangulaire	78
Figure I.42 : Conductivité électrique en fonction du dosage en fibres de carbone	79
Figure I.43 : Conductivité électrique en fonction du dosage en fibres pour différentes longueurs.....	79
Figure I.44 : Variation de la FCR et de la charge appliquée au cours du temps	81
Figure I.45 : Courbes Contrainte-Temps et $\Delta R/R_0$ -Temps [76]	82
Figure I.46 : Schéma décrivant les changements au niveau de la matrice cimentaire et des fibres	82
Figure I.47 : Paramètres utilisés pour la définition d'une salve [77]	84
Figure I.48 : Exemple d'un enregistrement de plusieurs salves par des capteurs d'EA [77].....	85
Figure I.49 : Développement des fissures dans la poutre à différents stades de l'essai [81]	87
Figure I.50 : B-value vs taux de chargement [82].....	87
Figure I.51 : Evolution de la valeur de b au cours d'un essai mécanique sur mur [83].....	88
Figure I.52 : Cartes de densités d'événements [77]	89
Figure I.53 : Comparaison des hauteurs de fissure déterminées par émission acoustique et par vidéo-corrélation.....	89
Figure II.1 : Courbes granulométriques des granulats - (a) sable, (b) gravillon.....	97
Figure II. 2 : Face rugueuse (a) et face lisse (b) des fibres FIBRAFLEX [41]	98
Figure II. 3 : Observation au MEB de filaments de carbone avec ensimage (FC-S24)	101
Figure II. 4 : Observation au MEB de filaments de carbone sans ensimage (FC-V24)	101
Figure II. 5 : Étalement au cône d'Abrams obtenu pour un dosage de 20 kg/m ³ de FIBRAFLEX	103
Figure II. 6 : Malaxeur de 10 litres initialement utilisé pour la mise au point des formulations.....	106
Figure II. 7 : Malaxeur Kniele utilisé pour la confection des éprouvettes	106
Figure II. 8 : Suivi de l'intensité du courant (A/l) du malaxeur en fonction du temps.....	108
Figure II.9 : Masses volumiques apparentes	110
Figure II.10 : Porosités accessibles à l'eau	111
Figure II. 11 : Résistances à compression à 28 jours des différentes formulations.....	112
Figure II. 12 : Résistances caractéristiques (F_{ck}) des bétons	113
Figure II. 13 : Résistance à la compression en fonction du temps – FIBRAFLEX.....	114
Figure II. 14: Résistance à la compression en fonction du temps – Fibres de carbone	115
Figure II. 15 : Scénario de chargement d'après la norme NF EN 12390-13 [92].....	116
Figure II. 16 : Jauge de déformation utilisée pour mesurer la déformation radiale.....	116
Figure II. 17 : Cage extensiométrique utilisée pour la déformation longitudinale.....	116
Figure II. 18 : Modules d'élasticité des différentes formulations.....	117
Figure II. 19 : Coefficients de poisson obtenus pour les différentes formulations.....	117

Table des matières

Figure II. 20 : Installation de l'essai de flexion suivant la norme européenne [31].....	118
Figure II.21 : Courbe Force-Flèche (0-5mm).....	119
Figure II.22 : Courbe Force-Flèche (0-0,5mm).....	120
Figure II.23 : Courbes Force-CMOD (0-6 mm).....	120
Figure II.24 : Courbes Force-CMOD (0-0,5 mm).....	121
Figure II. 25 : Interaction néfaste entre deux fibres Fibraflex (observation au microscope optique) .	122
Figure II. 26 : Limite de proportionnalité $f_{ct,L}$ selon la norme NF EN 14651.....	124
Figure II. 27 : Courbes de contraintes résiduelles de traction – CMOD	125
Figure II. 28 : Contraintes résiduelles de traction par flexion en fonction de la CMOD	126
Figure II. 29 : Travail cumulé en fonction de la CMOD.....	128
Figure II. 30 : Schéma expliquant le calcul du travail sur les plages d'ouverture de fissure	129
Figure II. 31 : Travail développé pour différentes plages de valeurs d'ouverture de fissure	129
Figure II. 32 : Faciès de rupture d'une éprouvette renforcée par des FIBRAFLEX.....	130
Figure II. 33 : Observations des fibres FIBRAFLEX au microscope après la ruine d'une éprouvette	131
Figure III.1 : Installation pour les mesures de résistivité électrique.....	136
Figure III.2 : Évolution des résistivités des éprouvettes conservées en condition de cure humide.....	138
Figure III.3 : Évolution des résistivités relatives à la résistivité du béton de référence	138
Figure III.4 : Relation entre la résistivité électrique et l'indice de renforcement	141
Figure III.5 : Circulation du courant électrique dans le béton fibré	142
Figure III.6 : Evolution de la résistivité en fonction du degré de saturation (Sr).....	144
Figure III.7 : Évolution de la résistivité en fonction du degré de saturation – Formulations FC	145
Figure III.8 : Évolution de la résistance à la compression en fonction de la résistivité électrique.....	146
Figure III.9 : Photographie de l'essai	148
Figure III.10 : Schéma de l'installation de l'essai	149
Figure III.11 : Scénario de chargement – Force vs CMOD.....	149
Figure III.12 : Schéma du pont de Wheaststone.....	150
Figure III.13 : Courbe Force – CMOD - de 0 à 2 mm.....	151
Figure III.14 Courbe - Force - de 0 à 0,5 mm	151
Figure III.15 : Courbes Force - CMOD de 0 à 0,5 mm	151
Figure III.16 : Courbes Force - CMOD - de 0 à 0,5 mm.....	151
Figure III.17 : Formulation BR : CMOD & ΔV vs Temps	153
Figure III.18 : Formulation FF20-20L6 : CMOD & ΔV vs Temps.....	154
Figure III.19 : Formulation FF20-30L6 : CMOD & ΔV vs Temps.....	154
Figure III.20 : Formulation FF30-20L6 : CMOD & ΔV vs Temps.....	154
Figure III.21 : Formulation FF30-30L6 : CMOD & ΔV vs Temps.....	154
Figure III.22 : Formulation FC5-V24 : CMOD & ΔV vs Temps.....	155
Figure III.23 : Formulation FC5-S24 : CMOD & ΔV vs Temps	155

Table des matières

Figure III.24 : Courbe ΔV -CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m ³)	157
Figure III.25 : Courbe ΔV -CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m ³)	157
Figure III.26 : Courbe ΔV -CMOD (BR et formulations FC à 5 kg/m ³).....	157
Figure III.27 : Courbe ΔV -CMOD (BR et formulations FC à 5 kg/m ³).....	157
Figure III.28 : Courbe Force- ΔV (formulations FIBRAFLEX)	158
Figure III.29 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m ³).....	159
Figure III.30 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m ³).....	159
Figure III.31 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FC)	159
Figure III.32: Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FC)	159
Figure III.33 : Boucles d'hystérésis et calculs des pentes correspondantes.....	161
Figure III.34 : Indice d'endommagement vs CMOD (toutes les formulations)	162
Figure III.35 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FF à 20 kg/m ³).....	162
Figure III.36 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FF à 30 kg/m ³).....	162
Figure III.37 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FC à 5 kg/m ³).....	162
Figure IV.1 : Récapitulatif des systèmes d'acquisition.....	173
Figure IV.2 : Plan de ferrailage de la configuration 1 (poutre P1).....	175
Figure IV.3 : Plan de ferrailage de la configuration 2 (poutres P2 à P4)	175
Figure IV.4 Disposition de l'essai.....	176
Figure IV.5 : Système de vidéo-corrélation	177
Figure IV.6 : Principe d'installation des électrodes	178
Figure IV.7 : Principe de l'installation de la fibre optique.....	178
Figure IV.8 : Attache de la fibre optique sur les armatures longitudinales par un fil de nylon.....	179
Figure IV.9 : Fibre optique remontant à l'extrémité de la cage d'armature	179
Figure IV.10 : Méthode pour définir la zone d'intérêt des mesures par fibre optique	180
Figure IV.11 : Position des capteurs d'émission acoustique	181
Figure IV.12 : Disposition de l'essai et diagrammes des sollicitations.....	182
Figure IV.13 : Courbe Force-Flèche (0 à 50 mm).....	184
Figure IV.14 : Courbe Force-Flèche (0 à 10 mm).....	184
Figure IV.15 : Détermination des forces caractéristiques	185
Figure IV.16 : Définition du travail effectif à partir des courbes Force-Flèche.....	186
Figure IV.17 : Travail effectif développé aux différents stades d'endommagement des poutres.....	188
Figure IV.18 : Travail cumulé à différentes valeurs de flèches.....	189
Figure IV.19 : Coupe transversale d'une poutre	192
Figure IV.20 : Section élastique non fissurée – béton sans fibre	193
Figure IV.21 : Section élastique fissurée - béton sans fibre.....	194
Figure IV.22 : Distribution des contraintes pour le calcul du moment ultime – béton sans fibre.....	195
Figure IV.23 : Section élastique fissurée – béton renforcé de fibres.....	196

Table des matières

Figure IV.24 : Diagramme simplifié des contraintes dans une section de BRF armé.....	197
Figure IV.25 : Définition des forces de référence	204
Figure IV.26 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement	206
Figure IV.27 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement	206
Figure IV.28 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement	206
Figure IV.29 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement	206
Figure IV.30 : Méthode de détection de fissures par vidéo corrélation	207
Figure IV.31 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P1-BR-2HA14	209
Figure IV.32 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm - P2-FF30-20L6-2HA12	209
Figure IV. 33 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P3-FC5-S24-2HA12.....	209
Figure IV. 34 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P4-BR-2HA12	210
Figure IV. 35 : Force en fonction de l'ouverture cumulée des fissures – P1 à P4	211
Figure IV. 36 : Ouverture de fissure cumulée pour les différentes forces de référence	212
Figure IV. 37 : Nombre de fissures en fonction de leur ouverture (ω) et du niveau de chargement ..	212
Figure IV. 38 : Ouverture de fissure moyenne pour la force F_{serv}	214
Figure IV. 39 : Position des capteurs pour déterminer la répartition des fissures sur la hauteur	215
Figure IV. 40 : Évolution typique de l'allongement en fonction de la hauteur de la poutre	216
Figure IV. 41 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P1-BR-2HA14	217
Figure IV. 42 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P2-FF30-20L6-2HA12..	217
Figure IV. 43 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P3-FC5-S24	217
Figure IV. 44 Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P4-BR-2HA12	217
Figure IV. 45 : Exemple de détermination des hauteurs fissurées	218
Figure IV. 46 : Hauteurs de fissuration en fonction du niveau de chargement	219
Figure IV. 47 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 $\mu\text{m/m}$)	220
Figure IV. 48 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 $\mu\text{m/m}$).....	221
Figure IV. 49 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 $\mu\text{m/m}$).....	221
Figure IV. 50 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 $\mu\text{m/m}$) – P4-BR-2HA12	221
Figure IV.51 : Exemple de localisation en 2 dimensions donnée par le logiciel EAWin	222
Figure IV. 52: Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps	223
Figure IV. 53 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps	223
Figure IV. 54 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps	224
Figure IV. 55 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps	224
Figure IV. 56 : Évolution du nombre cumulé d'évènements acoustiques et de la force	225
Figure IV. 57 : Localisation des évènements acoustiques des poutres P1 à P4	226
Figure IV. 58 : Exemple d'application d'une carte de densité d'évènements.....	227
Figure IV. 59 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P1-BR-2HA14	228

Table des matières

Figure IV. 60 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P2-FF30-20L6-2HA12	228
Figure IV. 61 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P3-FC5-S24-2HA12	228
Figure IV. 62 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P4-BR-2HA12	228
Figure IV. 63 : Méthode de comptabilisation des évènements acoustiques pour la localisation de la fissuration par EA suivant la longueur	229
Figure IV. 64 : P1-BR-2HA14 - Nombre d'évènements répartis sur la portée	229
Figure IV. 65 : P2-FF30-20L6-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée	229
Figure IV. 66 : P3-FC5-S24-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée	230
Figure IV. 67 : P4-BR-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée	230
Figure IV. 68 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P1-BR-2HA14	231
Figure IV. 69 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P2-FF30-20L6-2HA12	231
Figure IV. 70 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P3-FC5-S24-2HA12	231
Figure IV. 71 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P4-BR-2HA12	231
Figure IV. 72 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5plas}$ – P1-BR-2HA14.....	232
Figure IV. 73: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5plas}$ – P2	232
Figure IV. 74: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5plas}$ – P3	232
Figure IV. 75: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5plas}$ – P4	232
Figure IV. 76 : Méthode de comptabilisation des évènements acoustiques pour la localisation de la fissuration par EA suivant la hauteur	232
Figure IV. 77 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P1	233
Figure IV. 78 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P2.....	233
Figure IV. 79: Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P3.....	233
Figure IV. 80 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P4.....	233
Figure IV. 81 : Barycentre des évènements acoustiques en fonction de la hauteur de fissuration déterminées par vidéo corrélation	234
Figure IV. 82 : Position du capteur d'ouverture de fissure (par DIC).....	236
Figure IV. 83 : ΔV en fonction de l'allongement horizontal sur la partie centrale	237
Figure IV. 84 : ΔV en fonction de l'allongement horizontal sur la partie centrale	237
Figure IV. 85 : Position des capteurs de déplacement pour déterminer la hauteur de fissuration.....	240
Figure IV. 86 : Illustration de la méthode pour le calcul de la hauteur de fissuration	240
Figure IV. 87 : Hauteur de fissuration sur la partie centrale des poutres en fonction de la force	241
Figure IV. 88 : Courbes ΔV en fonction de la hauteur de fissuration	242

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Configuration des essais sur poutre de la bibliographie.....	68
Tableau II.1 : Composition élémentaire du CEM III/A.....	96
Tableau II. 3 : Caractéristiques géométriques et propriétés des fibres FIBRAFLEX	99
Tableau II. 4 : Propriétés des fibres de carbone d'après les fiches techniques matériaux	101
Tableau II. 5 : Nomenclature des formulations Fibraflex ou « FF ».....	102
Tableau II. 6 : Nomenclature des formulations fibres de carbone ou « FC ».....	102
Tableau II. 7 : Détails des formulations, (E/C = rapport massique Eau/Ciment).....	104
Tableau II.8 : Masses volumiques apparentes et porosités accessibles à l'eau.....	110
Tableau II. 9 : Principales données des essais de flexion 3 pts	123
Tableau II. 10 : Travaux fournis pour différentes valeurs de CMOD	127
Tableau III.1 : Résistivités (ρ , en $k\Omega.cm$) des différentes formulations.....	137
Tableau III.3 : Facteurs et coefficients de détermination les différentes formulations	147
Tableau III.4 : Comparaison entre $CMOD\Delta V > 0,02V$ et $CMODF = 1kN$	156
Tableau IV.1 : Position des capteurs et distances des uns par rapport aux autres.....	181
Tableau IV.2 : Paramètres utilisés pour l'acquisition de l'émission acoustique	181
Tableau IV.3 : Résultats mécaniques expérimentaux.....	185
Tableau IV.4 : Travail effectif caractéristique des différentes poutres	187
Tableau IV.5 : Récapitulatif des symboles et des paramètres utilisés dans les calculs théoriques	190
Tableau IV.6: Propriétés mécaniques des bétons étudiés d'après les essais sur éprouvettes témoins	191
Tableau IV.7 : Caractéristiques dimensionnelles des poutres	192
Tableau IV.8 : Comparaison entre calculs théoriques et résultats expérimentaux	199
Tableau IV. 9 : Détail des forces et moments de service pour le calcul des ouvertures de fissures....	200
Tableau IV.10 : Détails des calculs théoriques de déformation moyenne.....	201
Tableau IV.11 : Détails des calculs théoriques d'ouverture de fissure suivant l'EC2	201
Tableau IV.12 : Détails des calculs théoriques de déformation moyenne.....	203
Tableau IV.13 : Comparaison des ouvertures de fissures calculées avec l'EC2 et le MC2010.....	203
Tableau IV. 14 : Récapitulatif des forces de référence	205
Tableau IV. 15 : Comparaison des ouvertures de fissures expérimentales et calculées.....	213
Tableau IV. 16 : Paramètres et coefficients de détermination (R^2) pour l'équation IV. 38.....	235

INTRODUCTION GENERALE

Contexte général

Cette thèse est l'aboutissement d'un appel à projet de l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (Andra). L'Andra a été créée à la suite de la loi du 30 décembre 1991 qui a défini le cadre de la gestion des déchets radioactifs en France. Cette agence a pour but de développer et de garantir une gestion sûre et durable des déchets radioactifs.

Pour comprendre les enjeux liés au traitement et stockage des déchets radioactifs, il faut tout d'abord rappeler que ces déchets peuvent être très variés. Selon leur provenance et leur niveau de contamination, les déchets radioactifs sont divisés en plusieurs catégories :

- Les déchets à vie très courte ou « VTC » qui sont en grande partie issus du secteur médical ou de la recherche. Leur durée de vie est inférieure à 100 jours.
- Les déchets à très faible activité « TFA » proviennent en grande partie de gravats et de ferrailles faiblement contaminés. Ils ont une radioactivité très faible qui est proche de la radioactivité naturelle.
- Les déchets à faible et moyenne activité à vie courte « FMA-VC » sont le plus souvent des déchets issus de tissus ou outils qui ont servi dans des installations nucléaires.
- Les déchets à faible activité à vie longue ou « FA-VL » proviennent en majorité de produits de la déconstruction des premières générations de centrales nucléaires et de minéraux de terres rares.
- Les déchets à moyenne activité à vie longue « MA-VL » sont majoritairement des produits issus de l'industrie électronucléaire. Il peut s'agir de pièces métalliques ou de résidus liés au fonctionnement de combustibles nucléaires.
- Les déchets à haute activité ou « HA » sont ceux qui présentent le plus de risque. Ils peuvent avoir une durée de vie de plusieurs centaines de milliers d'années. Ces déchets proviennent essentiellement du traitement des combustibles utilisés dans les centrales nucléaires.

Plusieurs centres de stockage ont été implantés sur le territoire français. Le premier a été le centre de stockage en surface de la Manche (CSM) qui a eu pour vocation de stocker les déchets de faible et moyenne activité à vie courte, ce centre est actuellement en phase de fermeture. Par la suite, deux autres centres de stockage en surface ont vu le jour avec le centre de stockage de l'Aube (CSA) en 1992 qui a pris le relais du CSM et le Centre Industriel Regroupement, d'Entreposage et de Stockage (Cires) en 2003.

Pour les déchets qui présentent le plus de danger, et dont la durée de vie est la plus longue, les centres de stockage en surface ne sont pas en adéquation avec les enjeux et les risques qui y sont rattachés. C'est dans le but de trouver une solution durable que l'Andra a démarré des

recherches dès les années 80 sur la possibilité de stocker les déchets dans des formations géologiques profondes. Les recherches effectuées ont progressivement abouti au projet de centre industriel de stockage géologique appelé Cigéo (voir Figure I. 1), dont l'objectif est de stocker en profondeur les déchets radioactifs représentant le plus de risque (les MA-VL et HA). L'Andra a donc mené des recherches pour sélectionner un milieu géologique propice à recevoir un tel stockage. Le site qui a été sélectionné est situé à la limite de la Meuse et de la Haute-Marne. Les installations souterraines seront localisées à environ 500 m de profondeur, dans une couche d'argilite du Callovo-Oxfordien vieille de 155 millions d'années. Ce milieu géologique a été choisi par l'Andra pour confiner les déchets car il est très peu perméable et situé dans un environnement stable.

Le projet comporte différents quartiers de stockage constitués de galeries souterraines qui s'étendent sur environ 15 km². En surface, plusieurs installations permettront d'accueillir, de contrôler et de conditionner les colis de stockage. Un funiculaire de 4,2 km sera construit afin d'acheminer de manière sécurisée les colis de déchets au sein du stockage.

A l'intérieur des galeries, la manutention des colis sera robotisée et dirigée à distance. La phase d'exploitation du projet Cigéo devrait durer pendant environ un siècle. Pendant cette phase, les déchets seront progressivement descendus pour y être stockés, sachant que le stockage a été conçu pour être réversible. Un des aspects de cette réversibilité est la récupérabilité des colis, c'est-à-dire que si pour une raison ou une autre, il est décidé de revenir en arrière, il doit être possible de retirer les colis en toute sécurité. Une fois ce délai passé, le site sera définitivement fermé. Cet ensemble d'infrastructures doit permettre de stocker environ 85 000 m³ de déchets radioactifs pour plusieurs centaines de milliers d'années.

La zone souterraine de stockage sera donc divisée en plusieurs quartiers :

- Le quartier de stockage « MA-VL », avec environ 20 alvéoles de 8 m de diamètre utile.
- Le quartier pilote « HA », avec environ 20 alvéoles de 60 cm de diamètre utile.
- Le quartier de stockage « HA1/HA2 », avec environ 900 alvéoles de 60 cm de diamètre utile.

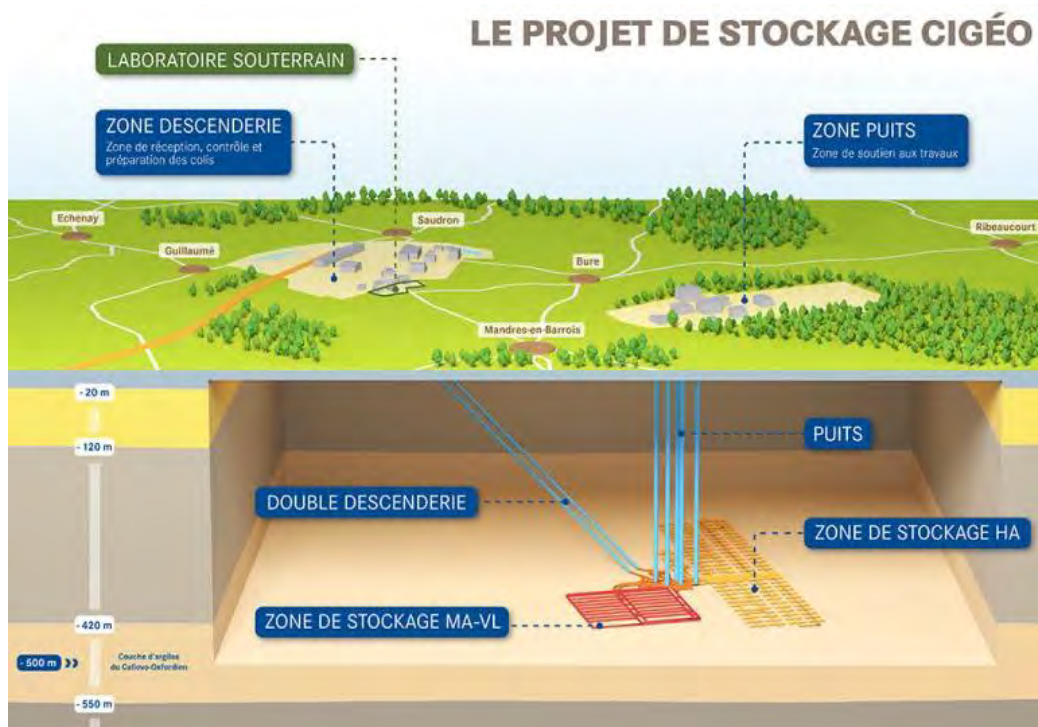


Figure I. 1 : Vue du projet Cigéo mené par l'ANDRA

Avec une telle durée de vie et des enjeux sanitaires aussi importants, la durabilité des ouvrages est un point essentiel du projet. Lorsqu'on parle de durabilité du béton armé, il est indispensable d'évaluer l'impact de la corrosion des armatures. C'est pourquoi l'Andra étudie dans le cadre du projet Cigéo des alternatives au béton armé classique afin de réduire les risques liés à la corrosion. Certains constituants de la roche hôte vont, à long terme, entraîner une consommation de l'oxygène. Dans ce milieu rapidement anoxique à partir de la phase de fermeture, la corrosion des éléments métalliques va ainsi mener à un dégagement de dihydrogène (H_2) entraînant un risque de surpression au sein des galeries.

De manière à accroître la maîtrise des risques et offrir des solutions d'optimisation technico-économiques, l'Andra cherche à réduire la quantité d'éléments métalliques dans les galeries, dont les armatures présentes dans les éléments en béton armé. Pour cela, des alternatives au béton armé conventionnel sont étudiées. L'une des solutions envisagées par l'Andra est de substituer une partie des armatures par des fibres non corrosives. Ainsi, le but est à la fois de diminuer la quantité d'aciers dans le béton pour limiter la quantité de matériaux corrodables mais également de limiter la fissuration afin de prolonger la durée de vie des structures.

Un autre aspect qui intéresse l'Andra est d'avoir la capacité de surveiller à distance l'état de la structure. Une intervention humaine n'étant plus possible après la fin de la période d'exploitation, il pourrait être envisagé d'instrumenter les ouvrages pour surveiller à distance l'endommagement de la structure.

Objectifs de la thèse

Le premier chapitre de ce manuscrit est consacré à l'étude bibliographique. Cette étude reprend les principaux thèmes de la thèse, à savoir :

- Le comportement à l'état frais des bétons fibrés.
- Les propriétés mécaniques des bétons renforcés par des fibres, en particulier le comportement en traction par flexion.
- L'étude d'éléments de structures en béton armées et fibrées.
- La capacité d'auto-détection des bétons par des mesures électriques
- L'utilisation de l'émission acoustique pour suivre l'endommagement du béton.

Le deuxième chapitre présente les matériaux utilisés dans la thèse, notamment les deux types de fibres utilisées, à savoir des fibres métalliques amorphes (FIBRAFLEX) et des fibres de carbone. Ensuite, le travail de formulation est exposé et montre les principaux effets de l'ajout des fibres sur la rhéologie du béton à l'état frais. Les propriétés physiques sont présentées pour montrer l'impact des fibres, notamment sur la porosité du béton. Enfin, les propriétés mécaniques des bétons sont étudiées en s'appuyant sur des essais de compression et de traction par flexion.

Le troisième chapitre débute par l'étude la résistivité électrique des différents bétons, en fonction de leur taux d'hydratation et de leur degré de saturation. La suite du chapitre est dédiée à la capacité d'auto-détection des bétons fibrés grâce à des mesures électriques. Le but étant d'analyser comment l'état de contrainte et d'endommagement des bétons peuvent être corrélés avec leur réponse électrique. Pour cela, des essais de traction par flexion avec des chargements cycliques ont été réalisés.

Enfin, le quatrième et dernier chapitre de cette thèse porte sur l'étude d'éléments de structure, plus exactement des poutres sollicitées en flexion 4 points afin de vérifier si les observations faites à l'échelle du matériau sont validées à l'échelle structurelle. Cette campagne expérimentale porte sur différentes combinaisons de renforcement : taux d'armatures et type de fibres (fibres métalliques amorphes et fibres de carbone). Plusieurs systèmes d'acquisitions de données ont été mis en œuvre en parallèle pour croiser les informations. Pour cela, des mesures par fibres optiques, par vidéo corrélation, par émission acoustiques et avec des mesures de résistances électriques sont réalisées simultanément.

CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

I. Chapitre 1 : Revue bibliographique

I.1. Le béton renforcé par des fibres (BRF)

Le début de l'utilisation des BRF de manière industrielle remonte au début des années 60 [1]. Depuis, ces bétons ont fait l'objet de nombreux travaux de recherches pour mieux connaître leurs propriétés. Le béton est un matériau fragile qui présente une résistance en compression très élevée par rapport à celle en traction (de l'ordre de 1/10 à 1/12 de sa résistance en compression). Sa faible capacité de déformation, de l'ordre de 0,1 à 0,2 mm/m [2] engendre des ruptures fragiles du matériau. Même avec de faibles valeurs d'ouvertures de fissures, ses performances et ses capacités portantes en traction sont très vite réduites. Lorsque la résistance du béton est atteinte, on observe un comportement fragile, c'est-à-dire que très rapidement il y a une localisation des déformations et une formation brutale d'une ou plusieurs macrofissure(s).

Le renforcement du béton par des armatures dans les zones tendues (c'est le cas pour le béton armé) permet de pallier ses faiblesses mais n'est pas toujours la solution la plus optimisée. En effet, les fibres sont plus efficaces que les armatures traditionnelles pour la maîtrise des fissures « de service » [3], c'est-à-dire pour les plus faibles ouvertures de fissures (de l'ordre du dixième de millimètre). De plus, les bétons renforcés de fibres sont particulièrement efficaces dans le cas de contraintes réparties. Au contraire, pour des contraintes localisées, ce sont les armatures classiques qui sont les plus adaptées [4]. Communément, on retrouve ces deux types d'efforts dans les structures, donc un renforcement à la fois par des fibres et par des armatures classiques peut tout à fait répondre aux contraintes performanciennes exprimées par l'Andra pour les structures constituant les voussoirs du projet Cigéo.

Il est également possible d'opter pour un béton renforcé par plusieurs types de fibres, c'est ce que l'on désigne par le fibrage hybride. Un mélange de fibres avec des dimensions et/ou de natures différentes permet de tirer parti des avantages de chacune d'entre elles. Chaque fibre pouvant agir sur des ouvertures de fissures différentes, elles peuvent travailler en synergie positive. C'est d'ailleurs le même principe dans le cas du béton armé fibré.

L'ajout de fibres dans le béton permet de rendre ce matériau plus ductile et de mieux contrôler sa fissuration. La résistance en compression, qui est le principal paramètre qui définit un béton n'est pas fondamentalement modifiée suite à l'ajout de fibres. Cependant, les fibres permettent d'augmenter la déformation atteinte au moment de sa contrainte ultime [5].

L'avantage des fibres par rapport aux armatures classiques se manifeste également par leur sensibilité vis-à-vis de la corrosion. En effet, les fibres, par leurs faibles sections, réduisent les risques d'éclatement du béton sous l'effet de la corrosion.

I.1.1. Différents types de fibres

Les fibres sont utilisées depuis des millénaires dans le domaine de la construction. On en trouve notamment dans les bâtiments en terre crue qui étaient faites à base de terre, d'eau et de fibres végétales. Aujourd'hui, avec le marché de la construction qui s'est tourné pratiquement exclusivement vers le béton, on redécouvre cette pratique ancestrale avec des matériaux plus contemporains.

I.1.1.1. Les fibres d'origines naturelles

Considérées comme « hors du commun », car peu utilisées dans le cas du béton, ces fibres sont pourtant celles qui sont utilisées depuis le plus longtemps. Elles sont bon marché et écologiques [6] et sont disponibles en abondance sur le marché et peuvent être de natures très différentes. On peut notamment citer des fibres de lin, de chanvre, de sisal, de noix de coco, de canne à sucre, ou de jute. Même si l'utilisation de ces fibres est plus traditionnelle que performancielle, elles peuvent présenter des avantages sur les propriétés du béton. Elles permettent notamment d'améliorer la capacité de déformation du béton, de mieux contrôler sa fissuration au jeune âge et d'augmenter sa résistance aux impacts [7].

I.1.1.2. Les fibres métalliques

Les fibres métalliques offrent au béton une amélioration significative de ses performances mécaniques. Depuis les années 60, les industriels ont développé de larges gammes de produits qui se différencient par leurs formes, leurs dimensions ou encore leurs compositions chimiques. Les formes les plus communes sont les fibres en ruban (parallélepède rectangle), les fibres à crochets, les fibres en aiguille, ou encore les fibres ondulées.

Les fibres métalliques couramment utilisées ont une longueur (l) comprise entre 25 et 60 mm avec un diamètre (d) de 0,25 à 1 mm, donc un élanement l/d compris entre 25 et 100 [8]. La résistance en traction de ces fibres peut varier entre 300 et 2 400 MPa [9] pour une densité d'environ 7,2 à 7,8. En fonction du dosage, elles peuvent jouer un rôle structural puisqu'elles permettent à la fois de freiner la propagation des fissures et d'augmenter la résistance à la traction du béton. Les fibres métalliques sont divisées en deux catégories. Celles qui présentent une très bonne adhérence avec la matrice cimentaire, et qui se déforment en même temps que la fissure s'ouvre et ce, jusqu'à leur rupture. Il y a aussi les fibres glissantes qui, lorsque la

fissure s'ouvre, se retirent de la matrice cimentaire par effet pull out. Les premières sont très efficaces pour contrôler de faibles ouvertures de fissures alors que les secondes qui travaillent par frottement jouent leur rôle pour de plus grandes gammes d'ouverture de fissures. Suivant leur nature, leur forme et leurs performances mécaniques, les fibres métalliques peuvent donc être efficaces à différentes valeurs d'ouvertures de fissure. En fonction de l'application et de la maîtrise de la fissuration visée, le choix de la fibre est primordial et doit être en adéquation avec la matrice cimentaire utilisée.

1.1.1.3. Les fibres synthétiques

Les fibres synthétiques sont diverses et variées, fibres acryliques, en nylon, en carbone, en verre, ou encore en polyester. Elles sont en général utilisées avec des dosages de 1 kg/m³ à 30 kg/m³.

Suivant leurs caractéristiques, ces fibres peuvent servir à limiter la propagation des fissures, notamment induites par les variations dimensionnelles de retrait empêché, améliorer la résistance au feu ou encore augmenter la résistance aux impacts et la ductilité du béton [10].

I.2. Comportement des bétons fibrés à l'état frais

Les masses volumiques des matériaux composant le béton varient entre 1000 kg/m³ (eau) à 3 000 kg/m³ (pour le ciment), voire 7 200 kg/m³ (pour les fibres métalliques). Du fait de ces densités très différentes, sous l'effet de la pesanteur il y a un risque de ségrégation lors de leur malaxage, leur mise en œuvre et de la vibration du béton. Dans le cas des BRF, il est parfois préférable d'opter pour un béton autoplaçant, c'est-à-dire un béton qui n'a pas besoin d'être vibré pour être mis en place. Son placement dans le moule se fait par la seule action de la pesanteur. De nombreux essais existent pour contrôler les caractéristiques du béton autoplaçant à l'état frais. Ils sont indispensables pour optimiser les propriétés du béton durci. Ces essais permettent d'assurer et de contrôler le bon remplissage d'un coffrage, la capacité du béton à passer à travers des armatures, la répartition homogène des matériaux (éviter la ségrégation), une compacité optimale, et enfin une teneur en air occlus limitée. Pour un béton autoplaçant (fibré ou non), les essais les plus communs pour contrôler la maniabilité sont : l'étalement au cône d'Abrams, l'essai de l'entonnoir, la boîte en L, l'essai du J-ring.

Comme les performances mécaniques des BRF sont globalement très tributaires de la répartition et de l'orientation des fibres, bien maîtriser leur comportement à l'état frais est primordial.

Le comportement à l'état frais du béton est d'autant plus difficile à maîtriser que le dosage en fibres est élevé. L'impact des fibres sur l'ouvrabilité du béton est principalement dû à leur forme. En effet, la forme des fibres est beaucoup plus allongée que celle des granulats et leur surface spécifique est bien plus importante ce qui va grandement impacter l'arrangement du squelette granulaire.

L'étalement au cône d'Abrams permet visuellement de vérifier si un mélange présente des défauts ou non. En augmentant le dosage en fibres, il y a un risque que la galette formée après un essai de cône d'Abrams ne soit pas conforme à la norme NF EN 12350-09 [11]. La Figure I.2 présentée dans l'étude de Grünewald et Walraven [12] expose différentes situations. Le cas A où la galette n'est pas suffisamment circulaire, à cause d'une fluidité non homogène. Le cas B où l'étalement des constituants n'est pas uniforme, avec des fibres concentrées au milieu de la galette, le reste de la matrice étant plutôt sur les bords, traduisant ainsi de la ségrégation. Et enfin, le cas C où les deux problèmes se cumulent.

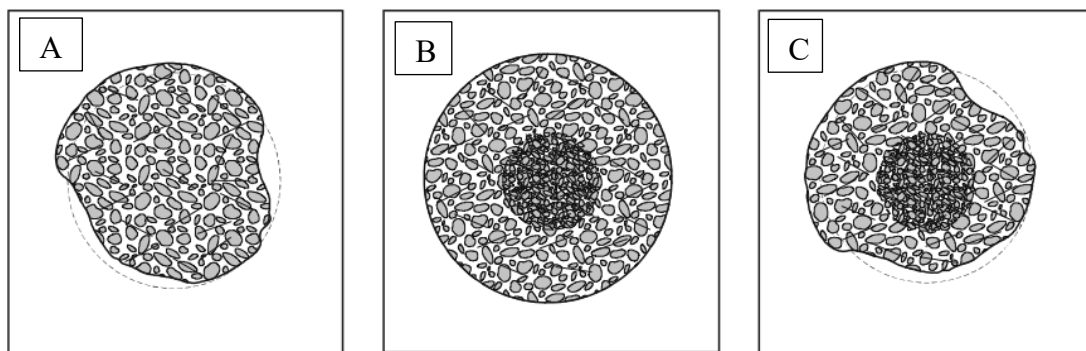


Figure I.2 : Etalements au cône d'Abrams non conformes [12]

La plupart des travaux de recherche dédiés aux bétons renforcés de fibres font varier le dosage en fibres pour évaluer son impact sur les performances mécaniques. En général, le dosage en fibres varie entre 0 et 2,0 % (en volume). L'ajout de fibres perturbe l'arrangement granulaire et modifie la maniabilité et la compacité du béton à l'état frais. Pour des dosages en fibres métalliques de l'ordre de 0,2 à 0,4 %, la formulation du béton peut rester inchangée. Mais pour des dosages supérieurs, il est impératif d'adapter la formulation du béton [13].

En augmentant le dosage en fibres, le risque d'avoir une distribution hétérogène augmente. Des oursins de fibres peuvent se former, empêchant leur ancrage dans la matrice cimentaire et engendrant une distribution hétérogène au sein du béton. Tout l'enjeu de la formulation est donc de parvenir à adapter le squelette granulaire pour prendre en compte l'ajout de fibres. Le temps de malaxage, la vitesse de rotation des pales et le type de malaxeur jouent également un rôle important dans l'obtention d'une répartition homogène des fibres dans le béton.

D'autre part, les fibres entraînent une augmentation de la quantité d'air occlus, et plus le dosage est important plus cet effet préjudiciable est accentué. L'étude de Dinh [14] montre que pour un dosage de fibres métalliques amorphes allant de 0 % à 0,8 %, le volume d'air occlus augmente d'environ 25 %.

I.2.1. Formulation d'un béton fibré autoplaçant

Le but de l'optimisation des formulations est de minimiser la porosité inter-granulaire du béton pour avoir le squelette granulaire le plus compact possible. Ainsi, chaque composant doit être correctement proportionné par rapport aux autres.

La formulation d'un béton fibré, comme celle d'un béton classique est établie afin d'obtenir une résistance à la compression souhaitée et de garantir la durabilité de l'ouvrage. En plus de cela, pour les BRF, il sera montré dans la section I.3 que la distribution et l'orientation des fibres jouent un rôle primordial sur les performances mécaniques.

En augmentant le dosage en fibres, le béton perd en maniabilité et sa vitesse d'écoulement est très réduite [15]. Pour quantifier ces modifications de comportement, certains chercheurs ont adopté l'essai de maniabilité LCL conçu par Baron-Lesage. La Figure I.3 montre le principe de l'essai. Il consiste à remplir un moule parallélépipédique de béton (1 et 2), de retirer une trappe pour libérer le béton (3) et ensuite de mesurer le temps qu'il a mis pour atteindre un niveau donné fixé par un repère du côté opposé au contenant (4). L'ensemble du moule est vibré lors de son écoulement. Le béton est considéré comme ayant une bonne maniabilité si le temps d'écoulement est compris entre 10 et 15 secondes

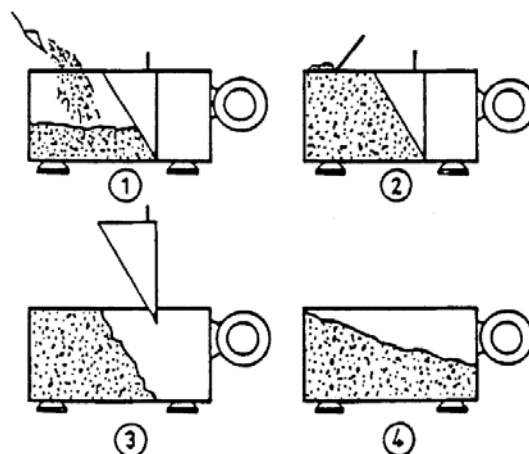


Figure I.3 : Principe de l'essai du maniabilimètre LCL [16]

Dans l'étude de Debicki & al. [17], l'impact du dosage en fibres et de leur longueur ont été étudiés avec cet essai. La Figure I.4 montre que le temps d'écoulement augmente de manière

quasi exponentielle lorsque le dosage en fibres augmente. De plus, le temps d'écoulement augmente avec l'élanement des fibres. Debicki et al. expliquent que les fibres souples comme les Fibraflex ou les fibres de carbone génèrent de la friction entre leur surface et le béton.

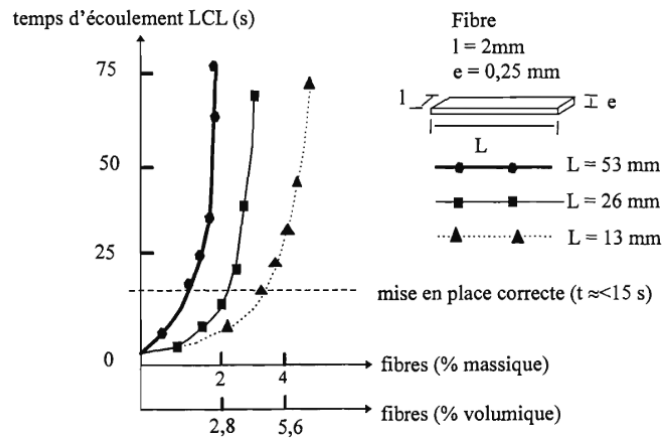


Figure I.4 : Temps d'écoulement en fonction de la longueur et du dosage en fibres [17]

La méthode de formulation présentée par Rossi [16], est une méthode initialement mise au point par Baron-Lesage. Elle a ensuite été adaptée pour les bétons fibrés. Cette méthode empirique consiste à faire varier la proportion des composants du béton et de déterminer la maniabilité correspondante par l'essai de maniabilité LCL.

Pour valider la méthode, trois hypothèses sont faites :

- Pour un rapport E/C donné, le béton avec la plus grande maniabilité est celui qui a le squelette granulaire le plus compact et donc le plus optimisé.
- La proportion optimale des granulats ne dépend pas de la quantité ou de la nature de la pâte.
- L'ajout de fibres ne remet pas en cause la validité des deux premières hypothèses.

Sur ces considérations, Rossi propose donc de fixer dans un premier temps un rapport E/C et un certain dosage en fibres. Ensuite, la maniabilité de plusieurs formulations avec des rapports S/G différents est déterminée. En traçant la courbe du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G, il est possible de déterminer le rapport qui donne le squelette granulaire le plus optimisé. Finalement, les quantités d'eau et de ciment sont ajustées (en gardant le même E/C) pour obtenir la maniabilité souhaitée. Ce même travail doit être refait pour chaque dosage et/ou longueur de fibres.

I.2.2. Relation entre le rapport L/d des fibres et la maniabilité du béton à l'état frais

Il est très important de choisir de manière réfléchie le type de fibre avec l'élanement (L/d) le plus optimisé possible. En effet, ce rapport joue un rôle primordial sur les propriétés du béton,

notamment sur l'ancrage des fibres dans la matrice cimentaire, mais aussi sur sa maniabilité à l'état frais. Rossi [13] explique la relation entre l'élanement de la fibre et la maniabilité de la façon suivante.

Pour un dosage en fibres donné, plus l'élanement est élevé, plus le risque de formation de pelotes sera grand. Pour un même dosage et une même longueur de fibre, la diminution du diamètre augmente la surface spécifique et donc les frottements avec la matrice. En même temps cela augmente le nombre de fibres, et de ce fait, une perte de maniabilité est observée.

En fixant maintenant l'élanement et le dosage en fibres, plus le diamètre est petit, plus la longueur diminue et donc suivant le raisonnement précédent, cela devrait accentuer l'impact négatif sur la rhéologie du béton. Cependant, les essais contredisent cette règle et montrent que pour des rapports L/d équivalents, ce sont les fibres les plus courtes qui impactent le moins la maniabilité du béton.

Dans cette thèse, plusieurs dimensions de fibres seront étudiées pour évaluer l'impact qu'elles ont sur le comportement du béton à l'état frais comme à l'état durci.

I.2.3. Influence de la procédure de malaxage

Les procédures de malaxage varient suivant les matériaux utilisés, les opérateurs et les malaxeurs. Pour une même composition, avec le même matériel, l'ordre d'introduction des matériaux, la vitesse de rotation, le temps de malaxage, la forme des pales ou encore la température peuvent impacter significativement le comportement du béton à l'état frais comme à l'état durci [18]. Ainsi, il n'existe pas de méthode universelle pour la préparation des béton.

Kozicki et al. [8], proposent les étapes suivantes : malaxage des granulats à sec, ajout des fibres et du ciment, malaxage à sec, ajout de 90 % de l'eau, malaxage humide, et enfin ajout du reste d'eau avec le superplastifiant et homogénéisation du mélange. Cela se traduit par une durée totale de malaxage de 7 minutes.

Dinh et al. [14] quant à eux, proposent le protocole suivant : malaxage à sec des granulats et du ciment, ajout de 80 % de l'eau, malaxage humide, ajout des fibres et malaxage, et enfin ajout du reste de l'eau avec le superplastifiant. La durée totale du protocole est de 7 minutes.

Camps [19], propose le protocole de coulage suivant : malaxage à sec des granulats, ajout du ciment et des additions minérales, malaxage à sec, introduction de l'eau, malaxage humide, ajout du superplastifiant, malaxage, ajout des fibres et homogénéisation du mélange. La durée totale du malaxage est de 6 minutes et 30 secondes.

Lowke [20], a étudié l'effet de la puissance du malaxeur sur le processus de préparation d'un BAP. Comme l'illustre la Figure I.5, lors du malaxage, le mélange évolue suivant 3 phases successives.

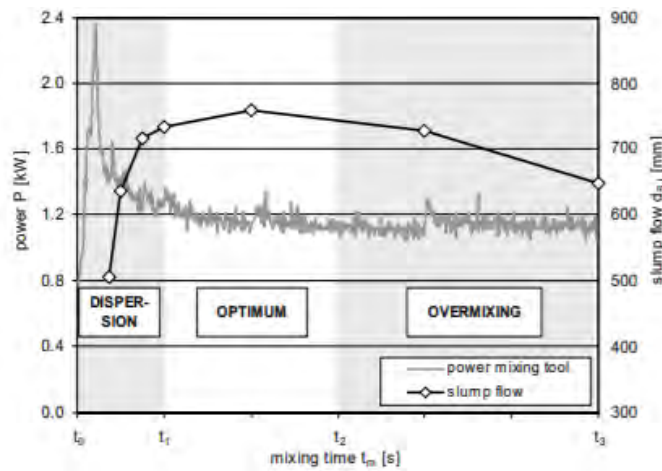


Figure I.5 : Courbes Puissance de malaxage – Temps vs Étalement de la galette [20]

La première phase commence après l'introduction de l'eau et du superplastifiant. La puissance nécessaire au malaxeur pour faire tourner les pales augmente à cause de la tension capillaire de l'eau. Petit à petit, le mélange devient plus homogène et la maniabilité augmente.

La deuxième phase débute dès lors que la puissance du malaxeur a commencé à se stabiliser vers une valeur bien inférieure à celle du pic de puissance. A ce moment, l'eau et le superplastifiant sont distribués de manière homogène dans le mélange et la maniabilité du béton a atteint son maximum.

A partir de la troisième phase, le temps optimal de malaxage est dépassé. La puissance du malaxeur est quasi constante mais le mélange devient de moins en moins maniable. Ce phénomène est expliqué par l'augmentation de la quantité de fines par abrasion des granulats.

Le temps de malaxage est donc une des variables à ajuster pour obtenir une distribution homogène des matériaux sans avoir de perte de maniabilité.

I.2.4. Essais de caractérisation à l'état frais

I.2.4.1. Essai d'étalement au cône d'Abrams

L'essai d'étalement au cône d'Abrams présenté sur la Figure I.6, permet d'évaluer la mobilité et la vitesse d'écoulement d'un béton autoplaçant. Cet essai est régi par la norme NF EN 12350-8 [11]. Il consiste à remplir de béton un cône placé sur une plaque horizontale. Le remplissage du cône se fait sans agitation ni compactage mécanique. Le cône doit être soulevé verticalement et en un seul mouvement en 1 à 3 secondes. Le béton s'étale alors en formant un cercle de plus

en plus grand. Pour cet essai, on mesure d'une part le temps mis par le béton pour couvrir un cercle de 50 cm de diamètre et d'autre part, le diamètre final de la galette.

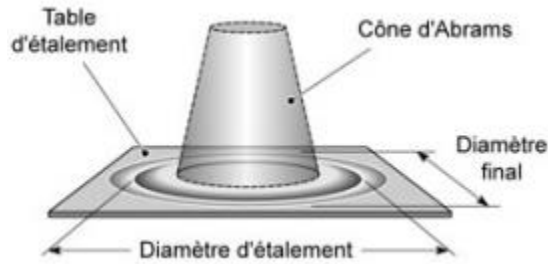


Figure I.6 : Principe de l'essai d'étalement au cône d'Abrams

L'étalement final de la galette doit être homogène dans son ensemble et la forme doit être circulaire. Le diamètre d'étalement est déterminé en faisant la moyenne entre le plus grand diamètre (d_1) et le diamètre (d_2) dans la direction perpendiculaire. Pour que l'essai soit conforme, la différence entre d_1 et d_2 doit être inférieure à 50 mm.

1.2.4.2. Essai de la boîte en L

Cet essai est régi par la norme NF EN 12350-10 [21]. Il permet à la fois de mesurer l'écoulement d'un béton dans des volumes confinés mais également sa capacité à passer à travers un obstacle. La boîte en L comporte une partie verticale que l'on remplit de béton, et une partie horizontale qui permet de mesurer l'écoulement du béton. Une fois que la partie verticale est remplie, une trappe située en partie inférieure est ouverte et le béton s'écoule en passant à travers des barres d'acier. Deux dispositions sont possibles, la première comporte trois barres espacées de 41 mm et la seconde seulement deux barres espacées de 59 mm. Une fois le béton écoulé, on mesure les hauteurs du béton sur toute la partie horizontale en amont et en aval (H_1 et H_2 sur la Figure I.7) et le temps qu'a mis le béton pour passer de 20 à 40 cm d'écoulement par rapport à la trappe.

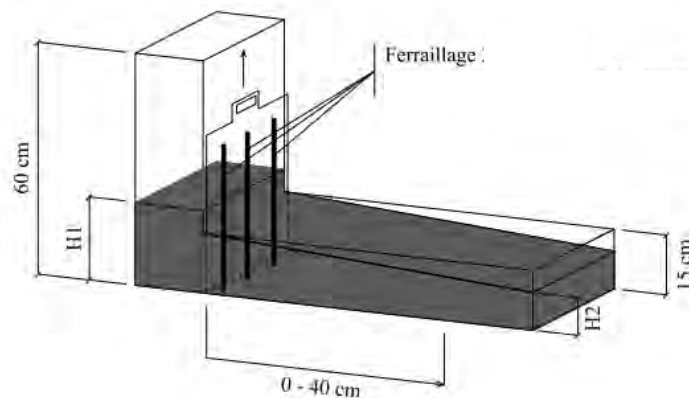


Figure I.7 : Principe de l'essai de la boîte en L

I.3. Impact de l'orientation des fibres sur les performances mécaniques du béton

D'une part, le dosage et le type de fibres jouent un rôle important sur le comportement post-fissuration du béton, mais d'autres facteurs rentrent également en jeu. Notamment l'orientation préférentielle des fibres, c'est-à-dire la tendance qu'elles ont à s'orienter plus ou moins suivant une direction donnée. Cette tendance est fonction de la technique de mise en œuvre du béton dans le coffrage, de sa géométrie, de la viscosité, de la maniabilité du béton, et de la présence éventuelle d'obstacles. Lors de la mise en œuvre, les fibres peuvent avoir tendance à s'orienter de façon préférentielle à cause de différents effets.

L'effet de cheminée intervient lorsqu'une aiguille vibrante est utilisée pour assurer le bon remplissage du coffrage. Une fois que l'aiguille est retirée, les fibres suivent la ligne de courant, et dans le pire des cas, la cavité formée par l'aiguille a du mal à se combler, donnant lieu à un volume de béton non fibré. C'est notamment à cause de cette problématique que les bétons fibrés sont le plus souvent autoplaçants. Pour rappel, un béton autoplaçant est un béton qui est capable de remplir un moule en passant à travers les armatures sans intervention externe. Sous son propre poids, le béton s'écoule à travers le moule tout en restant homogène. Pour les bétons fibrés non autoplaçants, il est préférable d'opter pour une vibration du moule à la place d'une vibration interne.

L'effet de voûte intervient pour des moules de formes plus ou moins complexes et pour des éléments avec un fort pourcentage d'armatures. Lorsque le béton s'écoule et rencontre l'obstacle dans le moule, les fibres s'accumulent, et empêchent l'écoulement du béton dans le reste du coffrage.

La ségrégation statique est un phénomène qui entraîne une hétérogénéité au sein d'un élément de grande hauteur. Avec un béton très fluide et sous l'effet de la pesanteur, les éléments les plus lourds « coulent » au fond du moule alors que les éléments les plus légers « flottent » en surface.

Quant à la ségrégation dynamique, elle se manifeste lorsque le béton est trop visqueux. Dans ce cas, les fibres ne se répartissent pas correctement dans l'ensemble du moule et se concentrent principalement dans la partie où le béton a été coulé initialement.

L'effet d'écran a tendance à forcer les fibres à suivre le sens de l'écoulement du béton aux abords des parois d'un coffrage. Ce phénomène est d'autant plus important lorsque les parois sont proches et parallèles.

L'orientation préférentielle des fibres a un impact important sur les performances du béton. Si elle n'est pas prise en considération lors du calcul via différents coefficients réducteurs, elle

peut mettre en danger la pérennité de la structure. Ce paramètre a une grande influence lorsque le béton est sollicité en traction ou en flexion, mais lorsqu'il est sollicité en cisaillement, c'est le dosage en fibres qui devient prépondérant [22]. Plusieurs études ont montré qu'avec une orientation optimale, il est possible de multiplier par 2 voire 2,5 les résistances résiduelles en flexion [23] [24].

Les travaux de Doyon-Barbant et Charron [22] ont permis de montrer l'influence de l'orientation des fibres sur les performances du béton. Pour assurer une orientation homogène des fibres, ils ont coulé une grande dalle en béton où l'écoulement sur l'ensemble de l'élément a été uniforme. Ensuite ils ont carotté dans la dalle des éprouvettes suivant différentes directions pour faire varier l'orientation moyenne des fibres. De plus, cette orientation a été contrôlée par des analyses d'images. Ils ont ensuite réalisé des essais de traction par flexion avec ces éprouvettes. Pour caractériser l'angle des fibres par rapport au plan de fissuration (θ), le coefficient α a été défini par $\alpha = \cos \theta$. Avec $\alpha = 1$ dans le cas où la fibre est perpendiculaire au plan de fissuration.

La Figure I.8 illustre l'influence de l'orientation des fibres. Ce paramètre impacte à deux niveaux les performances du béton fibré. Dans un premier temps, l'orientation des fibres influe sur leur capacité à couder une fissure. Plus une fibre est perpendiculaire à la fissure, plus elle opère de manière efficace. L'orientation a également un fort impact sur la probabilité qu'une fibre intercepte une fissure. Pour des fibres orientées avec un angle proche de celui de la fissure, la probabilité qu'elles traversent la fissure avec un ancrage suffisant devient plus faible.

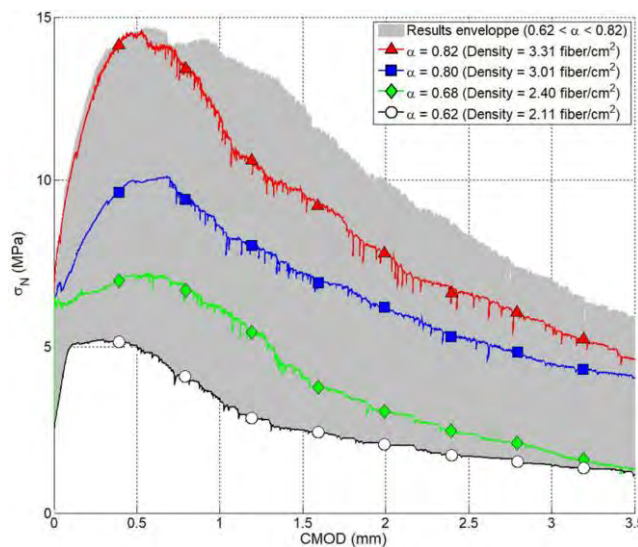


Figure I.8 : Courbe Contrainte-Ouverture de fissure lors d'un essai de flexion 3 points [22]

L'orientation préférentielle des fibres n'est pas forcément négative sur les performances mécaniques. Si cette orientation est bien maîtrisée, elle peut même être très avantageuse. Par

exemple, dans le cas d'une poutre soumise à de la flexion, si toutes les fibres sont positionnées en partie tendue de la poutre et perpendiculaire au plan de fissuration, on peut observer une orientation préférentielle des fibres qui est bénéfique.

I.4. Performances mécaniques des bétons fibrés

I.4.1. Ancrage des fibres dans une matrice

L'ancrage des fibres dans la matrice cimentaire peut être sous forme d'adhésion physique ou chimique, d'efforts de friction ou d'ancrage géométrique avec des fibres présentant des formes particulières (voir Figure I.9) : par exemple avec des fibres à crochets, des formes torsadées ou encore ondulées [25].







Fibre à extrémités ondulées	Fibre à bouts plats	Fibre à crochets
		
Fibre crêpée	Fibre ruban	Fibre ondulée
		

Figure I.9 : Différentes formes de fibres

La zone d'interaction entre la fibre et la matrice représente une couche relativement fine autour de la fibre. Par similitude avec les granulats, cette couche est appelée zone de transition interfaciale (ITZ) dont la nature et la taille dépend des caractéristiques de la matrice, du type et des dimensions de la fibre. Le ciment a communément des grains dont le diamètre varie entre 1 à 100 μm à l'état frais [25]. Lorsque le ciment se place autour des fibres, des vides se créent. D'une part, à cause de l'arrangement des particules qui sont de forme irrégulière et qui peuvent laisser des espaces vides de l'ordre de 10 μm dans un rayon de 20 à 40 μm autour de la fibre. D'autre part, ces vides peuvent être également causés par de l'eau emprisonnée. L'ITZ est caractérisée par une porosité plus élevée et constitue donc un point faible par rapport au reste du volume de béton.

L'ancrage des fibres dans une matrice cimentaire peut-être étudié de manière expérimentale en faisant des essais d'arrachement. Pour cela, une fibre est partiellement ancrée dans la matrice puis elle est soumise à un effort de traction. Sous cet effort, l'interface entre la fibre et la matrice est sollicitée et plus l'ancrage est important, plus l'énergie nécessaire pour extraire la fibre sera grande. La résistance à l'arrachement dépend de la surface de contact entre la matrice et la fibre et de la longueur d'ancrage. Au-delà d'une certaine longueur, il est possible que la fibre rompe

avant qu'elle ne soit décollée de la matrice cimentaire. La forme de la fibre impacte aussi la qualité de son ancrage, c'est pourquoi certaines fibres ont été développées avec des crochets d'ancrage aux extrémités. Lorsque ces fibres sont soumises à la traction, les crochets vont s'aplatir avant de glisser de la matrice cimentaire. Dans ce cas, l'ancrage n'est pas seulement dû à des forces de friction mais également à l'élasticité des crochets lorsqu'ils s'aplatissent [26].

Comme énoncé précédemment, les fibres métalliques amorphes FIBRAFLEX ont un ancrage très fort avec la matrice cimentaire grâce à leur élancement et leur surface spécifique élevés. Kim H. et al. [27] ont fait des essais de traction directe sur des mortiers renforcés par des fibres FIBRAFLEX de $15 \times 1,0 \times 0,024$ mm et $30 \times 1,6 \times 0,029$ mm et des dosages de 1,0 %, 1,5 % et 2,0 % en volume. Ces essais ont été asservis avec une vitesse constante de déformation de 10^{-6} (m/m)/s. Concernant les fibres de 30 mm de longueur, les contraintes maximales de traction ont atteint 4,7 MPa, 7,1 MPa et 8,1 MPa pour les dosages de 1,0 %, 1,5 % et 2,0 % respectivement. Pour les fibres de 15 mm, les contraintes de traction ont atteint 4,6 MPa, 6,8 MPa et 7,1 MPa pour les mêmes dosages. L'augmentation de la résistance à la traction semble donc plus marquée pour les fibres de 30 mm que pour celles de 15 mm. Cette différence de performance s'explique en partie par le fait que pour un même dosage, le nombre de fibres de 15 mm est 3,85 fois plus important que celui des fibres de 30 mm. Cependant, l'ancrage des fibres les plus courtes est moins efficace car il y a plus de chance qu'il y ait une interaction entre deux fibres. De plus, le mode de rupture des deux fibres est différent : pour les fibres de 30 mm, la plupart des fibres rompent. Cette rupture peut survenir lorsque la contrainte atteint leur résistance à la traction ou lorsqu'elles sont soumises à un effort de cisaillement qui est très préjudiciable étant donné leur forme affinée. Pour les fibres de 15 mm le comportement est différent, la grande majorité des fibres ont glissé de la matrice cimentaire car leur surface d'ancrage est beaucoup plus faible. Ce phénomène est communément appelé « pull out ». En observant le faciès des éprouvettes, les auteurs montrent également que les fibres de 30 mm entraînent une fissuration plus diffuse avec l'apparition d'un plus grand nombre de microfissures avant leur coalescence. Cela traduit par une meilleure capacité de déformation post-pic et donc d'un comportement plus ductile, c'est-à-dire que pour une même valeur de déformation, la capacité portante résiduelle est plus importante.

Larson [28] explique le mécanisme de « pull out » des fibres de la manière suivante. En imaginant une fibre axée perpendiculairement au sens de propagation d'une fissure, lorsque la fissure s'ouvre, le décollement de la fibre s'opère de part et d'autre de la fissure à cause de l'effet Poisson et de la contrainte de traction. La longueur de fibre ancrée (L_b) correspond à la

distance entre le bord de la fissure et l'extrémité de la fibre dans le cas où il n'y a pas de décollement entre la fibre et la matrice. Larson définit ainsi trois modes de rupture en fonction de la longueur d'ancrage de la fibre :

- Si L_b est inférieure à la longueur d'arrachement (L_a), alors le décollement est instantané.
- Si L_b est supérieur à L_a , mais inférieur à la longueur critique L_c , l'arrachement se fait progressivement jusqu'à l'extrémité de la fibre.
- Enfin, si L_b est supérieur à L_c , alors la fibre va commencer à se décoller mais finira par rompre au lieu de glisser complètement de la matrice.

La Figure I.10 montre l'empreinte laissée par une fibre de carbone qui a été retirée de la matrice cimentaire sous l'effet d'effort de traction.



Figure I.10 : Empreinte laissée par une fibre de carbone après avoir été retirée de la matrice cimentaire [29]

De plus, comme on l'a vu dans la section I.3, l'efficacité d'une fibre dépend de son orientation par rapport à l'effort exercé. Brandt [30] a montré que l'angle optimal pour un meilleur ancrage n'est pas parfaitement parallèle à la direction de l'effort de traction et dépend de l'élancement de la fibre. Avec un angle non nul entre la fibre et l'effort exercé, l'énergie d'arrachement de la fibre comporte trois composantes : l'énergie de friction et de l'élongation de la fibre, mais aussi de l'écrasement localisé du béton en compression en surface.

I.4.2. Comportement des BRF en traction par flexion

L'essai de traction par flexion est sans doute l'essai le plus représentatif pour caractériser l'apport des fibres sur le comportement mécanique du béton. Contrairement à de la traction directe, lors d'un essai de flexion, le béton commence à se fissurer avant le pic de chargement. De ce fait, les fibres sont sollicitées plus tôt et peuvent permettre d'augmenter la capacité portante du béton.

Pour un béton non fibré, la courbe flèche-force en flexion est linéaire lors du chargement et on observe un léger adoucissement de la courbe au moment du pic. Ensuite, la courbe chute très rapidement jusqu'à la ruine de l'éprouvette.

Pour les BRF, le comportement est différent : la courbe est linéaire pendant le début du chargement car le béton n'est pas encore fissuré, puis au moment où le béton commence à se fissurer et où des contraintes sont transférées aux fibres, on observe une réduction de la pente de la courbe jusqu'au pic de chargement. Après le pic, le comportement du béton est plus au moins ductile suivant le type et le dosage en fibres.

1.4.2.1. Normes pour la réalisation d'essais de traction par flexion

Pour comparer les résultats disponibles dans la littérature, il est important de connaître les conditions dans lesquelles ils ont été obtenus. En effet les protocoles expérimentaux et le cas échéant les normes appliquées ont des spécificités pouvant impacter le comportement du composite cimentaire. C'est pourquoi, avant de présenter les résultats de la littérature, un rappel des différentes normes est nécessaire.

Contrairement aux normes américaines, la norme européenne NF-EN 14651 [31] ne donne pas de préconisation qui permettrait de quantifier la ténacité du béton. A titre d'exemple, la norme ASTM C 1018 [32] donne des indices de ténacité à calculer pour différentes valeurs de flèches. De la même manière, la norme ASTM C1609 [33] et les recommandations RILEM TC 162-TDF [34] donnent plusieurs indices à calculer en fonction des aires sous la courbe Force-Flèche et permettent de mieux qualifier le comportement post-pic du béton que la norme européenne. Cependant les indices qui sont définis dans ces normes correspondent à des ratios entre des aires sous les courbes, et donc deux matériaux aux comportements pourtant très différents peuvent donner lieu à des indices similaires. Pour ces raisons, ces indices ne sont pas suffisants pour mettre en évidence l'apport d'un renfort par des fibres sur le comportement mécanique des bétons. Il faut en effet prendre du recul et analyser les résultats dans leur globalité sans se cantonner seulement aux différents indices.

1.4.2.1.1. ASTM C 1609 : Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete

La norme ASTM C 1609 [33] décrit la méthode pour évaluer les performances en flexion d'un BRF d'après la courbe force-flèche. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes à section carrée en flexion 4 points. Elles ont de préférence des dimensions de 10×10×35 cm ou 15×15×50 mm, mais d'autres dimensions peuvent être envisagées. Cependant, la largeur et la hauteur des

éprouvettes doivent être au moins supérieures à 3 fois la longueur des fibres étudiées. La vitesse de chargement doit augmenter de telle sorte que la flèche croît de manière constante. La vitesse initiale doit être comprise entre 0,035 et 0,10 mm/min avant d'atteindre une flèche égale $L/900$ puis doit passer entre 0,05 et 0,30 mm/min jusqu'à la fin de l'essai dans le cas d'une éprouvette $15 \times 15 \times 50$ cm. Les paramètres à calculer d'après la norme sont illustrés dans la Figure I.11. Dans le cas d'un béton avec un comportement post-pic écrouissant, la valeur de la force au moment du premier pic (P_p) peut ne pas être la plus élevée et il est possible d'avoir un second pic plus haut (P_1). Le calcul des contraintes est donné par l'équation I.1.

$$f = \frac{PL}{bd^2} \quad I.1$$

Avec : f , la contrainte en MPa ; P , la force en N ; L , la portée en mm ; b , la largeur de l'éprouvette en mm ; d , la hauteur de l'éprouvette en mm.

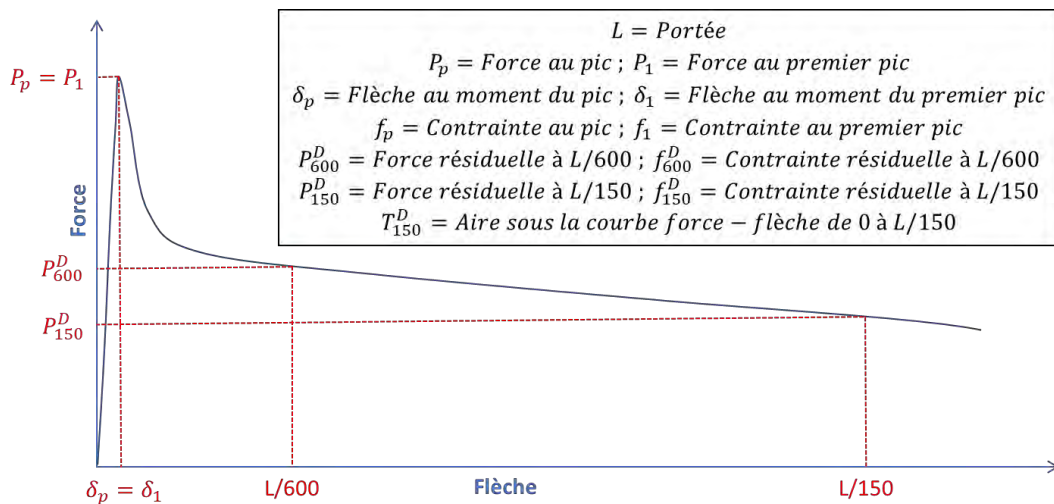


Figure I.11 : Paramètres calculés suivant la norme ASTM C1609

L'indice de ténacité T_{150}^D , en Joule, correspond à l'aire sous la courbe force-flèche pour une flèche allant de 0 à $L/150$. La norme indique qu'il est possible de calculer un indice équivalent de résistance à la flexion ($R_{T,150}^D$) d'après l'équation I.2.

$$R_{T,150}^D = \frac{150 \times T_{150}^D}{f_1 b d^2} \times 100 \% \quad I.2$$

I.4.2.1.2. ASTM C 1018-97 : Standard test method for flexural toughness and first -crack strength of fiber-reinforced concrete

La norme ASTM C 1018-97 [32] permet d'analyser en profondeur le comportement du béton fibré avant et après la fissuration à l'aide de plusieurs indices de résistance résiduelle et de ténacité. L'essai est similaire à celui présenté dans la norme ASTM C 1609, avec des éprouvettes de dimensions minimales de $100 \times 100 \times 350$ mm, ou plus en fonction de la taille des fibres. De même que précédemment, la consigne de vitesse de chargement est donnée de sorte

que la flèche augmente de manière constante dans une plage de 0,05 et 0,1 mm/min. La résistance à la première fissure est calculée en utilisant la force à partir de laquelle la courbe force-flèche n'est plus linéaire (limite de proportionnalité). Après la fissuration, la norme permet de caractériser le composite par plusieurs indices de ténacité I_5, I_{10} et I_{20} ainsi que des indices de résistance résiduelle $R_{5,10}$ et $R_{10,20}$ qui sont définis ci-dessous (voir Figure I.12, I.3 et I.4), où δ correspond à la flèche au moment de la première fissuration.

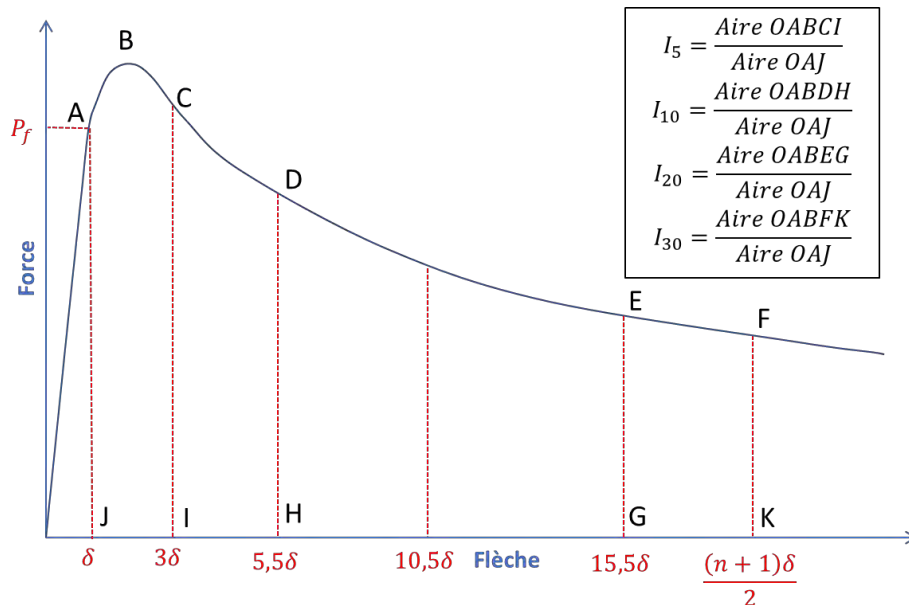


Figure I.12 : Paramètres calculés suivant la norme ASTM C 1018-97

Avec :

$$R_{5,10} = 20(I_{10} - I_5) \quad I.3$$

$$R_{10,20} = 10(I_{20} - I_{10}) \quad I.4$$

I.4.2.1.3. Norme NF EN 14651 – Méthode d'essai du béton de fibres métalliques :

Mesurage de la résistance à la traction par flexion

Les préconisations de la norme NF EN 14651 [31] sont décrites dans la section II.9.1 car c'est elle qui a été mise en œuvre pour les essais de traction par flexion dans le cadre de la campagne expérimentale de la thèse.

I.4.2.2. Apport des fibres métalliques amorphes

De nombreuses études se sont portées sur les bétons renforcés par des fibres métalliques amorphes et plus précisément sur leurs performances mécaniques en traction par flexion.

Kim & al. (2015) - [35]

L'étude de Kim & al. [35] s'est intéressée à cette thématique en utilisant des fibres métalliques amorphes de dimensions $30 \times 1,6 \times 0,029$ mm, avec une résistance à la traction de 1 400 MPa.

Les compositions nommées dans l'étude « NC », « AFRC-0.25 », « AFRC-0.50 » et AFRC-0.75 » correspondent respectivement à des dosages volumiques de 0 %, 0,25 %, 0,50 % et 0,75 % en fibres. Les formulations ont des résistances à la compression à 28 jours comprises entre 45 et 51 MPa.

Deux configurations d'essais ont été choisies. La première configuration est un essai de traction par flexion 4 points réalisé sur des éprouvettes 100×100×400 mm non entaillées suivant la norme ASTM C 1609 décrite précédemment. La deuxième configuration est un essai de flexion 3 points sur des éprouvettes 100×100×400 mm entaillées suivant les recommandations de RILEM 50-FMC « Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams » [36].

Dans le cas des essais de flexion quatre points, le béton de référence (sans fibre) a un comportement qualifié de fragile, c'est-à-dire qu'après le pic, la résistance résiduelle diminue rapidement jusqu'à la ruine de l'éprouvette. Pour les formulations contenant des fibres, la capacité portante et la capacité de déformation du béton sont améliorées. Comme le montre la Figure I.13, les valeurs des pics sont augmentées par rapport à la formulation de référence (qui correspond à une contrainte de 5,44 MPa) de 32 %, 102 % et 155 % pour des dosages en fibres de 0,25 %, 0,5 % et 0,75 % respectivement. Ainsi, il a été montré que l'augmentation de résistance à la traction par flexion est plus importante lorsque le dosage en fibre augmente. Ce phénomène s'explique par le fait que l'initiation de la fissure a eu lieu avant le pic de chargement et que les fibres permettent de transférer les contraintes même lorsque le matériau est fissuré.

La conjugaison de ces deux phénomènes permet de retarder et d'augmenter le pic de chargement. De ce fait, le béton se déforme davantage avant de basculer dans le domaine post pic dans lequel le renfort par des fibres confère une certaine résistance résiduelle. La norme suggère de calculer les résistances résiduelles de traction suivant la méthode présentée dans la section I.4.2.1. Ces résistances résiduelles permettent de donner un indice sur la capacité de déformation du béton et permettent d'identifier la gamme de déformations pour laquelle ces fibres sont efficaces. La norme suggère de calculer ces résistances résiduelles f_{600} et f_{150} lorsque la flèche atteint respectivement $L/600$ et $L/150$.

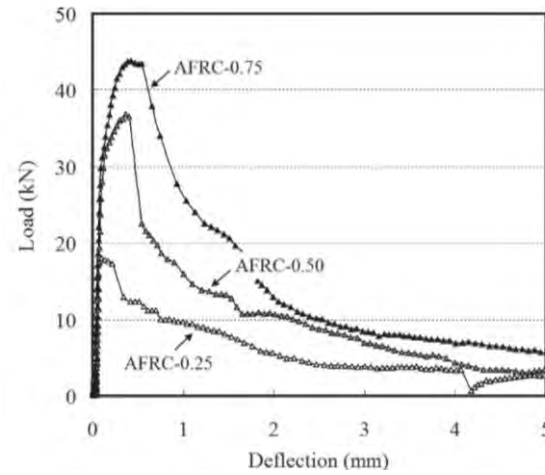


Figure 1.13 : Courbes Force-Flèche obtenues lors des essais de flexion 4 points [35]

La formulation sans fibre a des résistances résiduelles nulles car la rupture s’est produite à une flèche d’environ 0,07 mm. Mais pour les formulations fibrées, les valeurs de f_{600} et de f_{150} augmentent avec le dosage en fibres, avec des valeurs de 2,94 ; 8,32 et 12,91 MPa pour f_{600} et 1,45 ; 3,89 et 4,82 MPa pour f_{150} pour AFRC-0.25, AFRC-0.50 et AFRC-0.75 respectivement.

Hameed (2009) - [37]

Hameed [37] a analysé l’impact de l’élancement des fibres métalliques amorphes sur les performances en traction par flexion. Dans ce but, trois formulations ont été testées : un béton sans fibre, nommé « MCONT », une formulation « M20F30 » renforcée à 20 kg/m³ de fibres 30×1,6×0,029 mm et « M20F20 » contenant 20 kg/m³ de fibres 20×1,0×0,029 mm. L’élancement des fibres de 30 mm est de 125 et celui des fibres de 20 mm est de 105. Les essais de traction par flexion ont été réalisés sur des éprouvettes entaillées (prismes de 100×100×450 mm), avec un chargement contrôlé par l’ouverture de fissure. Le scénario de charge retenu est une vitesse initiale de 0,01 mm/min jusqu’à une ouverture de fissure de 0,1 mm puis de 0,1 mm/min jusqu’à la fin de l’essai. Les résultats sont illustrés sur la Figure I.14.

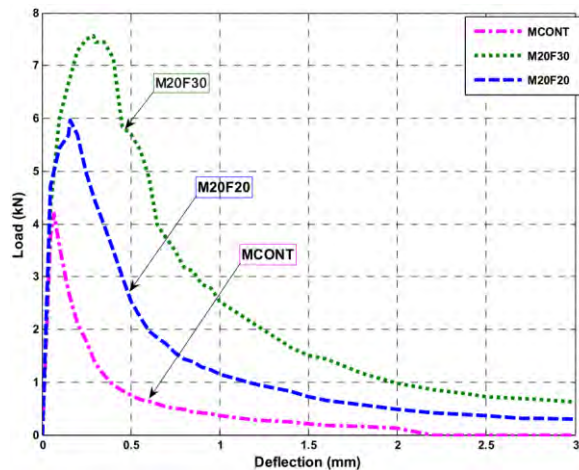


Figure 1.14 : Courbe Force-Flèche des trois formulations [37]

Avec un même dosage en fibres, c'est la formulation renforcée par les fibres ayant une longueur de 30 mm (M20F30) qui conduit à la résistance à la traction la plus élevée. La valeur du pic a été augmentée d'environ 80 % pour M20F30 et 40 % pour M20F20 par rapport au béton de référence. L'ajout de fibre permet également d'atteindre le pic à une ouverture de fissure plus élevée, avec une plus grande efficacité pour les fibres de 30 mm.

La capacité de déformation, ou la ténacité, est caractérisée dans cette étude par l'aire sous la courbe force-flèche jusqu'à une valeur de 3 mm. Les ténacités de M20F30 et M20F20 sont multipliées respectivement par 5,1 et 2,8 par rapport à la formulation de référence. Cela montre que les formulations fibrées ont une bien meilleure capacité de déformation.

Cette étude a montré que l'ajout de ces fibres métalliques amorphes permet d'améliorer les performances du béton en traction par flexion à plusieurs niveaux. L'efficacité des fibres dépend grandement de leur élancement. L'étude démontre que l'élancement joue un rôle important sur les performances en traction par flexion, et pour les fibres testées, plus il est élevé plus les fibres ont un impact bénéfique.

L'auteur rappelle que pour transférer les contraintes à travers une fissure, la longueur des fibres doit être compatible avec la taille des granulats. En effet, l'interface entre la pâte cimentaire et les granulats (ITZ) est le point faible du béton, le lieu de propagation privilégié par les fissures. Pour garantir un bon ancrage, les fibres doivent donc être suffisamment longues par rapport à la taille maximale des granulats. Casanova [1] indique que pour cela, les fibres doivent avoir une longueur au moins supérieure à 2 fois la taille du plus gros granulats. Ainsi, les fibres peuvent s'ancrer dans la matrice cimentaire de part et d'autre des granulats.

Choi & Ku (2014) - [38]

L'étude de Choi & Ku [38] s'est intéressée au comportement en traction par flexion de bétons renforcés par des fibres métalliques. Trois types de fibres ont été testées, les premières sont des fibres métalliques à crochets et les deux autres sont des fibres métalliques amorphes provenant de différents fournisseurs. Ces dernières ont été utilisées avec trois longueurs différentes : 5 mm, 15 mm et 30 mm. Les deux fibres métalliques amorphes (AMF I et AMF II) ont des résistances à la traction de respectivement 1 700 et 1 400 MPa.

Les dosages volumiques en fibre testés sont de 0 %, 0,25 %, 0,5 %, 0,75 %, 1,0 % et 1,5 % et deux formulations différentes ont été développées pour atteindre des résistances à la compression de l'ordre de 27 et 50 MPa à 28 jours. Les essais de traction par flexion ont été

réalisés suivant la norme ASTM C 1609, sur des éprouvettes 100×100×400 mm. La vitesse de chargement a été gouvernée par la flèche avec une valeur de 0,05 mm/min.

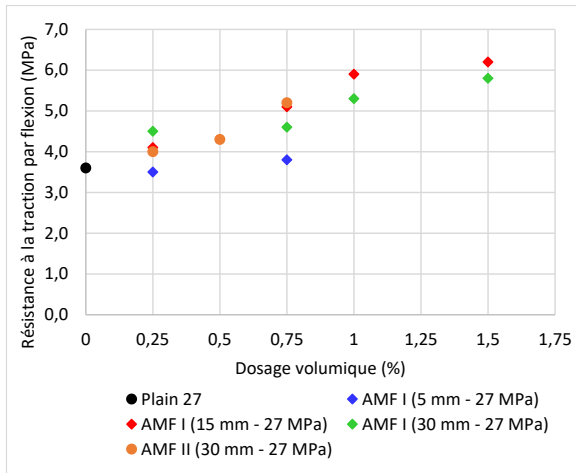


Figure I.15 : Résistance à la traction par flexion des formulations 27 MPa (Choi & Ku [38])

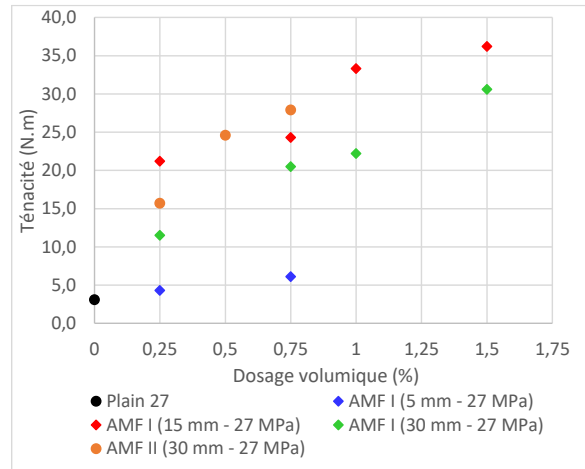


Figure I.16 : Ténacité des différentes formulations 27 MPa (Choi & Ku [38])

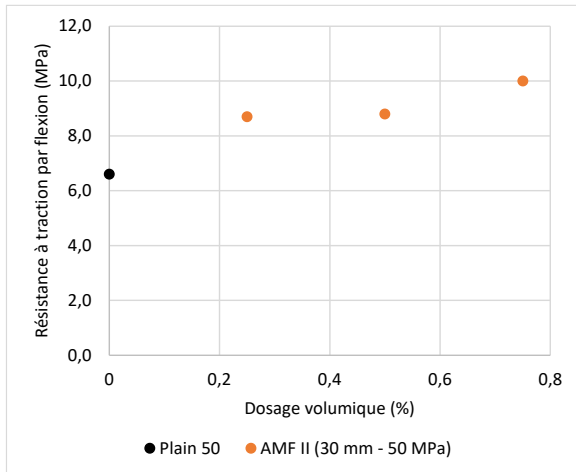


Figure I.17 : Résistance à la traction par flexion des formulations 50 MPa (Choi & Ku [38])

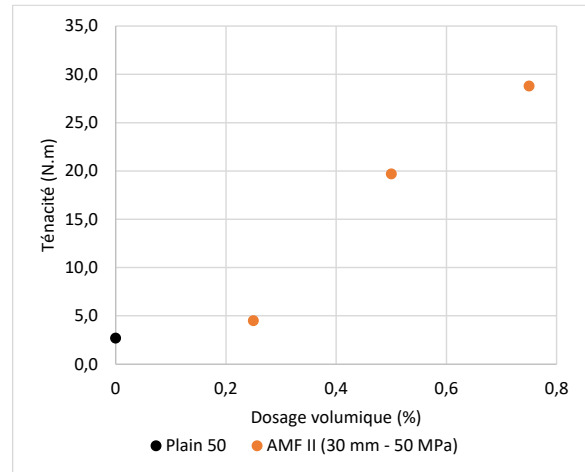


Figure I.18 : Ténacité des différentes formulations 50 MPa (Choi & Ku [38])

D'après les résultats sur les formulations « 27 MPa » (voir Figure I.15 et Figure I.16), il apparaît que dans cette configuration, les fibres de 15 mm sont plus efficaces que les fibres de 30 mm tant d'un point de vue de la résistance à la traction que de la capacité de déformation. Avec un dosage de 0,75 %, les fibres de 5 mm, 15 mm et 30 mm permettent d'augmenter la résistance à la traction de respectivement 6 %, 42 % et 28 % par rapport au béton référence. Et pour le même dosage, la ténacité est multipliée par 1,97, 7,84 et 6,61.

Les fibres de 5 mm apportent peu d'améliorations sur les performances en flexion. En effet, la résistance à la traction par flexion et la ténacité ne sont pas significativement augmentées, et ce même avec un dosage de 0,75 %. Avec cette longueur de 5 mm, l'ancrage des fibres semble insuffisant pour apporter une contribution à la résistance du béton au moment de l'initiation de la fissure.

Concernant les formulations avec une résistance caractéristique de 50 MPa dont les résultats sont montrés sur la Figure I.17 et la Figure I.18, seules les fibres amorphes II de longueur 30 mm ont été testées. Pour ces formulations, l'ajout de fibres permet également d'augmenter la résistance à la traction par flexion, de 32 %, 33 % et 52 % pour les dosages volumiques de 0,25 %, 0,5 % et 0,75 % respectivement ; et la ténacité est multipliée par 1,7, 7,3 et 10,7 par rapport à la formulation sans fibre. Avec les mêmes fibres et les mêmes dosages mais pour les formulations avec une résistance à la compression de 27 MPa, la ténacité est multipliée par 5,1, 7,9 et 9,0 par rapport au béton sans fibre. Ce qui veut dire que l'effet est plus ou moins similaire pour les deux matrices sauf pour le dosage le plus faible (0,25 %) où l'apport des fibres est le plus efficace pour le béton à 27 MPa de résistance caractéristique.

Won & al. (2012) - [23]

Won & al. [23] se sont également penchés sur l'impact du renfort par des fibres métalliques amorphes sur les propriétés mécaniques des bétons en flexion. Les auteurs ont élaboré des formulations avec 0 %, 0,2 %, 0,3 %, 0,5 %, 0,7 % et 1 % en volume de fibres de 30×1,6×0,029 mm. Les essais de flexion ont été réalisés suivant la norme ASTM C190, avec des éprouvettes de dimensions 400×100×100 mm. Le chargement a été contrôlé par la vitesse de déplacement (flèche) à raison de 0,1 mm/min.

Les courbes Force-Flèche obtenues pour les différentes formulations sont illustrées sur la Figure I.19. Les résultats montrent que l'augmentation du dosage en fibres permet d'atteindre une résistance au moment du pic plus importante. Par rapport à celle du béton de référence, cette résistance a augmenté de 17,2 %, 38,2 %, 36,7 %, 50,4 %, 58,6 % et 78,3 % pour les dosages en fibres de 0,2 %, 0,3 %, 0,5 %, 0,7 % et 1 % respectivement.

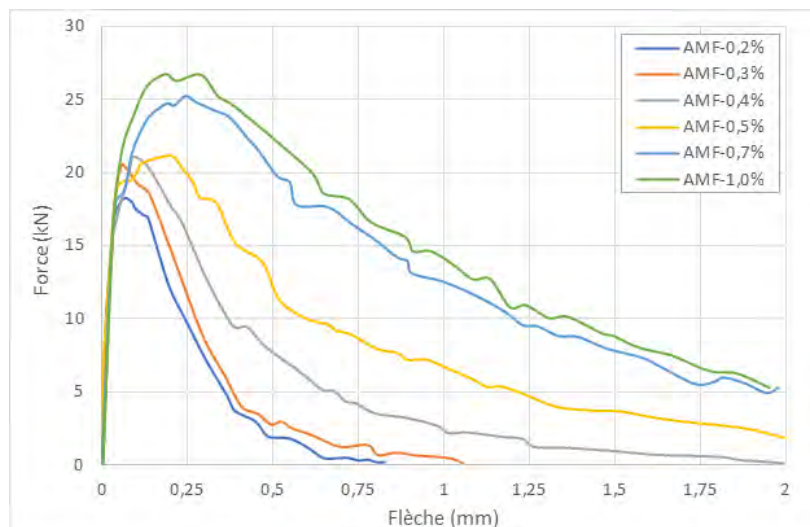


Figure I.19 : Courbe Force-Flèche des différentes formulations [23]

Les fibres permettent surtout d'améliorer significativement la capacité de déformation du béton. En effet, l'indice de ténacité T_{150} est augmenté de 19 %, 62 %, 69 %, 81 % et 83 % pour les formulations à 0,3 %, 0,5 %, 0,7 % et 1 % de fibres par rapport à la formulation à 0,2 %. Les auteurs indiquent que ces fibres sont surtout efficaces pour de faibles ouvertures de fissure car la résistance résiduelle chute plus ou moins rapidement après le pic de chargement. En analysant les faciès de rupture des éprouvettes, les auteurs ont constaté que les fibres cassent en majorité lorsqu'elles atteignent leur résistance à la traction mais certaines cassent également à cause des efforts de cisaillement car ces fibres sont très fines ($\approx 29 \mu\text{m}$). De plus, ils indiquent que certaines fibres sont arrachées de la matrice cimentaire sans avoir rompues.

Dans cette même étude, ces résultats ont été comparés à ceux obtenus sur des bétons renforcés par des fibres métalliques à crochets. Il s'agit de fibres de 30 mm de longueur et de 0,49 mm de diamètre avec des formulations contenant les mêmes dosages volumiques que précédemment. Ces fibres, à dosage équivalent donnent des résistances et des ténacités plus faibles. Cependant, elles permettent d'avoir un meilleur maintien de la capacité portante résiduelle, qui est certes faible, mais qui est assuré jusqu'à des ouvertures de fissure élevées. Avec ce type de fibres, le plateau post pic a été qualifié de bas mais long alors qu'il est haut et court avec les fibres métalliques amorphes [39]. De plus, l'augmentation du dosage n'entraîne pas d'augmentation significative de la résistance à la traction par flexion. Ces différences s'expliquent facilement au regard des propriétés respectives de ce type de fibres. D'une part, la fibre à crochets a un volume unitaire plus élevé que les fibres métalliques amorphes, ce qui veut dire qu'avec un même dosage volumique, le nombre de fibres à crochets est plus faible. La probabilité pour qu'une fibre intercepte une fissure est donc, elle aussi, plus faible. D'autre part, ces fibres travaillent par frottement et leur efficacité requiert une ouverture de fissure relativement élevée qui est atteinte après une chute significative de la résistance résiduelle post-fissuration. Ces fibres à crochets se retirent donc petit à petit de la matrice cimentaire au fur et à mesure que la fissure s'ouvre car les crochets s'aplatissent progressivement, puis les fibres s'arrachent de la matrice cimentaire. Quant à la fibre métallique très adhérente, elle travaille dès les plus petites ouvertures de fissure et elle est rompue lorsque la contrainte qu'elle supporte atteint sa résistance à la traction. Il est également possible, suivant l'orientation de la fibre par rapport à la fissure qu'elle rompe par cisaillement. Ainsi au fur et à mesure que ces fibres se cassent, la résistance résiduelle post fissuration diminue.

Conclusion

Les études consacrées aux performances en traction par flexion des bétons renforcés par des fibres métalliques amorphes est abondante. Comme le montre la Figure I.20, d'après les différentes études, l'augmentation de la résistance en traction par flexion n'est pas systématique. Ces études dégagent cependant un consensus sur le fait que les fibres augmentent la capacité de déformation du béton et s'avèrent d'une très grande efficacité pour les faibles ouvertures de fissures.

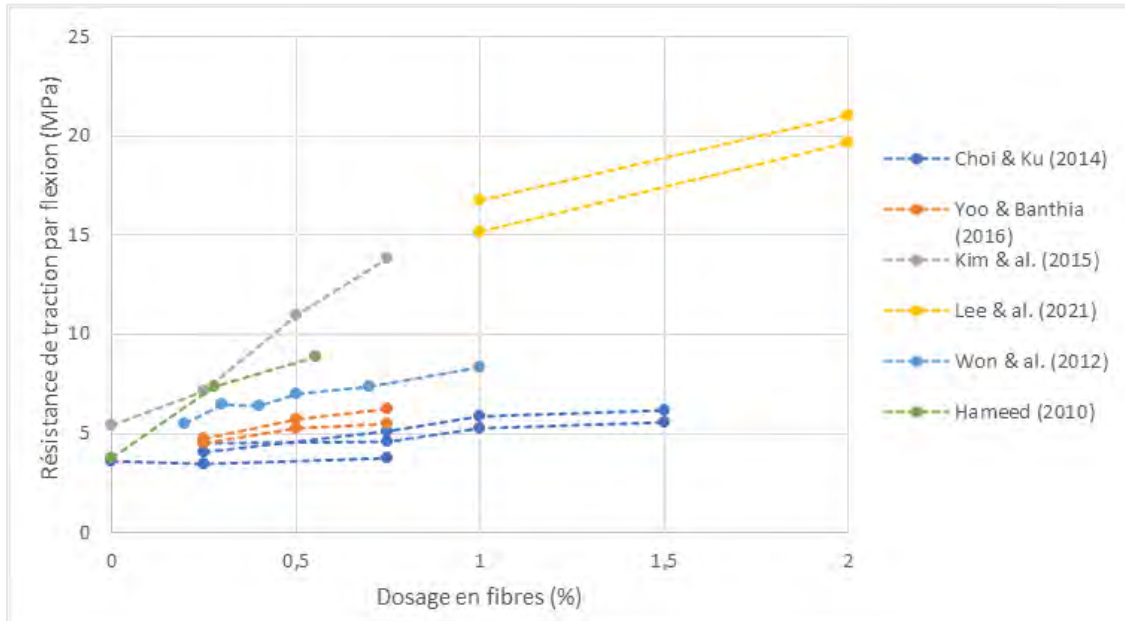


Figure I.20 : Résistances à traction par flexion en fonction du dosage en fibres Choi & Ku (2014) [38] ; Yoo & Banthia (2016) [40] ; Kim & al. (2015) [35] ; Lee & al. (2021) [41] ; Won & al. (2012) [23] ; Hameed (2010) [26].

1.4.2.3. Apport des fibres de carbone

Kizilkanat (2016)- [42]

Les résultats disponibles dans la littérature montrent que les fibres de carbone permettent d'augmenter la résistance à la flexion et surtout la ductilité du béton. Dans son étude, Kizilkanat a testé en flexion 3 points différentes formulations de bétons avec des dosages en fibres de carbone allant de 0 à 1 %, et pour des fibres de longueur 12 mm et de diamètre 7 μm . L'essai de traction par flexion a été réalisé sur des éprouvettes de dimension $100 \times 100 \times 350$ mm, avec une entaille de 30 mm à mi-travée. Le chargement a été réalisé de telle sorte que l'ouverture de la fissure augmente à une vitesse constante de 0,05 mm/min. Les résultats sont illustrés par la Figure I.21.

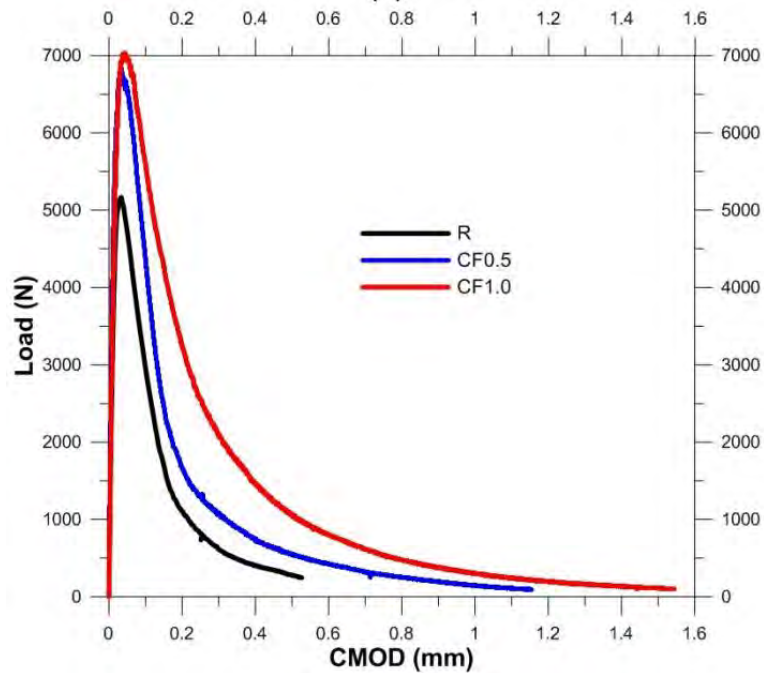


Figure I.21 : Courbe Force-CMOD avec différents dosages en fibres de carbone (0, 0,5 % et 1 %) [42]

Les résultats montrent que les fibres de carbone permettent d'augmenter la valeur du pic et d'améliorer le comportement post-pic du béton. Par rapport à la formulation de référence (sans fibres), le pic a été augmenté de 22 % ; 33 % ; 35 % et 36 % pour des dosages de 0,25 % ; 0,5 % ; 0,75 % et 1 % respectivement. De plus, l'ajout de fibres de carbone a permis d'augmenter l'énergie de fissuration et donc la ductilité du béton. L'étude rapporte une augmentation de 17 % ; 85 % ; 135 % et 164 % pour les mêmes dosages donnés précédemment.

Deng (2005) - [43]

Dans son étude, Deng a étudié l'apport de fibres de carbone sur les performances du béton à travers des essais de compression, de traction par flexion avec, et sans cycles de chargement. Le béton utilisé dans cette étude a montré une résistance à la compression d'environ 30 MPa, indépendamment de la présence ou non de fibres. Le dosage en fibres de carbone de 25 mm de longueur a été fixé à trois valeurs différentes : 0,1 %, 0,2 % et 0,3 %.

Les essais de traction par flexion, illustrés par la Figure I.22 ont été réalisés sur des éprouvettes entaillées de 150×150×450 mm. Les résultats ont montré que les fibres de carbone entraînent une augmentation de la résistance au pic avec des valeurs de 2,76, 3,58, 4,01, 4,45 kN pour des dosages de 0, 0,1, 0,2, 0,3 % respectivement. De la même manière, l'ouverture de la fissure au moment du pic a également été augmentée avec l'ajout de fibres.

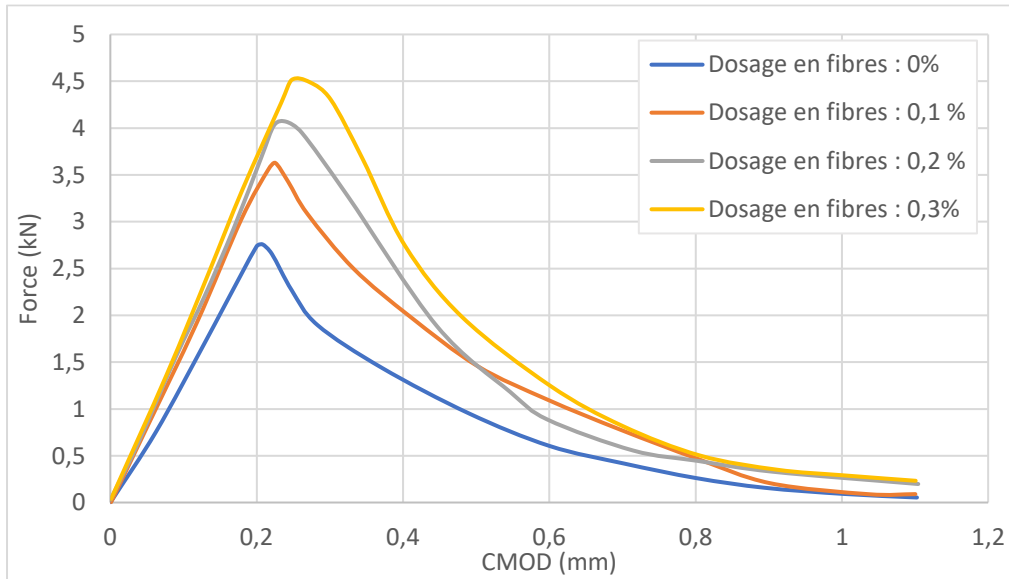


Figure I.22 : Courbes Force-CMOD pour les différents dosages en fibres de carbone [43]

Conclusion

Les études ont montré que l'ajout de fibres de carbone permet également d'augmenter la résistance à la traction par flexion du béton. Le comportement post-pic montre que les fibres apportent de la ductilité au béton en permettant d'atteindre de meilleures résistances résiduelles post-pic.

Ces fibres présentent une résistance à la traction très élevée, de l'ordre de 5 680 MPa. Leur rupture par traction est donc peu probable, l'enjeu est donc d'optimiser leur ancrage dans la matrice cimentaire pour améliorer leur adhérence. Cette optimisation peut se faire avec des traitements de surface qui peuvent être chimiques ou physiques.

I.4.2.4. Méthodes de calcul théorique des contraintes résiduelles de traction par flexion

Plusieurs méthodes ont été développées pour prévoir le comportement théorique post-pic du béton fibré en traction par flexion soit de manière empirique, soit par analyse inverse. Au même titre que les calculs normatifs classiques, ces méthodes s'appuient en partie sur des résultats expérimentaux à l'échelle du matériau pour caler les paramètres de base.

V. Oettel et al. (2021) - [44]

L'approche empirique proposée par V. Oettel et al. consiste à se baser sur la norme européenne NF 14651 [31] pour la détermination des résistances résiduelles. Pour cela, les contraintes résiduelles $f_{Rm,i}$ à différentes ouvertures de fissures sont calculées suivant l'équation I.5 :

$$f_{Rm,i} = \frac{1}{0,37} kV_f(1 - kV_f) \times \frac{f_{ctm,fl}}{0,39} \zeta_i \eta \quad I.5$$

Avec :

- $f_{ctm,fl}$, la limite de proportionnalité définie dans la norme EN 14651 (MPa)
- ζ_i , un coefficient pour prendre en compte l'effet des fibres en fonction de leur longueur et de l'ouverture de fissure considérée : $\zeta_1 = 1,18 - \frac{7,5l_f}{1000}$ (pour une CMOD = 0,5 mm) et $\zeta_4 = 0,42 + \frac{7,5l_f}{1000}$ (pour une CMOD = 2,5 mm)
- η , un coefficient qui prend en compte l'influence non linéaire du dosage en fibre : $\eta = \frac{1}{0,7-0,2V_f}$

k , un coefficient qui dépend du type de fibres qui est égal à $k = \frac{l_f}{d_f} \chi$ avec $\chi = 0,3$ pour les fibres sans crochet et $\chi = 0,2$ pour les fibres à crochets.

Cette formule a été déterminée de manière empirique sur la base d'un millier d'essais en flexion 3 points sur éprouvette entaillée avec des dosages en fibres allant de 0,1 à 2 %, des longueurs de fibres variant de 25 à 80 mm, et des diamètres de fibres compris entre 0,2 et 1,2 mm. A noter que cette méthode a été mise au point avec des fibres à crochets de type glissantes.

La Figure I.23 permet de comparer les résultats expérimentaux et ceux calculés par l'équation I.5 pour $f_{flm,R1}$ et $f_{flm,R3}$, qui correspondent aux résistances résiduelles aux ouvertures de fissure de 0,5 et 2,5 mm respectivement.

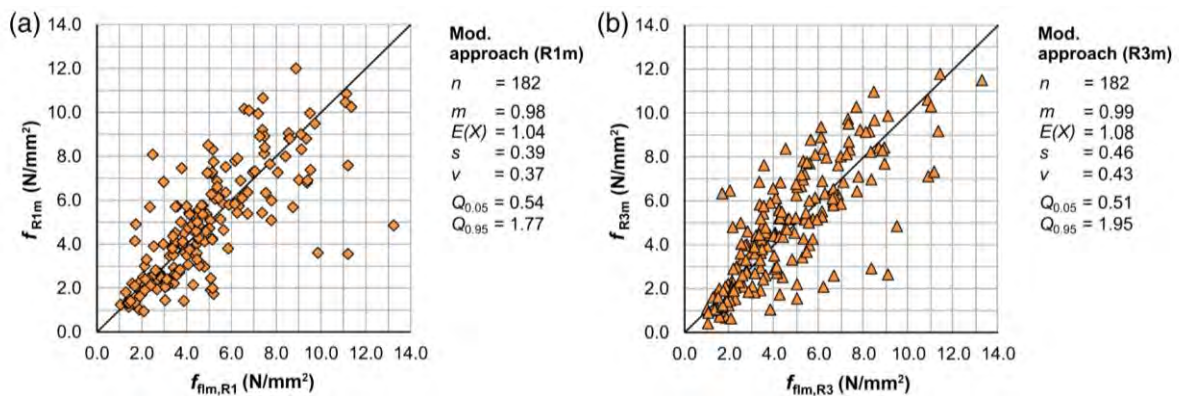


Figure I.23 : Comparaison des résistances résiduelles théoriques et expérimentales – (a) : $f_{flm,R1}$ et (b) : $f_{flm,R3}$

Sur les deux graphiques ci-dessus sont présentées sur l'axe des abscisses les valeurs calculées et sur l'axe des ordonnées, les valeurs mesurées expérimentalement. La droite noire est d'équation $x = y$, autrement dit, le cas où les valeurs expérimentales sont exactement égales à celles calculées. Les résultats ont une très bonne concordance, en effet, le ratio valeur

calculée/valeur expérimentale « $E(X)$ » est de 1,04 et 1,08 pour respectivement la résistance résiduelle à 0,5 et 2,5 mm de CMOD.

A. Amin et al. (2014) - [45]

A. Amin et al. propose une analyse du comportement d'un BRF en flexion à partir de la relation entre la contrainte et l'ouverture de la fissure ($\sigma - w$). La Figure I.24 montre la répartition des contraintes dans une section d'un BRF soumise à de la traction par flexion. Avec D est la hauteur totale de l'éprouvette, h_{sp} , la hauteur depuis le fond de l'entaille, d_n la hauteur de béton comprimée, b , la largeur de l'éprouvette.

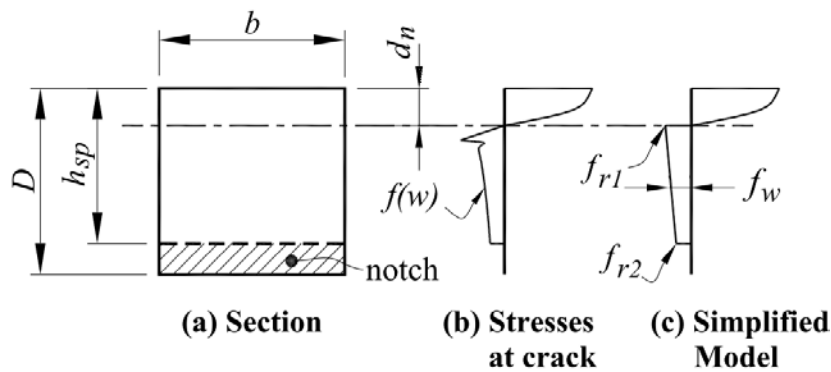


Figure I.24 : Distribution des contraintes dans une section entaillée soumise à de la flexion

Au fur et à mesure que la fissure se propage dans le béton, l'axe neutre remonte. Lorsque la fissure s'est propagée, dans la partie tendue, à proximité de l'axe neutre le béton n'est pas encore fissuré et est encore capable de reprendre des efforts de traction. Toujours dans la partie tendue mais cette fois-ci plus éloigné de l'axe neutre, le béton est fissuré et seules les fibres reprennent la contrainte de traction f_w . Cette contrainte correspond à une contrainte de traction directe pour une ouverture de fissure w donnée.

Pour l'analyse, en fonction de l'ouverture de la fissure Amin et al. différencie l'apport de la matrice et la contribution des fibres avec la relation suivante :

$$\sigma(w) = \sigma_c(w) + \sigma_f(w) \tag{I.6}$$

La composante $\sigma_c(w)$ relative à la matrice a une importance élevée lorsque la fissure est peu ouverte, et plus la fissure s'ouvre, plus la composante $\sigma(w)$ relative aux fibres devient prépondérante.

La contrainte $\sigma_c(w)$ se calcule suivant l'équation I.7 :

$$\sigma_c(w) = c_1 f_{ct} e^{-c_2 w} \tag{I.7}$$

Avec :

- f_{ct} , la résistance à la traction du béton sans fibre
- c_1 , un coefficient qui prend en compte le bénéfice des fibres sur la résistance au pic
- c_2 , un coefficient qui dépend du volume de fibres et de la composition de la matrice cimentaire

Quant à la contrainte, $\sigma_f(w)$ suivant l'équation I.8 :

$$\sigma_f(w) = \zeta(w)f_w \quad I.8$$

Avec :

$$\zeta(w) = \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{1 - \frac{(w_t - w)^2}{w_t^2}} \text{ si } w < w_t \\ 9 \% \text{ à } 19 \% \text{ si } w \geq w_t \end{array} \right\}$$

w_t , correspond à l'ouverture de fissure à laquelle les fibres sont les plus efficaces

Fib model Code 2010 (2013) - [46]

Le fib Model Code 2010 (MC2010) introduit une méthode simplifiée pour lier la contrainte et l'ouverture de fissure en se basant sur la norme européenne NF-EN 14651. La méthode inverse de résolution consiste à diviser la section en n parts de dimensions $\Delta h_{sp,i}$ réparties sur la hauteur non entaillée h_{sp} (voir Figure I.25). Pour une ouverture de fissure donnée, les contraintes associées sont calculées de telle sorte à équilibrer les forces qui s'appliquent sur la section.

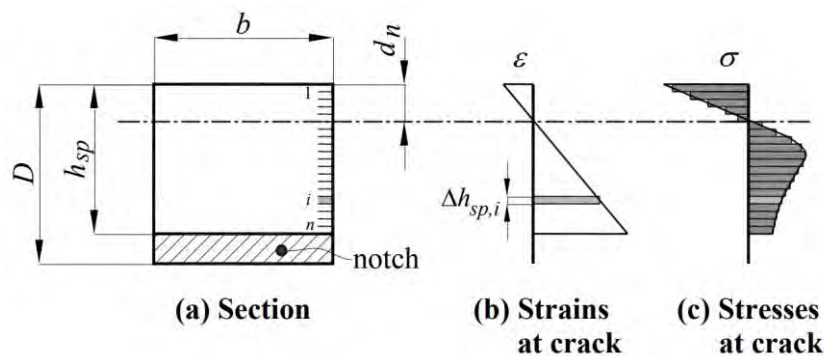


Figure I.25 : Analyse inverse tirée de fib Model Code 2010 [46]

Pour simplifier la résolution, deux méthodes sont exposées, une première basée sur un modèle rigide-plastique et une seconde sur un modèle linéaire.

Dans la première méthode, illustrée par la Figure I.26, l'axe neutre est positionné suffisamment haut pour que la contrainte de compression puisse être considérée comme étant localisée au sommet de la section et la contrainte de traction menée par les fibres f_{Ftu} peut être considérée

répartie sur la hauteur h_{sp} . Cette contrainte apportée par les fibres est alors limitée et se calcule suivant l'équation I.9.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad I.9$$

Avec f_{R3} , la contrainte définie dans la norme NF-EN 14651

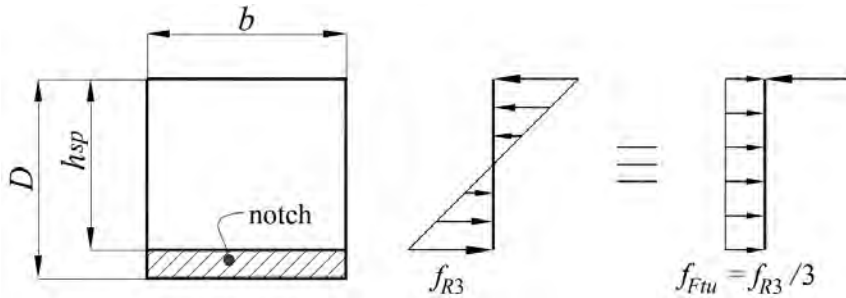


Figure I.26 : Modèle rigide-plastique du fib Model Code 2010

Dans la deuxième méthode, illustrée par la Figure I.27, cette fois-ci, deux paramètres sont à définir : f_{Fts} et f_{Ftu} correspondent respectivement à la contrainte au sommet de la section et à la contrainte au sommet de la fissure.

La limite de contrainte de « service » est définie par f_{Fts} , avec l'équation I.10 :

$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad I.10$$

Où :

- f_{R1} , correspond à la contrainte résiduelle définie dans la norme NF-EN 14651 (norme européenne)

La contrainte ultime f_{Ftu} est calculée suivant l'équation I.11 :

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \geq 0 \quad I.11$$

Où :

- w_u , correspond à l'ouverture de fissure acceptée dans le dimensionnement
- $CMOD_3$, correspond à la CMOD définie dans la norme NF-EN 14651
- f_{R3} , correspond à la contrainte résiduelle définie dans la norme NF-EN 14651

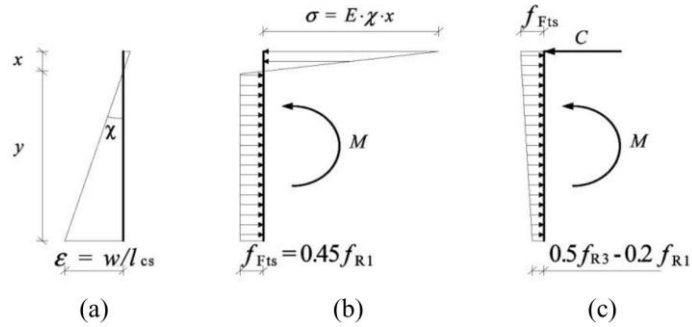


Figure I.27 : Déformation dans le béton (a) – Diagramme des efforts pour la détermination de la contrainte de traction résiduelle de service f_{Fts} (b) et la contrainte ultime f_{Ftu} (c) [46]

I.4.3. Comportement des BRP en compression

Les fibres n’ont de réel impact ni sur le module d’élasticité ni sur la résistance à la compression d’un béton. L’étude de Dinh [14] montre que la résistance à la compression du béton reste plus ou moins stable indépendamment du dosage en fibre, avec une variation de -2,9 % à +5,6 % suivant les formulations. L’auteur a testé 9 formulations, avec des dosages de 0 %, 0,3 %, 0,6 % et 0,8 % en fibres métalliques amorphes de $30 \times 1,6 \times 0,029$ mm. Dinh explique dans son étude que les fibres permettent de transférer les contraintes à travers les fissures, ce qui pourrait amener un gain au niveau des résistances en compression. Cependant, les fibres entraînent également des défauts dans la matrice cimentaire qui provoquent une perte de résistance en compression.

L’ajout de fibres permet cependant de freiner la propagation des fissures et donc d’avoir des déformations plus importantes au moment de la contrainte ultime. Cette contrainte est définie comme la moitié de la contrainte maximale atteinte lors d’un essai asservi par la vitesse de déformation. Ainsi, comme le montre Dinh sur la Figure I.28, avec un dosage de 0,8 % en fibre, la déformation ultime est pratiquement doublée par rapport au béton sans fibre.

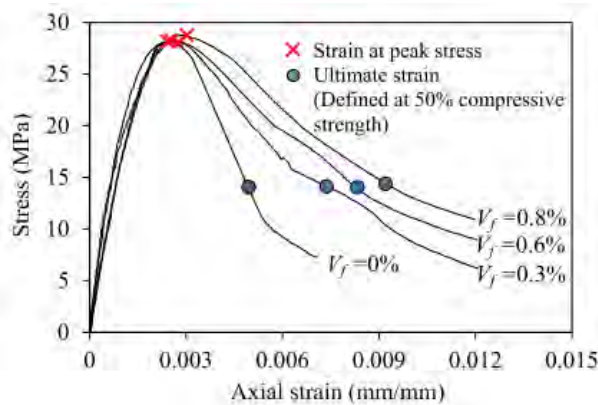


Figure I.28 : Courbe Déformation-Contrainte lors d’un essai de compression contrôlé par la vitesse de déformation [14]

I.5. Éléments de structure en béton armé/fibré

Le comportement fragile du béton soumis à des efforts de traction est traditionnellement pallié avec l'ajout d'armatures dans les parties tendues des sections. Les armatures permettent de reprendre les efforts de traction et ainsi d'augmenter la ductilité et la résistance de l'élément. L'ajout de fibres peut jouer le même rôle que les armatures, mais présente l'avantage de mieux limiter la fissuration surtout dans le cas de charge diffuse. Dans le cas d'un chargement localisé, ce sont les armatures qui sont les plus efficaces.

En ajoutant des fibres dans le béton, le but recherché n'est pas d'augmenter la résistance à la compression, en effet elles peuvent même être préjudiciables vis-à-vis de cette propriété. Cependant, les fibres peuvent être très efficaces dans le cas de la flexion et du cisaillement. Dans le cas d'une poutre, avec l'ajout de fibres, il est donc possible de réduire la quantité d'armatures d'effort tranchant et les armatures longitudinales. Cependant, même si de nombreuses études ont permis de démontrer l'efficacité des fibres dans les structures en béton, peu de normes ont été mises au point. Ce manque de réglementation freine leur utilisation et leur démocratisation dans le domaine de la construction. Il existe cependant des réglementations et des guides pour le dimensionnement des structures en béton armé et fibré.

I.5.1. Modes de ruptures d'une poutre en béton armé

Avant d'aller plus loin dans le détail des calculs d'une poutre soumise à de la flexion, il est essentiel de comprendre son comportement global. Lorsqu'une charge est appliquée sur une poutre, la section de béton armé est soumise à la fois à de la compression, de la traction et du cisaillement. Ces contraintes dans la section peuvent engendrer différents modes de rupture. En effet, en fonction des caractéristiques du béton, des aciers et de la configuration des charges appliquées, il est possible d'observer une rupture par flexion ou par cisaillement.

Comme le montre la Figure I.29, le comportement d'une poutre en béton armé en traction par flexion se divise en trois phases. La première phase est dite élastique non fissurée. Cette phase est relativement courte comparée à la capacité portante de la poutre. Le béton et l'acier sont tous deux dans leur domaine élastique ce qui est traduit par une relation linéaire entre la flèche et la force. Assez rapidement, lorsque la contrainte appliquée dans la zone tendue dépasse la résistance à la traction du béton, celui-ci fissure, indiquant ainsi le début de la phase élastique fissurée. Cette phase est caractérisée par une diminution significative de la pente force-flèche causée par la propagation des premières microfissurations. Cette propagation des fissures reste dans un premier temps réversible, c'est-à-dire que si la poutre est déchargée, les fissures se

refermeront en grande partie. En effet, la déformation des aciers est encore réversible car ils sont toujours dans leur domaine élastique. Cependant, dans le cas d'un déchargement, même si les fissures peuvent se refermer, il y aura toujours une flèche résiduelle causée par l'irréversibilité de la fissuration du béton. La relation entre la flèche et la force est toujours linéaire pendant cette phase mais les fissures se propagent de plus en plus sur la hauteur de la poutre. A partir d'un certain niveau de chargement, les aciers commencent à plastifier, c'est-à-dire qu'ils sortent du domaine élastique. Cette fois les déformations sont irréversibles. A ce stade, un changement net de pente de la courbe force-flèche est observé, alors que la flèche augmente, la charge tend à se stabiliser sur un palier jusqu'à la rupture de la poutre.

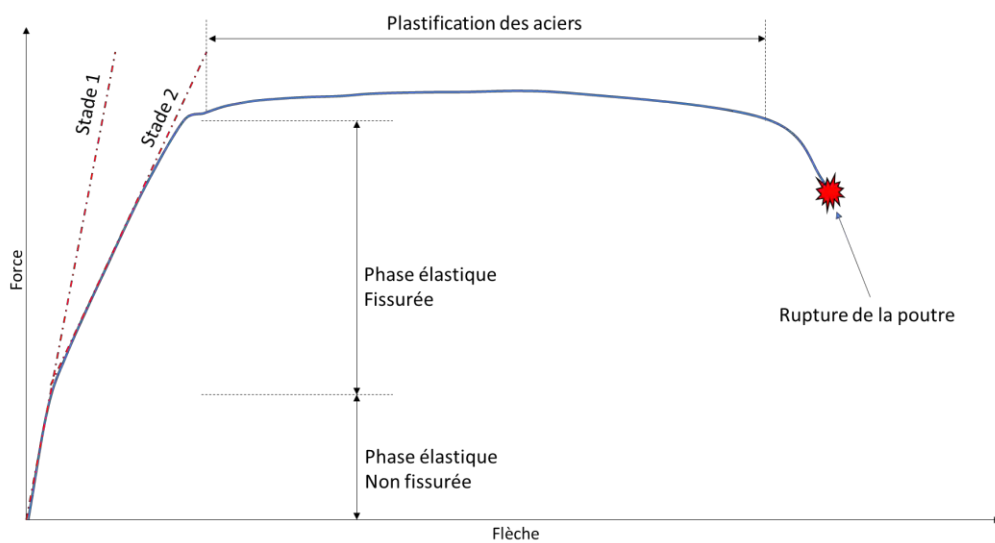


Figure 1.29 : Comportement typique d'une poutre soumise à de la flexion

L'analyse des modes de ruptures est primordiale pour bien comprendre l'influence du choix de la disposition des armatures dans une section de béton. De la même manière, comprendre comment se fissure et s'endommage une poutre peut apporter des éléments pour optimiser le dimensionnement. Cette analyse permettra, dans le chapitre 0, de comprendre l'apport de l'adjonction de fibres sur le comportement en flexion d'une poutre en béton armé. Dans le cas d'une rupture par flexion trois ou quatre points, cinq modes de rupture peuvent être observés :

1) Rupture par plastification des aciers tendus

Ce mode de rupture est caractérisé par la formation d'un grand nombre de fissures dans la partie tendue de la zone centrale de la poutre. Les fissures observées se situent alors dans le tier central de la poutre et se développent en direction des points d'application des forces. Au fur et à mesure que la charge augmente, les microfissures s'ouvrent jusqu'à former des macrofissures s'étendant sur une partie de la hauteur de la poutre. Ce mode de rupture est dit ductile car il faut attendre que les aciers sortent du domaine élastique et atteignent un niveau de plastification

avancé avant de rompre. En dimensionnement, la rupture par plastification des aciers est la plus courante car c'est un processus lent, offrant ainsi le temps de réagir en cas de détection d'endommagement.

2) Rupture par écrasement du béton en zone comprimée

La rupture du béton par écrasement en zone comprimée se passe quand la contrainte dans la partie comprimée atteint la résistance au béton. Ce phénomène est observé dans le cas où la section d'aciers tendus est relativement élevée. Au même titre que la rupture par plastification des aciers, les fissures se forment d'abord dans la partie tendue du béton au centre de la portée et se développent petit à petit sur la hauteur de la poutre. Lorsque la contrainte devient trop élevée dans la partie comprimée, la combinaison du flambement des aciers de montage et de la compression du béton entraîne un écrasement de celui-ci menant ainsi à la ruine de la poutre.

3) Rupture due à la contrainte principale oblique

La rupture due aux contraintes de cisaillement induites par l'effort tranchant se produit lorsque la résistance à la flexion de la poutre est plus élevée que celle à l'effort tranchant. Les premières fissures formées se trouvent là aussi dans la partie centrale de la poutre où le moment est maximum. Mais d'autres fissures apparaissent pour des niveaux de chargement plus élevés. Celles-ci sont plus proches des appuis et forment des angles d'environ 45° orientés vers le point d'application de la charge. Les fissures ont tendance à s'initier au droit des cadres car il y a ponctuellement une rupture de l'ancrage des aciers longitudinaux avec la matrice. Ce mode de rupture est d'habitude observé lorsque l'application de la force est relativement éloignée des appuis, c'est-à-dire que la force est appliquée à plus de 2,5 fois la hauteur libre (d) de la poutre. La rupture par contrainte oblique principale qui résulte de l'effort tranchant est de type fragile.

4) Rupture à cause de la compression par cisaillement

La rupture due à la compression par cisaillement se produit lorsqu'une fissure diagonale atteint la zone comprimée sans que les fissures secondaires se soient développées. Ce genre de fissures diagonales se développent lorsque le point d'application de la force est relativement proche de l'appui, c'est-à-dire à moins de $2,5 \times d$. La rupture observée est alors moins fragile que la rupture par contrainte principale oblique.

5) Rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement

Enfin, la rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement se produit lorsque la fissure se développe au droit de l'appui et se prolonge le long des armatures longitudinales. La fissure est

donc horizontale et remonte petit à petit vers le point d'application de la force. En plus de cet endommagement, un écrasement du béton est souvent observé.

I.5.2. Comportement des poutres en béton armé/fibré vis-à-vis de la flexion

Traditionnellement, les efforts de traction par flexion sont repris par les aciers longitudinaux placés en zone tendue. Dans les calculs de béton armé, la partie du béton tendue n'est pas prise en compte car elle est considérée fissurée. Dans le cas d'un béton armé-fibré, le calcul est différent étant donné la capacité de transfert de contrainte qu'apporte les fibres même après la fissuration. Cette fois-ci, la résistance à la traction du béton fibré est prise en compte.

Comme il n'existe pas de norme pour les essais de flexion sur des poutres en BRF, on observe dans la littérature une grande diversité d'essais, en particulier en termes de configurations, de dimensions, de renforcement et de dosage en fibres. Par conséquent, les études sont difficilement comparables les unes avec les autres. De la même manière, il existe plusieurs méthodes pour la prédiction de la résistance de l'élément en béton armé et fibré. Certaines méthodes prennent en compte l'apport des fibres sur la résistance à la traction du BRF en se basant sur des formules empiriques [47]-[48]-[49]. D'autres méthodes se basent sur les essais à l'échelle matériaux pour en déduire les valeurs caractéristiques de résistance [46]-[50].

Henager et Doherty (1976) - [47]

Dans cette méthode, la contribution du béton fibré et des aciers sont tous les deux pris en compte. Le calcul se base sur l'équilibre des forces dans une section de béton armé, schématisée sur la Figure I.30, et basé sur l'équation I.12:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t b (h - e) \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad I.12$$

Où :

M_n , le moment ultime (N.m)

A_s , la section des aciers longitudinaux (m²)

σ_t , la résistance à la traction du béton fibré (Pa)

h , la hauteur de la poutre (m)

d , la distance du centre de gravité des aciers par rapport à la face supérieure de la poutre (m)

a , la partie du béton comprimé (m)

Et :

$$\sigma_t = \frac{0,00772l_f}{d_f \rho_f F_{be}} \quad I.13$$

$$e = \frac{(\varepsilon_f + 0,003)c}{0,003} \quad I.14$$

Avec :

l_f , la longueur des fibres

d_f , le diamètre des fibres

ρ_f , le dosage en fibre

$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f}$, la déformation des fibres

c , la hauteur de l'axe neutre

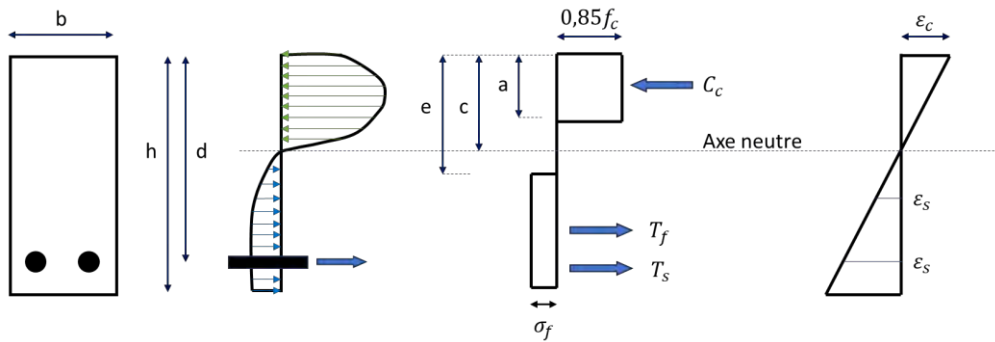


Figure I.30 : Equilibre des forces dans une section de béton armée/fibrée soumise à de la flexion

Iman, Vandewalle, Mortelmans (1995) - [48]

L'étude de Iman & al. se base sur la même méthode que celle de Henager et Doherty, mais l'adapte pour mieux correspondre aux bétons à haute performance. En effet, d'après l'étude, l'apport des fibres dans le cas d'un béton à haute performance est sous-évalué avec cette méthode. Ils proposent donc une nouvelle formule avec l'équation I.15.

$$M_{fl} = \frac{1}{2} \rho f_y b d^2 (2 - \eta) + 0,83 F b d^2 (0,75 - \eta) (2,15 + \eta) \quad I.15$$

Où :

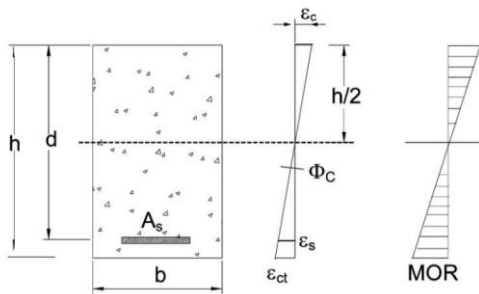
$$\eta = \frac{a'}{d} = \frac{\rho f_y + 2,32F}{0,85 f'_c + 3,08F} \quad I.16$$

$$F = \frac{l_f}{d_f} V_f d_f \quad I.17$$

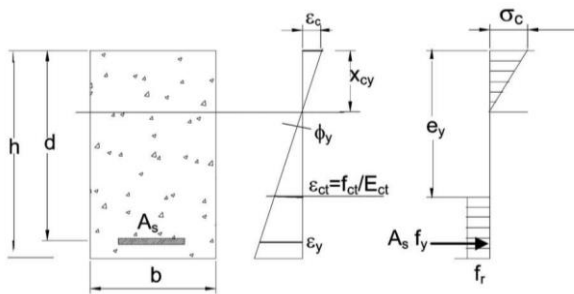
$$h = 1,16d \quad I.18$$

Campione (2008) - [49]

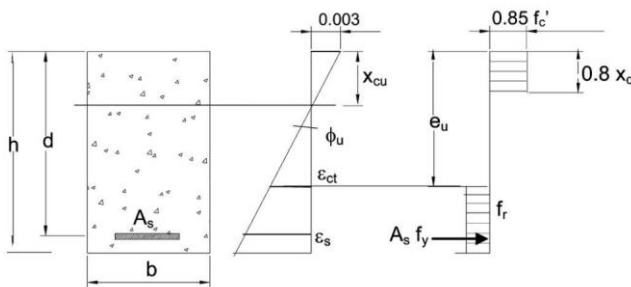
Une méthode simplifiée proposée par Campione permet de calculer la réponse d'une poutre soumise à de la flexion. Plusieurs formules permettent de déterminer le moment de première fissuration (M_c), le moment de plastification (M_y), et le moment ultime (M_u). Pour cela, l'équilibre des forces est calculé sur une section à différents stades de de fissuration (voir Figure I.31).



Stade 1 : Équilibre des forces avant la première fissuration



Stade 2 : Équilibre des forces après la première fissuration



Stade 3 : Équilibre des forces après plastification des aciers

Figure I.31 : Equilibre des forces dans une section de béton armé/fibré [49]

Pour déterminer le moment qui engendre la première fissuration, l'apport des aciers est négligé, M_c se calcule donc avec l'équation I.19 :

$$M_c = \frac{MOR}{6} b h^2 \tag{I.19}$$

Avec :

MOR , le module de rupture en flexion du BRF (MPa)

Pour le calcul du moment qui engendre une plastification des aciers, cette fois-ci, les aciers sont pris en compte, ainsi que la partie comprimée et tendue du BRF, le moment se calcule suivant l'équation I.20 :

$$M_y = bd^2 \left(\rho f_y \times \left(1 - \left(\frac{0,33x_{cy}}{d} \right) \right) + f_r \left(\frac{h}{d} - \frac{e_y}{d} \right) \left(\frac{2x_{cy}}{3d} - \frac{h - e_y}{2d} \right) \right) \quad I.20$$

Où :

$$e_y = \frac{\frac{f_t}{E_{ct}} \times (d - x_{cy}) + \varepsilon_y \times x_{cy}}{\varepsilon_y} \quad I.21$$

Avec :

ρ , le ratio d'aciers sur la section de béton (A_s/bh)

x_{cy} , la position de l'axe neutre (m)

e_y , la distance entre la partie la plus comprimée du béton et la hauteur sur laquelle la résistance à la traction est atteinte (voir stade 2 de la Figure I.31).

Enfin, le calcul du moment ultime se calcule en limite la contrainte de la partie comprimée à $0,85f_c$ et en supposant que la rupture sera causée par la rupture des aciers. La formule est donnée par l'équation I.22 :

$$M_u = bd^2 \left(\rho f_y \times \left(1 - \frac{0,4x_{cu}}{d} \right) + f_r \left(\frac{h}{d} - \frac{e_u}{d} \right) \times \left(\frac{h}{d} - \frac{h - e_u}{2d} - \frac{0,4x_{cu}}{d} \right) \right) \quad I.22$$

Où :

$$x_{cu} = \frac{d}{0,8} \times \frac{\rho f_y + f_r \times \frac{h}{d}}{0,85f_c' + f_r \times \frac{\frac{f_t}{E_{ct}} + 0,003}{0,8 \times 0,003}} \quad I.23$$

$$e_u = x_{cu} \times \frac{\frac{f_t}{E_{ct}} + 0,003}{0,003} \quad I.24$$

I.5.3. Comportement des poutres en béton armé/fibré vis-à-vis de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont traditionnellement repris par des armatures sous forme de cadres disposés verticalement le long de la poutre. Si le comportement en flexion est très bien compris, il n'en est pas de même pour le comportement à l'effort tranchant. En effet, le comportement à l'effort tranchant est un processus bien plus complexe car la répartition des contraintes est plus

difficile à prédire. Les méthodes de dimensionnement, notamment l'Eurocode 2, s'appuient sur une résolution sous forme de treillis de Ritter-Mörch [51]. Il a été montré dans la littérature que les fibres peuvent permettre de réduire considérablement la quantité d'armatures d'efforts tranchant. Il a même été montré qu'il est possible de supprimer les cadres si le dosage en fibres métalliques est suffisamment important [52]-[53]-[54]. Dans l'Eurocode 2, la première étape est de calculer la résistance au cisaillement du béton seul (sans cadre) pour vérifier si des armatures d'effort tranchant sont nécessaires ou non. Cette formule (voir l'équation I.25) est revisitée dans le Model Code 2010 (MC2010) [46] pour prendre en compte l'apport des fibres.

$$V_{Rd,c} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \left(100\rho_w \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right) bd \quad I.25$$

$$\text{Et : } V_{Rd,c} \leq \left(0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} \right) bd \quad I.26$$

Où :

γ_c , est le coefficient partiel de sécurité égale à 1,5

d , la distance du centre des armatures longitudinales (en mm)

b , la largeur de la poutre (en mm)

ρ_w , le ratio d'armatures d'effort tranchant

f_{Ftuk} , la contrainte résiduelle atteinte à une CMOD de 1,5 mm

f_{ctk} , la résistance à la traction du béton sans fibre

f_{ck} , la résistance caractéristique du béton

Le Model Code 2010 propose une autre méthode pour déterminer la résistance au cisaillement du béton fibré. Cette méthode (voir l'équation I.27) permet de prendre en compte la taille des granulats et la déformation longitudinale à une hauteur effective de cisaillement (ε_x).

$$V_{Rd,F} = \frac{1}{\gamma_f} (k_v \sqrt{f_{ck}} + 0,8 f_{Ftuk} \cot \theta) z b \quad I.27$$

Où :

k_v , un paramètre calculé avec différents niveaux d'approximation

θ , l'angle du champ de contrainte de compression par rapport à l'axe longitudinale

z , le bras de levier (en mm)

Enfin, l'apport des armatures d'effort tranchant est calculé avec l'équation I.28 :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \alpha \quad I.28$$

Où :

A_{sw} , la section des cadres (en mm²)

s , l'espacement des cadres (en mm)

f_{yd} , la résistance à la traction des armatures (MPa)

α , l'angle des cadres par rapport à la fibre moyenne

I.5.4. Études expérimentales de poutres armées & fibrées

Il y a un grand nombre d'études portant sur le sujet, avec des objectifs différents et des configurations très variées. Il est donc difficile de comparer les études les unes avec les autres. Le Tableau I.1 résume les configurations des études exposées dans cette partie de l'étude bibliographique.

Tableau I.1 : Configuration des essais sur poutre de la bibliographie

Etudes	Fibres						Armatures		Béton
	Nature	Forme	Dosage (% V.)	L (mm)	L/d	σ_t (MPa)	Avec et sans cadre ?	Ratio aciers longitudinaux	fck (MPa)
L. Biolzi et S. Cattaneo [53]	Métallique	Fibres à crochets	0 % et ≈ 1 %	30	48	1250	Les deux	0,89 %	40-75-90
	Métallique	Fibres à crochets	0 % et ≈ 1 %	30	79	2300			
J. Yang et al. [52]	Métallique	Fibres à crochets	0 à 1 %	35	65	1400	Sans cadres	0,72 % - 2,93 %	≈ 68
Y. Fritih [51]	Métallique amorphe	Ruban	0 % - 0,28 %	30	123	1400	Les deux	0,81 % - 2,28 %	40

Biolzi et Cattaneo (2017) - [53]

L'étude de Biolzi et Cattaneo [53] a investigué l'impact de fibres métalliques, pour les configurations résumées dans le Tableau I.1. Des poutres avec et sans cadre ont été testées en flexion 4 points. Les résultats ont montré qu'avant la première fissuration, le comportement mécanique ne diffère pas qu'il y ait ou non des cadres et des fibres. Cependant, une fois fissurée, les fibres impactent significativement le comportement d'un point de vue de la résistance, de la ductilité et de la rigidité. Il a été montré que lorsqu'il y a des fibres, la présence des cadres n'a que peu d'impact. En effet, la Figure I.32 montre que la configuration « cadres et fibrée » et celle « fibrée sans cadre » ont des comportements très similaires. De plus, la configuration avec fibre sans cadre (F-SC) montre une meilleure capacité portante que la formulation sans fibre

mais avec cadre (SF-C). Le schéma de fissuration a été analysé pour déduire le mode de rupture, grâce à cette analyse, plusieurs conclusions ont pu être tirées :

- Sans fibre et sans cadre (SF-SC) : $M_{max} = 33,71 \text{ kN.m}$, rupture fragile causée par une fissure diagonale due à l'effort tranchant.
- Avec fibres sans cadre (F-SC) : $M_{max} = 64,75 \text{ kN.m}$, rupture ductile par flexion avec fissuration diffuse.
- Avec fibres et cadres (F-C) : $M_{max} = 62,75 \text{ kN.m}$, rupture ductile par flexion avec fissuration diffuse.
- Sans fibre et avec cadres (SF-C) : $M_{max} = 52,45 \text{ kN.m}$, rupture ductile, par écrasement de la partie comprimée

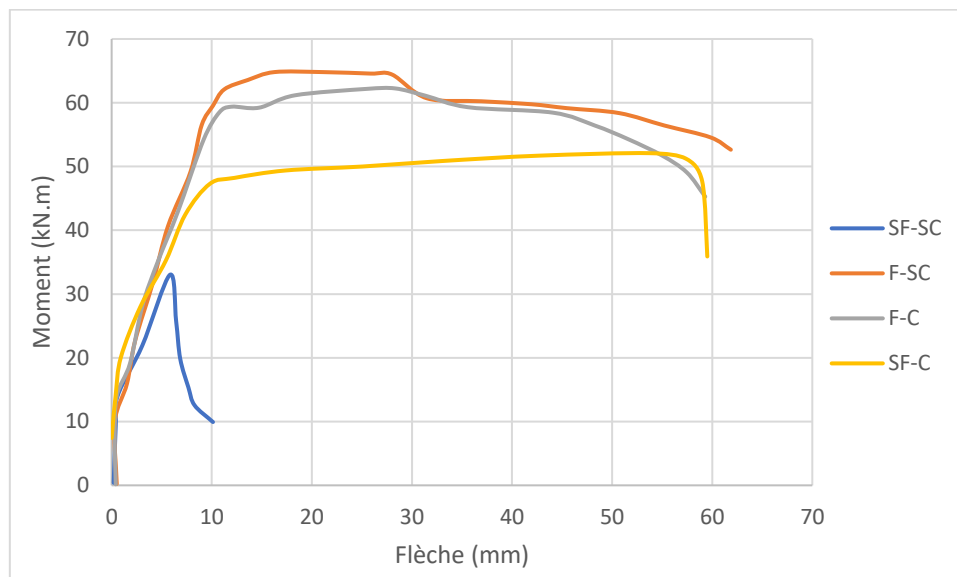


Figure I.32 : Courbe Moment-Flèche de l'étude de L. Biolzi et S. Cattaneo– (SF : sans fibre, F : avec fibres, SC : sans cadre, C : avec cadres) [53]

La conclusion de cet article est qu'avec un béton à haute performance, il est possible de se passer de cadre lorsque le dosage en fibre est suffisamment élevé.

Yang, Kim, Yoo (2018) - [52]

L'étude de Yang et al. [52] a montré que des poutres faiblement armées et contenant un faible dosage en fibres (0,25 %) ont montré une rupture due à la flexion même si aucun cadre n'a été mis en place. Montrant ainsi l'efficacité des fibres à crochets à reprendre les efforts de cisaillement même avec un faible dosage. La Figure I.33 présente les courbes Force-Flèche des différentes poutres, avec L-F0, L-F0.25, L-F0.5 et L-F0.75, les poutres à base de béton renforcé de fibres à raison de 0 %, 0,25 %, 0,5 % et 0,75 %. La force maximale a augmenté avec le dosage en fibres de 10 %, 15 % et 27 % avec respectivement un dosage de 0,25 %, 0,5 %, 0,75 %.

0,75 % par rapport à la poutre sans fibre. De plus, la force à laquelle la première fissure est apparue, ainsi que la force de plastification des aciers ont été atteints à des valeurs plus élevées avec l'ajout de fibres. De la même manière, les résistances post-pic ont été améliorées avec un meilleur maintien de la capacité portante même après une importante flèche. Les auteurs indiquent cependant que l'augmentation du dosage en fibre a tendance à localiser davantage les contraintes dans les aciers longitudinaux à l'état ultime. En effet, avec les fibres il a été observé le développement d'une ou plusieurs fissures de grande ouverture qui ont entraîné une rupture prématurée des aciers. Sans fibre, à l'état ultime, plus de fissures se sont développées sur l'ensemble de la poutre et donc la contrainte de traction dans les aciers a été plus distribuée le long de la poutre.

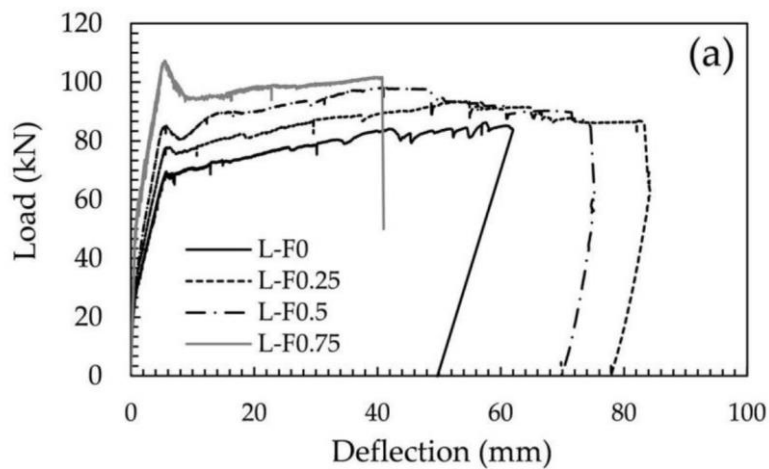
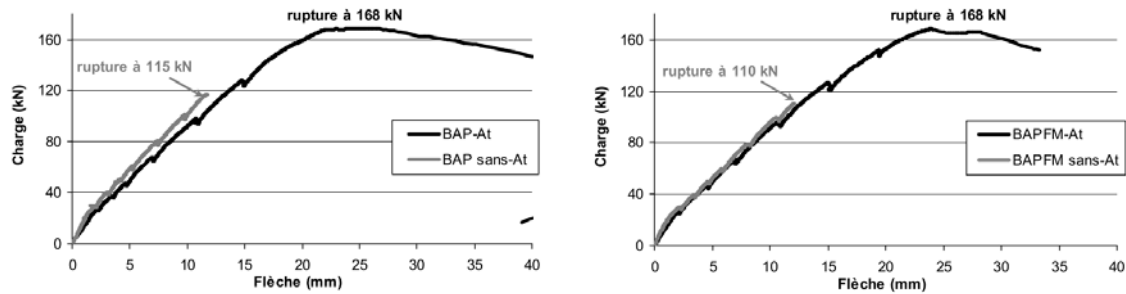


Figure I.33 : Courbe force-flèche pour les poutres avec différents dosages en fibres [52]

Fritih (2009) - [51]

Dans la thèse de Fritih [51], plusieurs configurations ont été testées, avec plus ou moins d'aciers de flexion, avec et sans cadre, et renforcées ou non par des fibres. Les fibres utilisées dans cette thèse sont des fibres métalliques amorphes, de dimensions $30 \times 1,6 \times 0,029$ mm. Les différentes configurations sont résumées dans le Tableau I.1. Le but de cette campagne expérimentale a été d'investiguer le potentiel d'un renfort par ce type de fibres à reprendre l'effort tranchant dans le but de réduire la quantité de cadres. Comme le montre la Figure I.34, il ressort des résultats que la charge entraînant la première fissuration n'a pas été impactée par la présence des fibres. L'ajout de fibres a permis de mieux répartir les fissures et a permis de limiter la hauteur de propagation de celles-ci. Les fibres ont permis de réduire l'ouverture maximum des fissures de 10 % à 33 % suivant les configurations et ont montré une plus grande efficacité dans le cas des poutres faiblement armées. Fritih indique que même si ces fibres permettent de mieux contrôler la fissuration, elles ne permettent pas d'améliorer les résistances à la rupture ni par flexion ni par effort tranchant. L'ajout de ces fibres est donc surtout intéressant dans le cas du

dimensionnement à l'état limite de service (ELS) où on cherche à limiter les fissurations pour des questions de durabilité ou de confinement.



a) sans fibres

a) avec fibres

Figure I.34 : Courbes Force-Flèche des configurations fortement armé, avec et sans cadres et avec et sans fibre (BAP : Sans fibre ; At : Avec cadres ; sans-At : Sans cadre ; BAPFM : Avec fibres) [51]

I.5.5. Conclusion

Cette partie a permis d'avoir une meilleure compréhension du comportement d'une poutre en béton armé fibré. Les divers modes de ruptures ont été exposés, fournissant une appréciation des éventuelles pathologies induites par une sollicitation mécaniques. Dans le cas d'une poutre soumise à de la flexion, la combinaison du béton et des aciers permet de résister à un certain niveau d'endommagement. L'association de ces deux matériaux permet de tirer parti des propriétés des aciers, avec leur grande résistance à la traction, et du béton, avec sa grande résistance à la compression.

Cependant, il est important de noter que le béton est un matériau fragile, dont la résistance à la traction est faible et qui tend à se fissurer à de faibles niveaux de déformation. Pour des questions de durabilité ou de confinement, l'ouverture des fissures est souvent limitée à une valeur seuil pour éviter la pénétration d'agents agressifs. C'est sur ce point que l'adjonction de fibres peut être un atout.

En ajoutant des fibres, le comportement post-pic du béton est amélioré, apportant ainsi une résistance résiduelle de traction dans le béton, qui est d'habitude négligée dans le cas du béton non fibré. Ainsi, il est possible de réduire la quantité d'armatures longitudinales et transversales. Les études menées sur le sujet ont montré que les fibres sont surtout efficaces pour réduire les armatures d'effort tranchant. Dans certains cas, il a même été possible de supprimer totalement les cadres en les substituant par des fibres.

I.6. Potentiel « Smart material » par mesures électriques

Il existe de nombreuses méthodes de contrôle non destructif (CND) pour déterminer l'état global du béton, ses caractéristiques mécaniques, ou son endommagement. Pour les ouvrages existants, ces méthodes permettent de suivre l'état de la structure et de vérifier sa pérennité.

Les méthodes destructives par prélèvements sur structures existantes permettent certes d'avoir des résultats directs mais présentent en contrepartie plusieurs désavantages. En effet, les carottages ne sont pas forcément représentatifs de l'ensemble de la structure car la zone étudiée n'est peut-être pas dans le même état que le reste de l'ouvrage [55]. Il en résulte ainsi une information locale qui ne peut pas être généralisée à l'ensemble de la structure. Les carottages impliquent aussi que la structure soit accessible et insensible à de tels prélèvements. Dans le cas de voussoirs enterrés, prévus pour le projet Cigéo, les méthodes destructives ne sont pas envisageables.

La résistivité électrique du béton peut être envisagée comme un indicateur de sa durabilité [56], de son état de contrainte et de son état d'endommagement [57]-[58]. En effet, la durabilité du béton dépend grandement des propriétés de sa microstructure. Plus un béton est poreux, avec des interconnexions entre les pores, plus il sera perméable et sensible aux agressions extérieures. Or, les propriétés de la microstructure influent grandement sur la résistivité électrique du béton.

Le potentiel « Smart concrete » ou « matériau intelligent » étudié dans cette thèse sera donc tourné vers la réponse électrique du béton comme variable pouvant permettre le monitoring de son état de contrainte, de déformation et d'endommagement.

I.6.1. Propriétés électriques des bétons

La résistivité électrique d'un matériau correspond à son aptitude à s'opposer au passage d'un courant électrique. La résistivité (ρ), en $\Omega \cdot m$ et son inverse, la conductivité électrique (σ) s'exprime en siemens par mètre (S/m) et exprime la capacité du matériau à permettre le passage d'un courant électrique.

La résistivité électrique correspond à la résistance électrique d'un matériau de volume unitaire et de section constante dans lequel circule un courant électrique [59]. Sa formule est donnée par l'équation I.29 :

$$\rho = \frac{A}{L} \cdot R = \frac{A}{L} \cdot \frac{\Delta V}{I} \quad I.29$$

Avec : ρ , la résistivité électrique en $\Omega \cdot m$; A, l'aire de la section perpendiculaire au sens du courant en m^2 ; L, la distance entre les deux électrodes en m ; R, la résistance électrique en Ω ; ΔV , la différence de potentiel électrique en V ; et enfin I, l'intensité du courant en A.

De manière plus globale, pour une forme quelconque, la résistivité électrique d'un élément se calcule de la manière suivante :

$$\rho = k \cdot R \quad I.30$$

Avec k , un facteur géométrique en m^2/m .

Dans le cas d'un béton renforcé par des fibres conductrices d'électricité, la conductivité du composite est à la fois électrolytique et électronique. La conductivité électrolytique est induite par le déplacement des ions dans la solution interstitielle [60]. Les pores dans le béton ont des tailles et un agencement aléatoires, le mouvement des ions à l'intérieur du béton dépend de mécanismes de diffusion, de pénétration et d'absorption [61]. Cette conductivité dépend notamment du rapport E/C, de l'âge du béton, du degré de saturation, de la température [62], et du type de liant. En effet, ces paramètres influent directement sur la porosité, la concentration en ions et leur mobilité dans la solution interstitielle [63].

La conductivité électronique est causée par le mouvement des électrons libres présents dans les matériaux conducteurs (ici les fibres). Pour transférer les charges d'une fibre à une autre, trois phénomènes peuvent entrer en jeu. Le premier est par contact direct entre deux fibres. Le deuxième est l'effet de tunnel, qui se produit lorsque deux fibres sont assez proches pour que les électrons arrivent à passer d'une fibre à l'autre même si elles ne sont pas en contact direct et séparé par un milieu moins conducteur. Le troisième phénomène est basé sur la théorie de la percolation qui peut être expliquée par la formation d'un chemin plus ou moins continu pour le champ électrique lorsque le dosage en fibre est assez important. Ce dernier mode de conductivité peut être facilité par l'intermédiaire de la solution interstitielle qui peut jouer le rôle de transition pour faire passer l'énergie d'une fibre à une autre.

I.6.1.1. Méthodes de mesure

Il est possible de mesurer la résistivité électrique du béton avec un courant continu (direct current « DC ») ou avec un courant alternatif (alternating current « AC »). Le courant continu est rarement utilisé car les mesures sont perturbées par la polarisation des électrodes [63]-[64].

I.6.1.1.1. Configurations d'électrodes

Comme le montre la Figure I.35, il existe une grande variété d'électrodes pour les mesures électriques. Certaines sont mises en place en surface du béton. C'est le cas des plaques

positionnées sur les surfaces planes de l'éprouvette et des fils conducteurs enroulés autour de l'éprouvette (respectivement a et d de la figure ci-dessous). D'autres configurations consistent à noyer des électrodes dans le béton au moment du coulage, par exemple des électrodes circulaires, des grilles ou simplement des tiges (illustrées par b et c sur la figure ci-dessous).

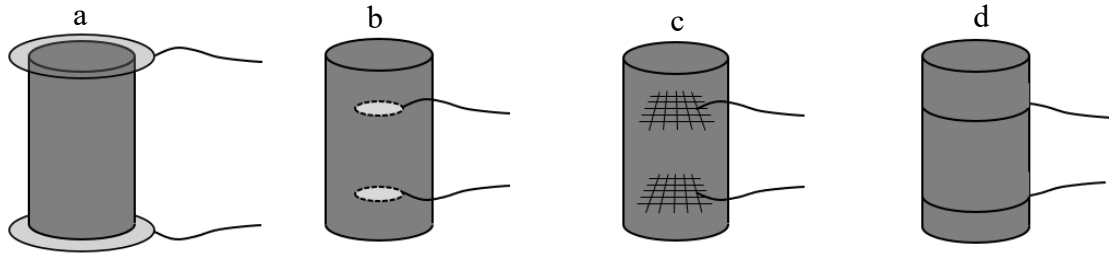


Figure I.35 : Différents types d'électrodes, à savoir : a) deux plaques, b) électrodes circulaires, c) grilles, d) fils conducteurs externes

Les électrodes noyées peuvent perturber l'écoulement du béton au moment du coulage et donc impacter l'orientation et la distribution des fibres. Au même titre que l'utilisation de l'aiguille vibrante pour le compactage du béton fibré ce type d'électrodes est donc à proscrire dans le cas de béton fibré. Cependant, les électrodes noyées fournissent des résultats plus fiables et moins tributaires de la qualité du contact avec le béton et des phénomènes de résistance de contact. Au contraire, les électrodes externes sont plus simples à mettre en place mais sont plus sujettes à ces phénomènes.

Pour réaliser les mesures électriques, une première configuration consiste à appliquer un courant électrique (continu ou alternatif) par l'intermédiaire de deux électrodes et de mesurer la différence de potentiel entre ces deux mêmes électrodes. Cette méthode illustrée par la Figure I.36 est simple à mettre en place mais les résultats dépendent grandement de la qualité du contact entre les électrodes et le béton.

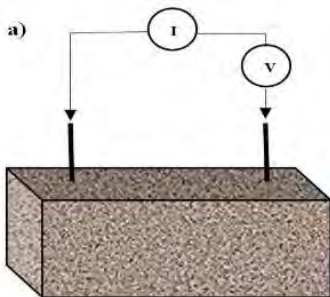


Figure I.36 : Configuration avec deux électrodes [65]

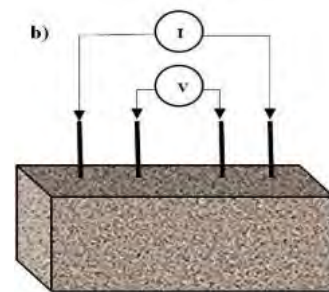


Figure I.37 : Configuration avec quatre électrodes [65]

La configuration avec deux électrodes donne des résistances plus élevées et montre une moins bonne sensibilité par rapport à la méthode avec quatre électrodes [66].

La seconde configuration avec 4 électrodes consiste à injecter un courant électrique par l'intermédiaire de deux électrodes externes et de mesurer la différence de potentiel entre deux autres électrodes internes.

Cette méthode permet d'obtenir des résultats plus fiables et limite les incertitudes liées à la résistance de contact. En effet, l'étude de Chiarello et Zinno [67] montre que pour une configuration avec 4 électrodes, les mesures de résistivités ne dépendent plus du rapport A/L des électrodes (avec A , la surface de contact entre l'électrode et le béton et L la distance entre les électrodes). La Figure I.38 montre qu'avec seulement deux électrodes, les résistivités mesurées varient en fonction du rapport A/L , contrairement au cas de figure avec 4 électrodes. Ainsi, pour ne pas être tributaire de la taille des électrodes et de la distance entre celles-ci, on préférera effectuer les mesures avec quatre électrodes, appelée méthode Wenner.

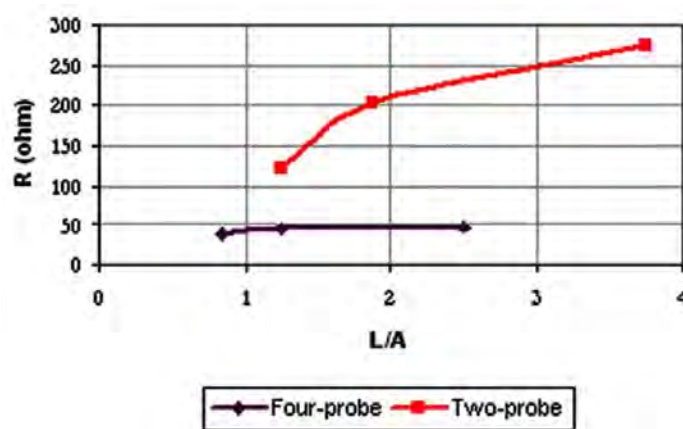


Figure I.38 : Résistance électrique en fonction du rapport L/A des électrodes [67]

1.6.1.2. Effet de polarisation

Dans un béton classique, la conductivité est majoritairement électrolytique. L'eau interstitielle dans le béton contient des charges positives et négatives qui n'ont pas le même centre de gravité lorsqu'il n'y a pas de champ électrique appliqué. De ce fait, il y a un dipôle électrique dit « permanent ». En appliquant un champ électrique, les centres de gravité des charges positives et négatives sont déplacés, formant ainsi un dipôle « induit » qui a la même orientation que celle du champ électrique. Ce sont ces deux dipôles qui provoquent la polarisation électrique [68] qui se traduit par un déplacement des charges positives et négatives entraînant un stockage d'énergie électrique. Lorsque l'on applique un champ électrique continu sur un échantillon de béton, la mesure de la résistance électrique suit généralement deux évolutions distinctes. En premier lieu, la résistance augmente rapidement puis après un certain temps, la résistance continue à augmenter mais de manière beaucoup moins conséquente [69]- [65]. Cette deuxième phase peut être vue comme une conséquence des effets capacitifs du béton. L'étude de Song et

al. [70] montre qu'une fois que le courant électrique est appliqué, la résistivité augmente rapidement pendant une période de 10 minutes et devient pratiquement stable après 20 minutes. Pour s'affranchir de ces difficultés, il convient d'opter pour des mesures en courant alternatif à haute fréquence car les charges n'ont pas le temps de se polariser avant le changement de sens du courant électrique.

I.6.2. Impact du degré de saturation sur la résistivité

Le degré de saturation a un impact majeur sur la valeur de la résistivité électrique du béton. En effet, le champ électrique transite à travers le béton grâce au réseau plus ou moins continu de la solution interstitielle contenue dans les pores du béton. Un béton ordinaire dans un état saturé aura une résistivité de l'ordre de $10^3 \Omega \cdot \text{cm}$, alors que pour un béton sec, la résistivité électrique peut atteindre des valeurs de l'ordre de $10^8 - 10^9 \Omega \cdot \text{cm}$ [71]. La matrice cimentaire est considérée comme étant isolante, et lorsque le degré de saturation diminue, l'interconnectivité des pores est réduite, ce qui explique la montée de résistivité électrique.

Su & al. [61] ont étudié l'impact du degré de saturation sur la résistivité électrique d'un béton ordinaire. Pour cela, trois lots de béton avec un E/C de 0,45-0,55 et 0,66 ont été étudiés. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 150 \times 300^{\text{ht}}$ mm). A 28 jours, et à l'état saturé, les trois bétons donnent des résistivités relativement proches (nommées ρ_s dans l'étude) : 7,6 k $\Omega \cdot \text{cm}$ avec E/C=0,65 ; 8,k $\Omega \cdot \text{cm}$ avec E/C=0,55 et 10 k $\Omega \cdot \text{cm}$ avec E/C=0,45. Après 28 jours de cure, les échantillons ont été mis à sécher à 105°C pendant différentes durées, et la perte de masse a été suivie en continu. Ainsi, le ratio d'eau perdue est défini par l'équation I.31.

$$V_{wl} = \frac{\left(\frac{W_s - W_m}{d_{eau}}\right)}{V_c} \quad I.31$$

Avec :

V_c , le volume de béton (en m^3)

w_m , la masse du béton après un certain niveau de séchage (en kg)

w_s , la masse du béton à l'état saturé (en kg)

d_{eau} , la masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m^3

V_{wl} , le ratio d'eau perdu après un certain temps de séchage

Dans l'étude, le ratio normalisé de résistivité (ρ_r) est défini comme étant le quotient entre la résistivité après un certain temps de séchage (ρ_m) et la résistivité à l'état saturé (ρ_s).

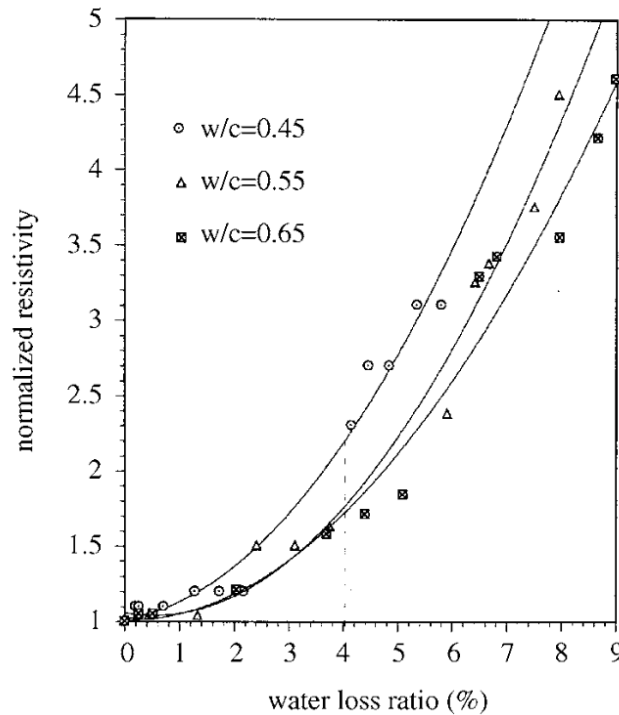


Figure I.39 : Évolution du ratio normalisé de résistivité en fonction de la perte d'eau

Les résultats de la Figure I.39 montrent l'évolution de la résistivité normalisée en fonction du séchage du béton avec différentes valeurs de E/C. On observe que lorsque le béton est dans un état hydrique proche de la saturation, la résistivité varie peu. Cependant, une fois que la perte d'eau dépasse environ 2-3 %, les valeurs de résistivités augmentent drastiquement. Cette évolution est en deux temps car lorsque la solution poreuse commence seulement à s'évaporer, les pores sont suffisamment saturés pour qu'il subsiste des chemins plus ou moins continus. Seulement, après avoir dépassé un seuil critique de teneur en eau, l'interconnectivité du réseau est suffisamment impactée pour observer des changements significatifs de valeurs de résistivité.

I.6.3. Effet des fibres sur la résistivité des BRF

Outre la conductivité intrinsèque des fibres qui a bien évidemment un impact sur la résistivité du BRF, d'autres paramètres comme les dimensions et le dosage en fibres jouent un rôle.

I.6.3.1. Influence de la longueur des fibres

Il est montré dans la littérature que pour un même dosage en fibres, ce sont les fibres les plus longues qui entraînent une résistivité la plus faible. En effet, comme illustré par la Han & al. [29] ont montré qu'avec un même dosage, un mortier avec des fibres de carbone de 3 mm a une résistivité plus importante de 23 % à 64 % par rapport aux fibres de 6 mm.

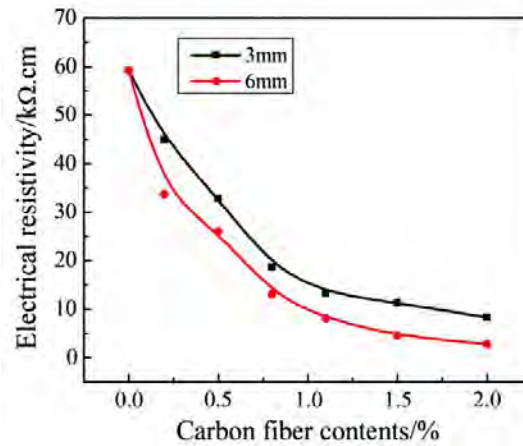


Figure I. 40 : Résistivité électrique en fonction du dosage en fibres et de leur longueur [29]

1.6.3.2. Influence du dosage en fibres sur la résistivité

L'étude de Sassani et al. [72], a permis d'identifier l'impact des composants du béton (dont des fibres de carbone) sur sa résistivité électrique. Ainsi, ils ont montré que les paramètres qui influent le plus sur la résistivité du béton sont dans l'ordre : le dosage en fibres de carbone, le ratio sable/gravillon et enfin la longueur des fibres. En passant d'un dosage de 0,1 % à 1,0 % de fibres de carbone de 12 mm, la résistivité du béton à 28 jours est passé de de 5,29 kΩ.cm à 1,98 kΩ.cm.

La théorie de la percolation permet de comprendre l'effet du dosage en fibres sur la conductivité électrique. Cette théorie statistique étudie la distribution aléatoire d'éléments d'une forme quelconque dans une structure. Par exemple, dans une forme rectangulaire découpée par un quadrillage, on note p la probabilité de trouver un élément positionné sur chacune des zones du quadrillage (voir Figure I.41).

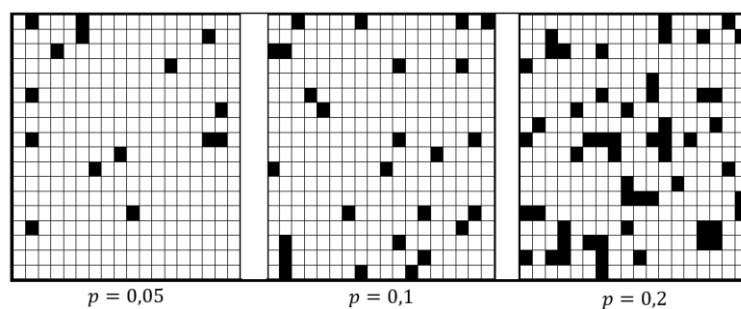


Figure I.41 : Illustration de la percolation sur une forme rectangulaire découpée en quadrillage avec différentes probabilités d'occurrence

Au-delà d'une certaine probabilité p_c , appelée seuil de percolation, un circuit continu plus ou moins long se forme. La proportion d'éléments qui forment ce circuit continu est alors notée γ_p .

Dans le cas d'un béton fibré, la probabilité p de trouver un élément dépend directement du dosage en fibres et la proportion d'éléments en contact γ_c influe sur la conductivité électrique.

L'étude de Chiarello et Zinno [67] a permis d'identifier le seuil de percolation du dosage en fibres de carbone sur la conductivité électrique. Il est montré à travers la Figure I.42 qu'avec un faible dosage en fibres de 6 mm (en-dessous de 0,15 %), les interconnexions entre fibres se font rares et la conductivité est proche de celle du béton non fibré. Entre 0,15 % et 0,4 %, la conductivité augmente fortement avec le dosage en fibres, c'est la zone de percolation. Et au-delà de 0,4 % de fibres, la conductivité électrique reste plus ou moins stable, donc l'ajout supplémentaire de fibres n'entraîne pas d'augmentation de la conductivité.

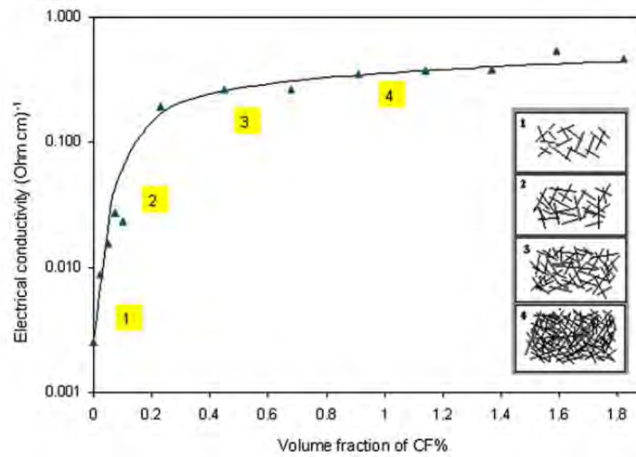


Figure I.42 : Conductivité électrique en fonction du dosage en fibres de carbone de longueur 6 mm à 1 jour [67]

Comme le montre Xie & al. [73] à travers la Figure I.43, plus les fibres sont longues, plus la zone de percolation est atteinte rapidement. Cette affirmation a été confirmée par de nombreux auteurs [74] [75] [29].

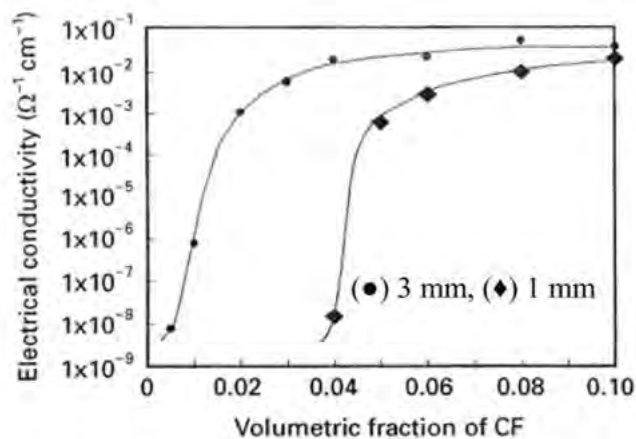


Figure I.43 : Conductivité électrique en fonction du dosage en fibres pour différentes longueurs (1 mm et 3 mm) à 1 jour [73]

I.6.4. Apport des fibres métalliques amorphes sur le potentiel « smart concrete »

Ferdiansyah (2019) - [65]

La thèse de Ferdiansyah [65] a été consacrée entre autres aux propriétés électriques des bétons de fibres métalliques amorphes et sur leur potentiel d'auto-détection. D'autre part, cette thèse s'est également tournée vers les propriétés d'auto-détection des bétons sans addition, grâce à des mesures fines de résistance électrique en utilisant un pont de Wheatstone. Pour cela, Ferdiansyah a suivi les variations de tension à l'intérieur du pont de Wheatstone sur des échantillons de béton soumis à des chargements mécaniques monotones ou cycliques. Il a étudié plusieurs paramètres pour appréhender leurs impacts sur la qualité de la réponse électrique. Pour cela, il a fait varier la longueur des fibres, la tension électrique appliquée, la fréquence du courant et le taux de chargement mécanique.

Les mesures ont été réalisées sur des éprouvettes cylindriques de 110 mm de diamètre et 220 mm de hauteur. Les électrodes utilisées sont deux bagues de cuivre ceinturant les éprouvettes sur leur diamètre. Une peinture conductrice a été utilisée pour améliorer le contact avec le béton. Les mesures ont été faites avec un courant alternatif pour éviter les problèmes de polarisation évoqués précédemment.

Les données correspondantes aux variations de résistivité sont traduites en termes de variation relative de résistivité calculée par l'équation I.32 :

$$FCR_t (\%) = \frac{\rho_t - \rho_0}{\rho_0} \times 100 \quad I.32$$

Avec : FCR , la variation relative de résistivité électrique (FRC pour « Fractional Change in electrical Resistivity » en anglais) ; ρ_0 , la résistivité électrique initiale avant chargement, ρ_t , la résistivité électrique à un temps t .

Pour un même dosage, la résistivité électrique a tendance à diminuer avec l'utilisation de fibres plus longues. Ferdiansyah indique que la résistivité du béton passe d'environ 2,5 k Ω .m pour des fibres de 30 mm à environ 25 k Ω .m pour des fibres de 10 mm.

Les essais d'auto-détection ont été réalisés en appliquant une contrainte de compression sur des cylindres avec un taux de chargement allant de 3 à 38 % de la résistance en compression. Les résultats montrent que la sensibilité des mesures ne semble pas être impactée par la différence de longueur de fibres. Cependant, les fibres plus longues offrent une réponse plus stable et une meilleure répétabilité. La Figure I.44 montre que la résistivité électrique du béton diminue lors du chargement et qu'elle augmente lors du déchargement. Pour des valeurs de chargement faible, les mesures montrent une bonne répétabilité et lorsque le béton est soumis à un chargement cyclique, la résistivité du béton suit la même évolution que la charge appliquée

pendant l'ensemble de l'essai. Lorsque la charge augmente, la résistivité diminue en même temps et de manière proportionnelle à la charge appliquée. Cependant, lorsque la contrainte appliquée s'approche de la résistance du béton, la précision des mesures diminue et la mesure devient de moins en moins fiable au fur et à mesure des cycles de chargement. Cela s'explique par le fait qu'avec des taux de chargements plus élevés, des dégradations irréversibles apparaissent au sein de la microstructure du béton. Des microfissures peuvent se former, ce qui a pour effet de modifier de manière permanente les propriétés électriques du béton.

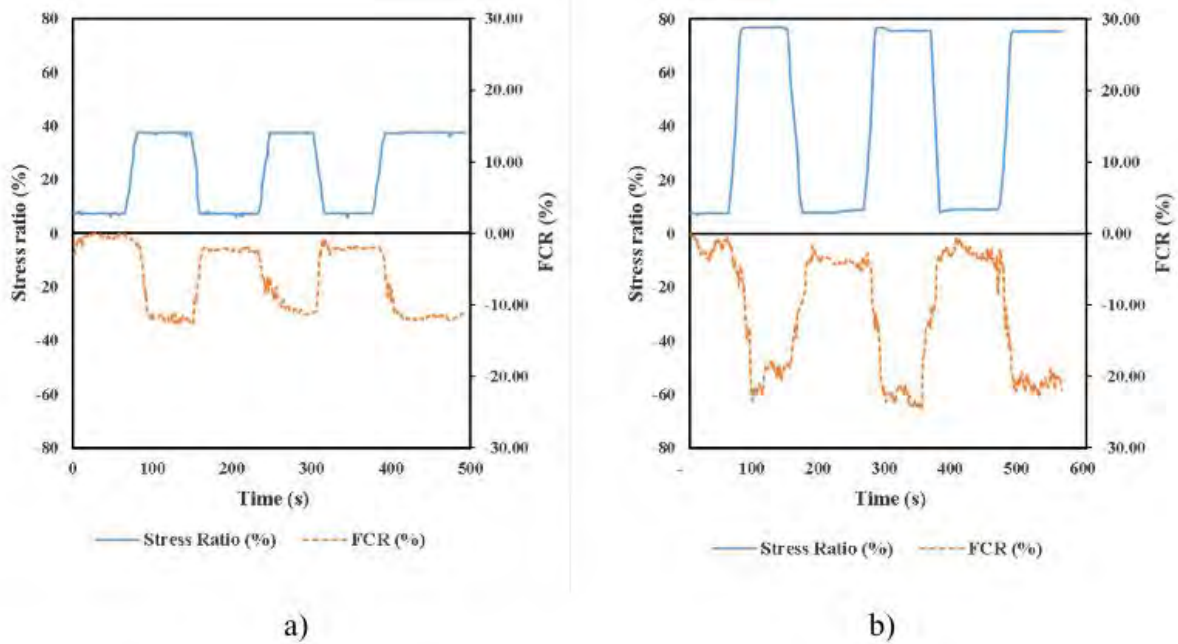


Figure I.44 : Variation de la FCR et de la charge appliquée au cours du temps, pour deux taux de chargement : a) 3 à 38 % et b) 3 à 76 %.

Les fibres métalliques amorphes, type *FIBRAFLEX* permettent d'obtenir des résultats encourageants vis-à-vis de la capacité du béton à faire évoluer sa résistivité électrique à la suite d'une variation de contrainte mécanique. Dans sa thèse, Ferdiansyah, montre que la qualité de la réponse électrique dépend de la longueur des fibres, de leur dosage, de la fréquence et de la tension électrique appliquée.

I.6.5. Apport des fibres de carbone sur le potentiel « smart concrete »

Les fibres de carbone sont connues pour leur conductivité électrique élevée. L'étude de Chen et al. [76] présente les résultats obtenus pour un dosage de 0,8 % de fibres de carbone par la méthode de mesure avec 4 électrodes. La variation relative de résistivité électrique est calculée avec la formule $\Delta R/R_0$ où ΔR désigne la différence de résistance pendant l'essai et R_0 la résistance initiale de l'éprouvette avant chargement. Dans cette étude, les auteurs ont mis en parallèle l'évolution de la charge appliquée avec l'évolution de la résistivité électrique lors de

cycles de chargement avec différentes amplitudes allant de 0 à 30 % de la résistance en compression. Ces résultats sont illustrés par la Figure I.45.

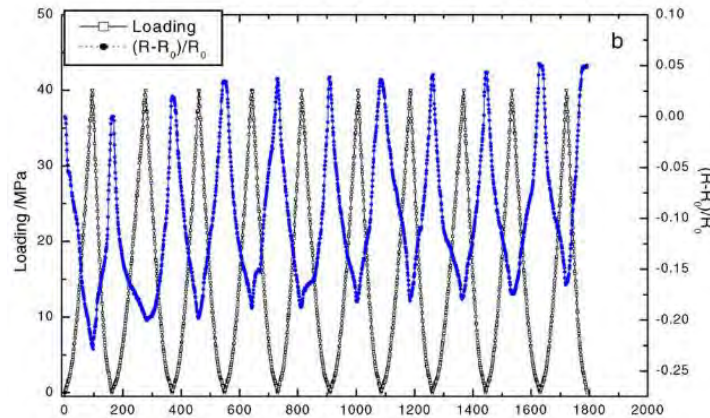


Figure I.45 : Courbes Contrainte-Temps et $\Delta R/R_0$ -Temps [76]

Cette variation relative de résistivité électrique s’explique par plusieurs phénomènes. La Figure I.46 montre que lorsqu’on applique une contrainte de compression, les distances entre les fibres diminuent. De plus, de nouvelles connexions entre les fibres peuvent se créer via la solution interstitielle des pores, ce qui a pour effet d’augmenter la conductivité du béton.

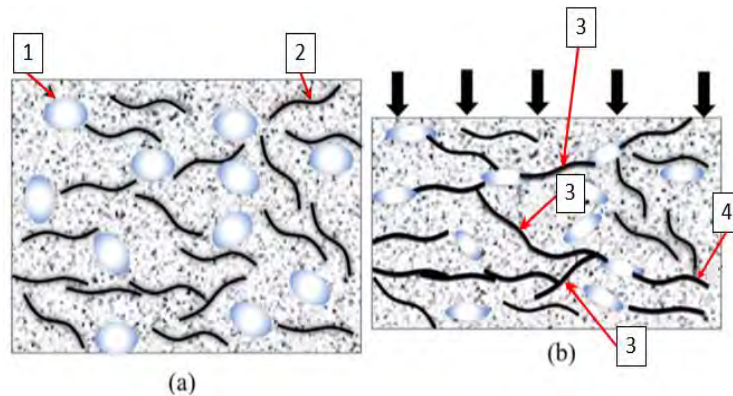


Figure I.46 : Schéma décrivant les changements au niveau de la matrice cimentaire et des fibres s’opérant lors d’un chargement en compression [69]. (a) avant et (b) après chargement.

La Figure I.46 présente les principales causes du changement de résistivité électrique lors d’un chargement en compression. Certains pores (1) ont une couche d’eau adsorbée et sont plus ou moins en contact avec une fibre conductrice (2). Lors du chargement, certaines fibres se retrouvent en contact avec d’autres via les pores (3) et d’autres fibres se rapprochent les unes des autres (4). En créant ces nouvelles connexions, la résistivité du béton diminue car la circulation des électrons libres est facilitée.

I.7. Émission acoustique

L’émission acoustique (EA) peut être utilisée comme une technique non destructive pour le contrôle de l’endommagement du béton. Cette technique peut servir à détecter une fissuration

interne au béton très tôt dans le processus d'endommagement. Le principe de l'émission acoustique consiste à placer des capteurs piézoélectriques sur la surface du matériau. Ces capteurs reçoivent des signaux sous forme d'ondes élastiques résultant d'un déplacement ou d'un endommagement local. Des études ont utilisé cette technique non destructive appliquée à l'observation de différentes pathologies du béton, pour caractériser l'endommagement mécanique [77], le fluage [79] ou encore la corrosion des aciers [79]. Cette technique est souvent utilisée dans le domaine du génie civil pour la surveillance d'ouvrages existants [80].

L'EA permet la surveillance à distance de structure à grande échelle, et au même titre que l'auto-détection par mesure électrique, elle pourrait permettre de surveiller et de détecter l'éventuel endommagement des structures du projet Cigéo.

I.7.1. Système d'acquisition

Les mesures par EA se font avec des capteurs piézoélectriques capables de détecter les ondes élastiques. Ces capteurs sont placés en surface du béton. Ils transforment l'onde mécanique en tension électrique qui est ensuite amplifiée avant d'être transmise à une carte d'acquisition qui les numérise pour être traitées via un logiciel de traitement de données dédié [77].

Pour procéder à de la localisation d'évènements, plusieurs capteurs sont nécessaires. Cette technique fonctionne par triangulation. Pour une localisation en 3 dimensions, il faut au minimum 4 capteurs. Car pour chaque évènement, il y a 4 inconnues : sa position en x, en y et en z ainsi que l'instant où cet évènement s'est produit. De la même manière, pour une analyse à 2 dimensions, il faut au moins 3 capteurs.

Chaque évènement capté provoque un signal complexe à analyser. Les signaux présentent en premier lieu une phase de faible amplitude, appelée bruit. Puis l'amplitude du signal augmente fortement et de manière brutale avant de diminuer de manière progressive sur la durée. Ainsi, un des enjeux de l'émission acoustique est de déterminer, à partir de la forme et des caractéristiques d'un signal, le type d'évènement qui en est à l'origine.

La Figure I.47 montre les différents paramètres à définir pour caractériser une salve :

- Le seuil d'acquisition ou peak definition time (PDT), correspond à la période de temps depuis le début de la salve jusqu'à son maximum.
- Le temps d'acquisition de salve ou hit definition time (HDT), traduisant la durée d'acquisition d'une salve. Il permet d'individualiser les évènements dont la temporalité est proche. Il ne doit pas être trop court pour pouvoir considérer la salve en entière, mais pas trop long non plus pour ne pas passer à côté de salves successives.

- Le hit lockout time (HLT) définit le temps à partir duquel toute autre activité n'est pas prise en compte à la suite d'une salve. C'est seulement à l'issue de ce délai qu'une autre salve peut être captée. Ce paramètre permet d'éviter l'enregistrement d'un écho.

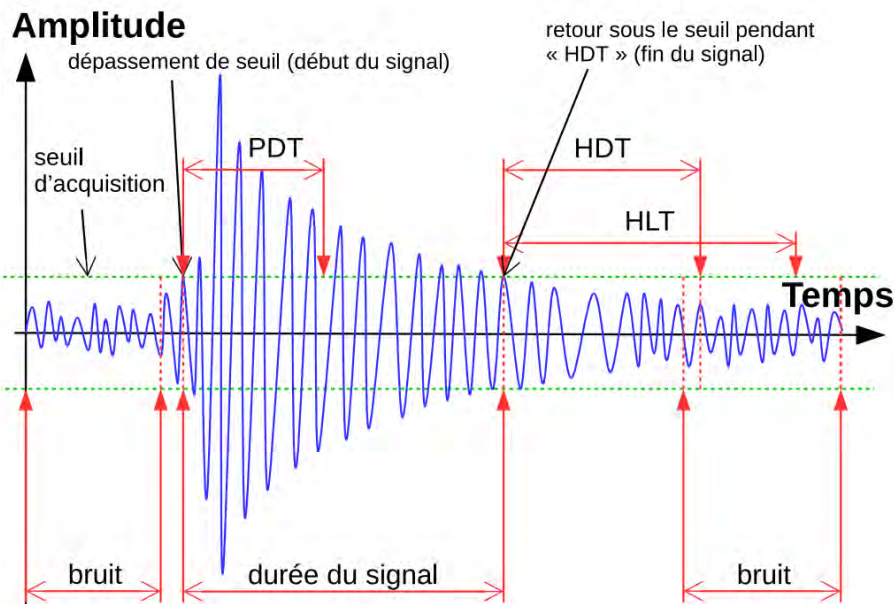


Figure I.47 : Paramètres utilisés pour la définition d'une salve [77]

C'est à partir de ces paramètres que l'on distingue un bruit d'un événement. Un bruit est une salve qui ne répond pas aux critères nécessaires définis par les paramètres précédents. Mais même si la salve respecte les critères cela n'est pas suffisant. Il faut également qu'au moins 4 capteurs (pour une mesure en 3 dimensions) aient capté un signal dans une fenêtre de temps défini pour que l'on puisse associer ces signaux à un événement acoustique. Cette fenêtre temporelle permet de prendre en compte le temps que l'onde met à se propager dans le matériau. En effet, en supposant que l'onde se propage à la même vitesse dans toutes les directions, le moment où un capteur reçoit l'information n'est pas le même suivant la position de l'événement et la position des capteurs. Ainsi, cette fenêtre temporelle est à ajuster en fonction de la vitesse de propagation de l'onde, de la dimension de l'élément, et de la position des capteurs. Tout le long de l'acquisition, l'enregistrement est divisé en fenêtres temporelles. Si dans ce laps de temps, suffisamment de capteurs reçoivent l'information, alors les signaux correspondants forment un événement. La Figure I.48 illustre différents cas de réception de salves en fonction du temps d'acquisition de différents capteurs. Dans l'exemple, la fenêtre temporelle rouge n'a pas permis d'identifier un événement car le nombre de capteurs ayant reçu le signal est inférieure à 4 (pour une localisation en 3D). Cependant, la fenêtre temporelle bleue contient 5 signaux captés sur ce laps de temps, et dans ce cas, les signaux sont identifiés comme un événement.

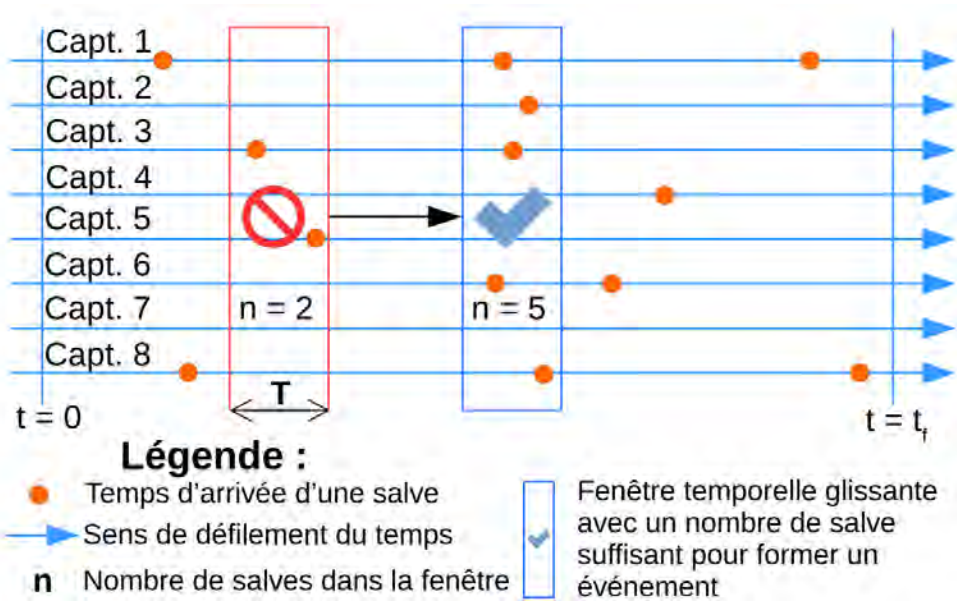


Figure I.48 : Exemple d'un enregistrement de plusieurs salves par des capteurs d'émission acoustique [77]

La fenêtre temporelle est aussi importante que les paramètres définissant un événement. Elle doit être d'une durée minimale supérieure au temps nécessaire pour qu'une onde soit reçue par les capteurs les plus éloignés. Cependant, elle ne doit pas être excessive afin d'éviter que deux événements successifs ne soient perçus comme un seul et unique événement.

I.7.2. Localisation d'événements acoustiques

L'acquisition des événements acoustiques est une première étape. Certes, cela permet de suivre l'évolution du nombre d'événements pendant un processus d'endommagement mais ne permet pas de localiser cet endommagement. De nombreuses méthodes permettent de localiser la source de l'évènement acoustique. Toutes ces méthodes sont basées sur le même principe, à savoir calculer la position de la source de l'évènement à partir de la différence de temps qu'ont mis les capteurs à recevoir l'information.

Prenons plusieurs capteurs numérotés de 1 à n , qui sont positionnés aux coordonnées $(x_1; y_1; z_1) \dots (x_n; y_n; z_n)$ et qui ont reçu chacun une salve à un temps t_i . De plus, considérons un événement se passant à un instant t_e et à une position $x_e; y_e; z_e$. Chaque capteur reçoit l'évènement avec un certain délai considérant la vitesse de propagation de l'onde dans le matériau (v). Cette vitesse est une donnée d'entrée dans le calcul, et peut être facilement mesurée. Un capteur reçoit donc l'information à un instant $t_i = t_e + T_i$. Avec T_i , le temps que l'onde aura mis pour atteindre le capteur. Ce temps peut être calculé grâce à l'équation I.33.

$$T_i = \frac{(\sqrt{(x_e - x_i)^2 + (y_e - y_i)^2 + (z_e - z_i)^2})}{v} \quad I.33$$

Connaissant le temps où le capteur i a reçu le signal, Δt_{i-i+1} est la différence de temps où le même signal est reçu par le capteur i et $i + 1$. Donc on a l'équation I.34 :

$$\Delta t_{i-i+1} = (t_e + T_i) - (t_e + T_{i+1}) = T_i - T_{i+1} \quad I.34$$

Plusieurs techniques permettent de résoudre le système d'équations obtenu et ainsi de localiser un évènement. La technique des simplex est une des possibilités. Cet algorithme est basé sur une définition mathématique simple, dans un espace à p dimensions, un simplex est une forme géométrique composée de $p + 1$ points. Par exemple, pour un problème à 2 inconnues, trois points x_1 , x_2 et x_3 sont choisis. Cet algorithme consiste à calculer la solution du problème avec les 3 points de ce simplexe. Pour chaque point, l'erreur $\varepsilon(x_i)$ est calculée. Ensuite, le point qui a mené à la plus grande erreur est remplacé par un nouveau qui est une projection de lui-même par rapport au centre des autres points. Plusieurs points sont alors testés, soit une symétrie parfaite, soit une projection plus éloignée, soit une projection plus proche du centre des deux autres points. La projection qui a donné l'erreur la plus faible est retenue et l'opération est répétée jusqu'à une convergence et une erreur dite acceptable suivant le niveau de précision souhaité.

I.7.3. Études réalisées sur l'émission acoustique

Plusieurs travaux ont été réalisés en laboratoire sur des poutres en flexion, notamment les travaux de El Batanouny et al. [81]. Dans ce travail, les poutres testées en flexion 4 points étaient armées par des barres longitudinales en polymère renforcé de fibres de verre et sans renforcement transversal. Différentes configurations de poutres ont été testées, avec des dimensions et des renforcements variables. Comme illustré sur la Figure I.49, les essais ont montré une très bonne corrélation entre la fissuration visible en surface et la localisation de l'endommagement par émission acoustique. Sur cette figure sont présentées en noir les fissures observées en surface et les points rouges correspondent aux évènements localisés par EA à différents stades d'avancement du test.

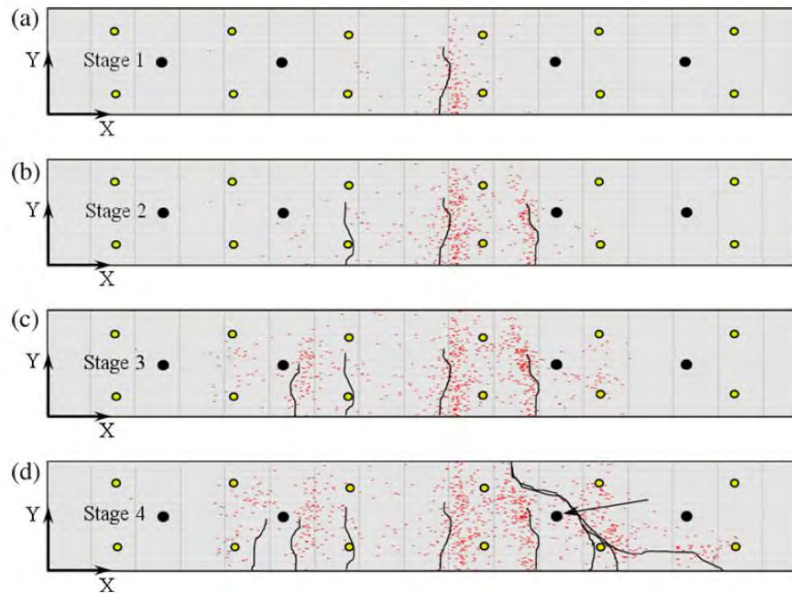


Figure I.49 : Développement des fissures dans la poutre à différents stades de l'essai [81]

En plus de la localisation de l'endommagement, d'autres études introduisent la b-value, qui est un indice utilisé à la base dans la sismologie et qui permet de caractériser l'intensité des événements acoustiques. Il se calcule suivant l'équation I.35 :

$$\log N = a - b \times \log A \quad I.35$$

Avec : N, le nombre d'évènements d'amplitude supérieure à A dB, A l'amplitude en dB, a, une constante empirique, et b la b-value.

Cet indice permet de caractériser l'intensité de fissuration, lorsque b augmente, cela indique une initiation de microfissures à l'instant t. Au contraire, lorsque b diminue, cela indique que des macrofissures se forment et qu'un endommagement important s'est produit.

L'étude de Guzman et al. [82] montre l'évolution de la b-value en fonction de la charge appliquée sur une poutre soumise à de la flexion. Le résultat est illustré sur la Figure I.50.

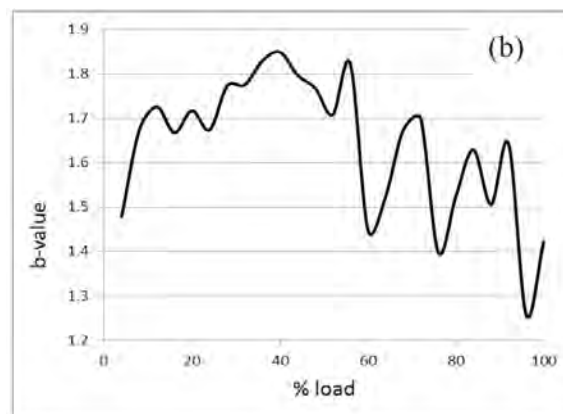


Figure I.50 : B-value vs taux de chargement [82]

L'évolution de la courbe se divise en deux grandes parties. La première avant 55 % de la capacité portante et la deuxième après ce taux de chargement. Dans la première partie, la valeur de b a tendance à augmenter, montrant que le processus dominant est une génération de microfissures. Après 55 % de la charge maximale, malgré une certaine oscillation, b a plutôt une tendance globale à diminuer, montrant ainsi que les macrofissures se forment.

L'étude de Farhidzadeh [83] montre également que la valeur de b est un bon indice de l'avancement de la fissuration. Sur un mur soumis à un chargement cyclique, la courbe lissée de b montre une évolution en trois temps, avec une augmentation rapide suivie d'un palier de stabilisation puis une décroissance. Ainsi, le comportement se découpe lui aussi en trois phases, dans l'ordre, une formation des microfissures, une coalescence en macrofissures, puis la progression de celles-ci.

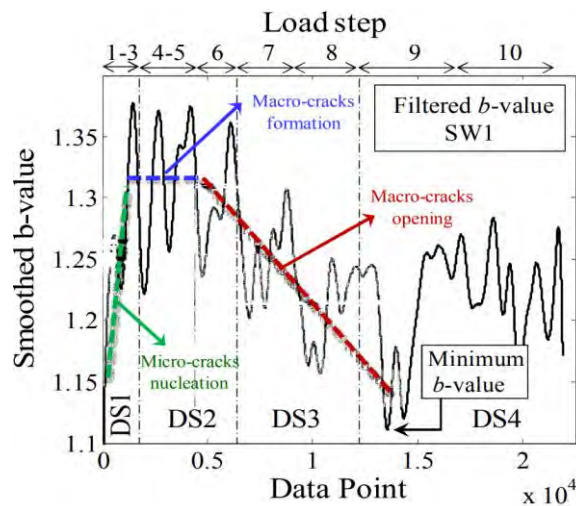


Figure I.51 : Evolution de la valeur de b au cours d'un essai mécanique sur mur [83]

Dans sa thèse, Boniface [77] a cherché à mettre en relation des résultats de vidéo-corrélation d'image et ceux issus de l'émission acoustique sur des éprouvettes entaillées soumises à de la flexion 3 points. L'essai a été découpé en plusieurs phases d'ouverture et de fermeture de fissure. L'objectif a été de suivre la propagation de la fissure de manière directe (par vidéo-corrélation d'image) et de manière indirecte (par localisation en EA). Pour cela, 8 capteurs d'émission acoustique ont été placés sur les deux faces verticales de l'échantillon. Pour caractériser la distribution des événements acoustiques sur l'ensemble de l'échantillon, Boniface a proposé d'utiliser le principe de cartographie de densité d'évènements et de densité d'énergie. Pour réaliser cette cartographie, l'échantillon est divisé en cubes $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ et chaque évènement acoustique est attribué à un cube en fonction de sa position. La première carte permet de quantifier le nombre d'évènements (voir Figure I.52-A) qui ont été localisés

dans chaque cube. La seconde, en revanche, pondère chaque évènement par son énergie (Figure I.52-B).

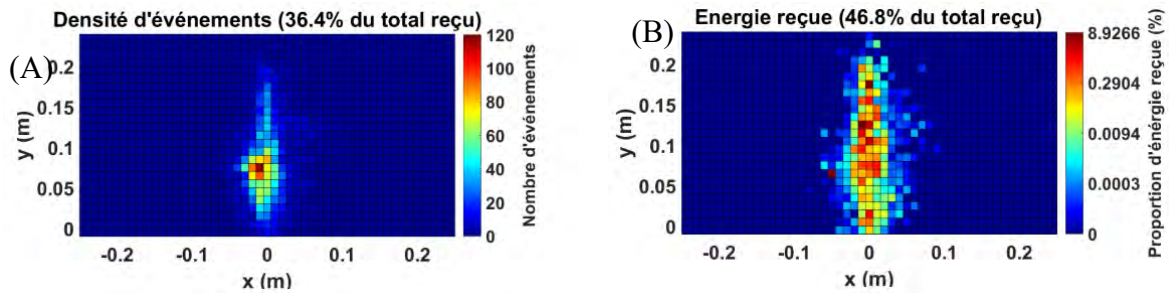


Figure I.52 : Cartes de densités d'événements (A) et d'énergie reçue (B) lors de la dernière phase d'ouverture de fissure [77]

Pour comparer la hauteur fissurée, 6 points de mesure ont été choisis une fois que la fissuration a été initiée. Ces points ont été sélectionnés à différents moments de l'essai, où l'éprouvette était soit en phase d'ouverture de la fissure, soit en phase de fermeture. Pour caractériser la hauteur fissurée, trois critères ont été utilisés :

- La hauteur fissurée observée par vidéo-corrélation (en bleu sur la Figure I.53)
- La hauteur fissurée déterminée par émission acoustique avec une distribution globale (en verte sur la Figure I.53), qui correspond à la totalité des évènements enregistrés depuis le début de l'essai jusqu'à un instant t.
- La hauteur fissurée déterminée par émission acoustique avec une distribution locale (en jaune sur la Figure I.53), qui correspond aux évènements reçus dans une fenêtre de temps dans l'intervalle de deux mesures successives.

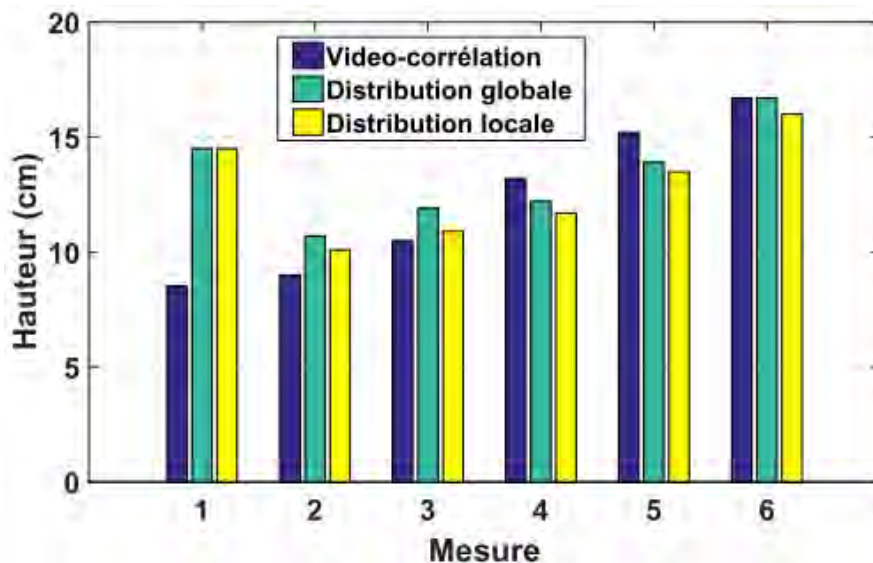


Figure I.53 : Comparaison des hauteurs de fissure déterminées par émission acoustique et par vidéo-corrélation.

La Figure I.53 montre que les résultats sont très similaires entre les trois méthodes de détermination de la hauteur de fissuration. Hormis la première mesure où le niveau

d'endommagement était faible, la différence de hauteur déterminée par les deux méthodes de distribution globale et locale varie entre 2,4 et 7,7 %.

I.8. Conclusion

Cette revue bibliographique a permis de dresser un état de l'art sur les principaux thèmes abordés dans la thèse. L'impact des fibres sur le comportement rhéologique du béton a été étudié, montrant leur influence sur la maniabilité. Un travail d'adaptation est nécessaire lorsque des fibres sont ajoutées au béton, et des facteurs tels que l'élançement des fibres et leur dosage doivent être pris en compte. Pour chaque configuration, les formulations doivent être adaptées pour tenir compte de l'impact des fibres sur l'arrangement du squelette granulaire.

La maîtrise de la rhéologie du béton renforcé de fibres est essentielle, comme en témoigne l'impact de l'orientation des fibres sur les performances mécaniques. La mauvaise maniabilité du béton peut entraîner des problèmes de répartition des fibres lors du coulage du béton.

Les performances mécaniques ont montré que les fibres ont un faible impact sur les résistances en compression, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Cependant, dans les cas de traction et surtout de traction par flexion, l'apport des fibres est significatif. Elles peuvent augmenter la valeur du pic et jouer un rôle crucial dans le domaine post-pic en maintenant des résistances résiduelles plus élevées. Le domaine d'efficacité de la maîtrise de fissuration par les fibres varie en fonction du type et du dosage des fibres. Plusieurs études ont par ailleurs développé des méthodes pour prédire ces résistances résiduelles.

Une autre section de la revue bibliographique a été dédiée à l'impact des fibres à l'échelle des éléments de structure en béton armé/fibré. Il semble y avoir un consensus sur leur efficacité pour limiter les fissures d'efforts tranchants (cisaillement). Ainsi, un renfort de fibres peut être une solution pour réduire la quantité d'armature nécessaire, voire se passer entièrement des cadres dans certains cas. Les fibres peuvent également contribuer à reprendre les efforts de traction par flexion habituellement supportés par les aciers longitudinaux. Cependant, cette thématique a été moins explorée par la communauté scientifique. Des méthodes de calcul ont été élaborées en se basant sur les normes de dimensionnement de béton armé, en y incluant l'impact des fibres.

Le potentiel d'auto-détection par mesures électriques a également été étudié. L'influence de la présence des fibres sur les propriétés électriques du béton a été mise en lumière, et des techniques de mesures appropriées pour évaluer ce potentiel d'auto-détection ont été identifiées. Les paramètres influençant la résistivité du béton, tels que le degré de saturation, le dosage en fibres et les dimensions des fibres, ont été passés en revue. Cette partie a démontré

la possibilité d'utiliser des mesures électriques pour la détection du niveau de contrainte et d'endommagement dans le béton.

Enfin, la bibliographie sur l'émission acoustique a mis en évidence le potentiel de cette technique pour la détection d'endommagement. Elle a permis de mieux comprendre comment l'acquisition est réalisée, de décrire les méthodes de localisation des événements et de mettre en avant une méthode permettant d'identifier un endommagement d'origine mécanique

**CHAPITRE 2 : MATERIAUX, PROPRIETES PHYSIQUES
ET MECANIKES DES BETONS**

II. Chapitre 2 : Matériaux, propriétés physiques et mécaniques des bétons

II.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des matériaux utilisés pour la confection des bétons. La thèse étant axée sur les bétons fibrés, une attention particulière est portée sur la présentation des fibres utilisées, à savoir des fibres métalliques amorphes (FIBRAFLEX) et des fibres de carbone. L'optimisation et la confection des formulations a fait l'objet d'une étude afin d'obtenir un béton renforcé par des fibres, autoplaçant et de haute performance. Dans cette optique, le processus de malaxage a été étudié, et des ajustements de formulation ont été effectués en se basant sur une composition de béton mise en œuvre dans le cadre de la thèse de G. Camps [19].

Ce chapitre présente dans un second temps les résultats concernant la porosité accessible à l'eau, une donnée qui se révélera importante dans le chapitre suivant qui sera consacré aux propriétés électriques des bétons. L'analyse de la porosité accessible à l'eau permettra en effet de mieux comprendre les mécanismes de conduction électrique à travers le matériau.

Enfin, les propriétés mécaniques y sont également exposées, notamment la résistance à la compression, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. D'autre part, une attention toute particulière est portée au comportement du béton sous effort de traction par flexion. L'impact du dosage, de la nature des fibres et de leurs dimensions est étudié. Cette étude préliminaire a permis d'identifier le type de fibres le plus efficace qui sera mis en œuvre pour la suite du programme expérimentale.

II.2. Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés ont été choisis pour répondre au cahier des charges de l'Andra en termes de durabilité, de résistance à la compression et de maniabilité. Les bétons étudiés auront pour application des éléments préfabriqués en béton fibré. Les voussoirs sont conçus pour garantir la stabilité physique des ouvrages de stockage minima pendant toute la durée d'exploitation du stockage, soit plus de cent ans et ensuite pendant toute la phase de stockage. A long terme, la stabilité mécanique n'est pas exigée mais la présence d'éléments massifs mécaniquement stables offre des garanties sur le « non-endommagement » du sol argileux au contact des ouvrages souterrains. Les matériaux sont donc choisis pour répondre au mieux aux enjeux et aux exigences d'un tel projet. Le choix des matériaux est donc primordial pour, d'une part, atteindre les performances mécaniques requises et d'autre part pour offrir les garanties de

maintien des propriétés sur toute la durée de service. Les fiches techniques des matériaux sont données en annexe.

II.2.1. Ciment

Le ciment utilisé est un CEM III/A 52.5 L CE PM ES CP1. Ce type de ciment est souvent utilisé pour les ouvrages à longue durée de vie et pour les éléments enterrés dans des milieux chimiquement agressifs. Il provient de la cimenterie de Rombas et est commercialisé par l'entreprise Calcia. Il a une surface de Blaine de 4315 cm²/g et une masse volumique de 2,96 g/cm³. Sa composition élémentaire est donnée dans le Tableau II.1 :

Tableau II.1 : Composition élémentaire du CEM III/A

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	CaO
29,6%	8,6%	1,5%	0,4%	0,2%	50%
MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	S ⁻	Cl ⁻
4,6%	2,5%	0,64%	0,36%	0,56%	0,23%

Ce ciment est constitué à 64% de laitiers et à 36% de Clinker provenant de la cimenterie de Couvrot. Le clinker, quant à lui, est composé à 69% de silicate tricalcique (ou alite, C₃S), 9% de silicate bicalcique (ou bélite, C₂S), 10% d'aluminate tricalcique (C₃A) et 4% d'alumino-ferrite tétracalcique (C₄AF).

Avec la présence de laitiers, les réactions d'hydratation dégagent moins de chaleur et sont plus lentes que celles du clinker [84]. Contrairement au clinker, le laitier n'est pas soluble dans l'eau, il a donc besoin d'un agent activant qui va initier les réactions d'hydratation. Dans le cas du ciment CEM III, c'est le clinker qui joue ce rôle d'activant.

II.2.2. Granulats

Des granulats calcaires ont été sélectionnés par l'Andra pour éviter le risque d'alcali-réaction. Le sable et le gravillon proviennent tous deux de la carrière du Boulonnais. Ces granulats ne contiennent pas de silice et ne sont donc pas sujets à l'alcali-réaction. Étant donné la difficulté à maîtriser la rhéologie et dans l'optique d'obtenir un béton fibré, autoplaçant et à haute performance, la taille des granulats est relativement faible par rapport aux bétons plus ordinaires. Le gravillon calcaire est un « GL0412 », c'est-à-dire un gravillon lavé de classe granulaire 4/12 mm. Le sable calcaire est un « SL0704 », c'est-à-dire un sable lavé de classe granulaire 0/4 mm, avec 7% de fines. Les courbes granulométriques sont présentées sur la Figure II.1 avec en rouge, la moyenne de fabrication, en bleu, le fuseau de régularité et en noir, le fuseau de fabrication.

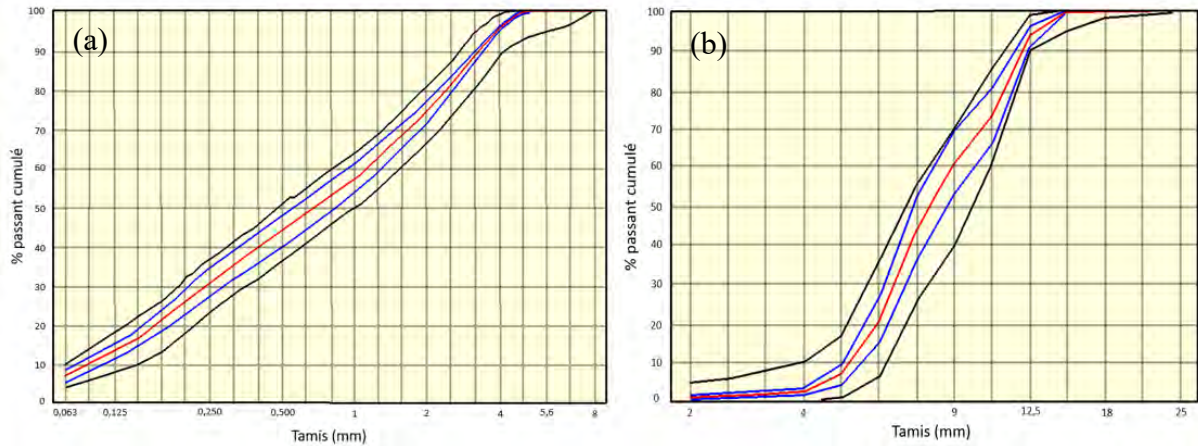


Figure II.1 : Courbes granulométriques des granulats - (a) sable, (b) gravillon

II.2.3. Filler

Le filler utilisé est le Betocarb HP de chez OMYA. Ce filler a pour but d'améliorer les performances mécaniques et la durabilité du béton en augmentant sa compacité. De plus, il permet d'augmenter le volume de pâte et améliore donc la maniabilité du béton pour mieux maîtriser la rhéologie. C'est un filler calcaire, composé à 98,8% de CaCO_3 . Il a une surface de Blaine de $462 \text{ m}^2/\text{kg}$, une densité de 2,7 et un pourcentage de passant à 0,063 mm de 97%.

II.2.4. Adjuvant

Pour mieux maîtriser la rhéologie du béton frais, et pour réduire le rapport E/C, le superplastifiant haut réducteur d'eau MasterEase 2000 de BASF a été choisi. Le dosage en superplastifiant a été ajusté pour maintenir une maniabilité quasi similaire pour toutes les compositions, y compris celles incorporant des fibres et ce malgré un effet défavorable de ces dernières. Ce superplastifiant a permis d'ajuster la maniabilité des bétons en n'apportant que des modifications mineures sur les différentes formulations. Ainsi, il a été possible de limiter les variables et de se focaliser principalement sur l'impact des fibres sur les performances sans modification significative de la quantité de pâte, du rapport Gravier/Sable, de la taille des granulats, etc... Suivant sa fiche technique, il est conseillé de l'utiliser avec un dosage entre 0,2 à 3 % du poids du ciment.

II.2.5. Fibres

Deux types de fibres caractérisées par leur résistance à la corrosion ont été retenues pour cette thèse. Les premières sont métalliques amorphes et les secondes sont des fibres de carbone.

II.2.5.1. Fibres métalliques amorphes

L'entreprise Saint-Gobain SEVA commercialise cette gamme de fibres métalliques amorphes dénommées "FIBRAFLEX" (ou « FF » dans la thèse). Ces fibres se présentent sous la forme

de rubans fins d'une épaisseur de 24 ou 29 μm , une largeur de 1 ou 1,6 mm et de longueur variant de 5 à 30 mm. Le procédé industriel de fabrication de ces fibres s'appelle l'hypertrempe. Il consiste à couler un jet de métal liquide sur une roue refroidie en rotation à grande vitesse. En refroidissant rapidement, les fibres sont figées dans un état amorphe, on parle alors de verre métallique. Avec ce procédé de fabrication, les atomes n'ont pas le temps de s'ordonner et forment ainsi une structure semblable à celle d'un liquide. A l'inverse, on parle d'un état cristallin quand l'arrangement des atomes est ordonné.

Comme indiqué par Lee & al. [41] et illustré sur la Figure II. 2, le procédé industriel de fabrication donne aux fibres deux faces distinctes : une face avec des stries et une face plus lisse. La face qui a été en contact avec la roue est la plus rugueuse, on peut observer des micro-aspérités, des creux et surtout un certain nombre de stries dans le sens de la longueur. Ces irrégularités contribuent à augmenter les frottements avec la matrice cimentaire. Quant à la face qui a été du côté de l'air libre, elle est plus lisse et présente très peu d'aspérités en surface.

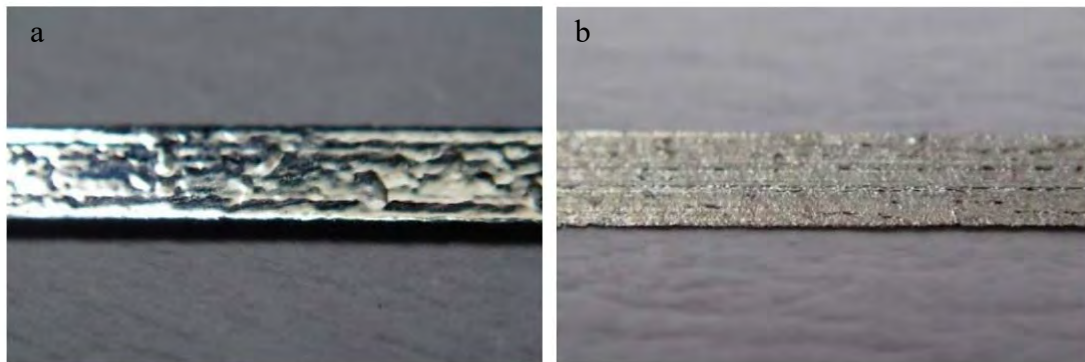


Figure II. 2 : Face rugueuse (a) et face lisse (b) des fibres FIBRAFLEX [41]

Ces fibres sont souples et présentent une résistance à la traction de 1 700 MPa, un module de Young de 140 GPa et une densité de 7,2. Elles sont composées à 75% de Fe, 5% de Cr, 8% de P, 10% de C et 2% de Si.

C'est grâce à la présence de chrome, même en petite quantité, et à son état amorphe, que la fibre FIBRAFLEX montre une excellente résistance à la corrosion. En effet, cette fibre a un meilleur comportement vis-à-vis de la corrosion qu'une fibre d'acier inoxydable 18-8. Un essai comparatif entre les deux a été réalisé en 2006 [85]. Il en est ressorti qu'après une immersion de 24 heures dans des solutions de HCl (0,1 N) et de FeCl₃ (0,4 N), la fibre métallique amorphe ne présente pas de perte de masse, pas de piqûres ni de coloration contrairement à la fibre en acier inoxydable. De plus, dans un milieu cimentaire, les fibres métalliques amorphes ne montrent pas de détérioration de leur résistance mécanique. En effet, dans l'étude menée par B. Guillebon [86], il a été montré qu'aucune détérioration de résistance mécanique n'a été

observée alors que les fibres étaient noyées dans une solution cimentaire à 80°C. A titre de comparaison, des fibres de verre alcali résistante ont subi les mêmes conditions, et après 10 jours d’immersion, la résistance à la traction de ces fibres a chuté de 95%.

Leur surface spécifique, autrement dit, leur surface d’ancrage est très élevée par rapport à d’autres fibres disponibles sur le marché, il est de l’ordre de 10 m²/kg pour les Fibraflex contre par exemple environ 0,8 m²/kg pour les macro-fibres métalliques type DRAMIX.

Grâce à leur surface spécifique élevée qui leur confère un bon ancrage dans le béton, combinée à des bonnes performances mécaniques (résistance à la traction et module d’élasticité), les fibres FIBRAFLEX reprennent les contraintes dès l’ouverture des microfissures dans le béton, sans glissement significatif. Lorsque qu’une fissure s’ouvre, les fibres sont sollicitées en traction, plus la fissure est ouverte, plus la contrainte est importante. Les fibres rompent une fois que leur résistance en traction est atteinte. Dans le cas des FIBRAFLEX, la rupture peut être qualifiée de fragile [15]. Ainsi, ces fibres sont très efficaces pour contrôler de faibles ouvertures de fissures et sont donc particulièrement adaptées aux applications où le maintien des propriétés physiques est une priorité.

En plus de cet intérêt, ces fibres sont réputées pour leur faible résistivité électrique : 180 μΩ.cm d’après T. Ferdiansyah [65]. Des mesures dans le cadre de cette thèse ont été réalisés et ont montré une résistivité de 149 μΩ.cm (± 20 μΩ.cm). Cette propriété sera importante dans les parties consacrées aux propriétés électriques des BRF.

Pour résumer, le Tableau II. 2 synthétise les caractéristiques des fibres FIBRAFLEX mises en œuvre dans cette étude :

Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques et propriétés des fibres FIBRAFLEX

Nomenclature des fibres	FF20E0	FF20L6	FF30L6
Longueur (mm)	20	20	30
Largeur (mm)	1,0	1,6	1,6
Epaisseur (mm)	0,024	0,029	0,029
Résistance à la traction (MPa)	1400		
Module d'élasticité (GPa)	130		
Résistivité électrique (μΩ.cm)	149		

II.2.5.2. Fibres de carbone

Des fibres de carbone sont également utilisées dans cette étude. Ces dernières sont commercialisées par Toray Carbon et sont conditionnées par Apply Carbon. Elles sont des rebuts de l’industrie des matériaux composites. La raison de cette mise à l’écart, qui est récurrente dans cette industrie, n’est pas divulguée, elle peut être liée à l’ensimage, le

conditionnement ou d'autres causes. Au même titre que la nature de l'ensimage, la gamme de performances mécaniques ne nous est pas communiqué.

Les fibres sont initialement conditionnées sous forme de bobines autour desquelles les rubans s'enroulent. Pour les découper à la longueur souhaitée, les bobines sont déroulées, et les rubans passent à travers une guillotine qui les découpe de manière régulière. Deux types de fibres ont été étudiés, le premier « FC-V24 » est constitué de fibres sans ensimage. Le deuxième « FC-S24 » est constitué de fibres avec un ensimage de nature et de dosage inconnus. Dans les deux cas les fibres ont une longueur de 24 mm. Les fibres sont faites de filaments très fins, de l'ordre de 5 à 7 μm de diamètre, qui se regroupent en mèches. Les mèches peuvent contenir entre 1 000 et 36 000 filaments chacune.

Du fait de la procédure de coupe, il y a une certaine incertitude sur la longueur exacte des fibres. En effet, il est possible que certains brins ne soient pas exactement perpendiculaires à la guillotine au moment de la coupe, et que les fibres ne fassent pas parfaitement la longueur souhaitée. Pour déterminer la longueur moyenne et la distribution des longueurs, une cinquantaine de mèches ont été choisies aléatoirement. Ces mèches ont été collées à plat sur une surface blanche, puis les longueurs ont été déterminées grâce à une analyse d'images avec le logiciel PlotDigitizer.

Les FC-S24 et FC-V24 ont une longueur moyenne de 23,5 mm et 23,1 mm avec un écart type de 0,07 mm et 0,08 mm respectivement. Les longueurs sont donc très homogènes. Et de ce fait, ces fibres semblent bien appropriées dans l'application d'un renforcement de béton. Car d'une part, leur longueur varie peu pour un même lot, donc cela permet d'avoir une bonne reproductibilité des essais. D'autre part, la longueur semble être en adéquation avec la prescription de P. Casanova [1], qui conseille d'utiliser des fibres de longueur d'au moins deux fois la taille du plus gros granulats.

La Figure II. 3 et la Figure II. 4 montrent les surfaces des filaments de carbone observés au microscope électronique à balayage (MEB).

Le diamètre des filaments a été évalué à partir de ces observations au MEB. Les fibres FC-S24 ont un diamètre moyen de 6,6 μm alors que pour les FC-V24, la valeur moyenne est de 7,2 μm . On peut aussi noter que l'aspect de la surface est plus lisse pour les fibres ensimées qui ne présentent pas de stries contrairement aux fibres dont la surface n'a pas été traitée.

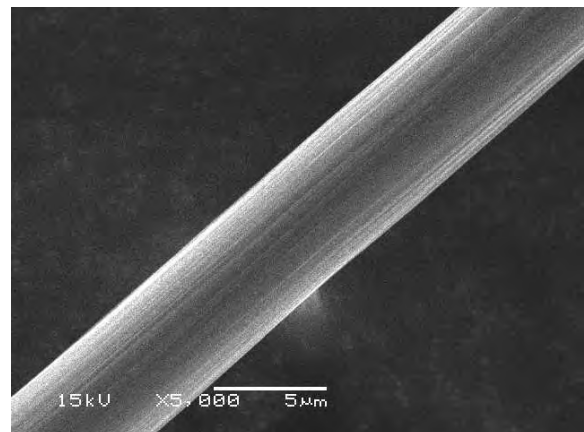
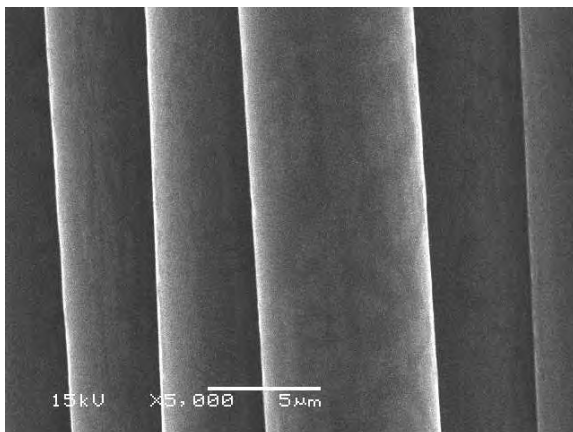
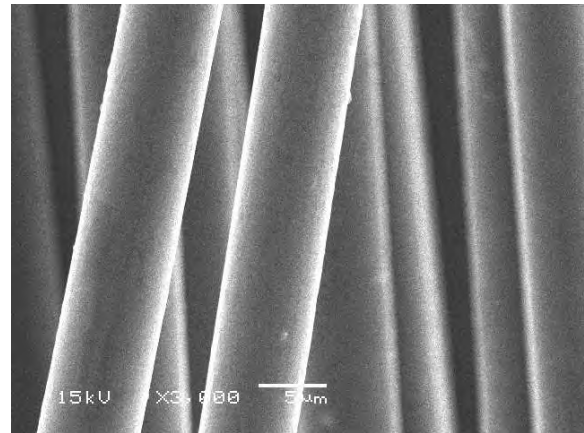
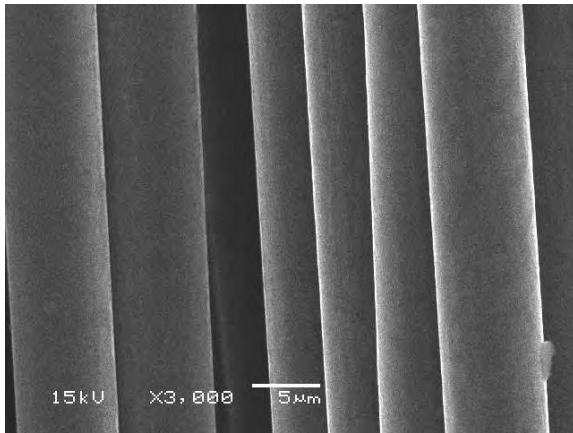


Figure II. 3 : Observation au MEB de filaments de carbone avec ensimage (FC-S24) - $\times 3000$ en haut à gauche - $\times 5000$ en bas à gauche

Figure II. 4 : Observation au MEB de filaments de carbone sans ensimage (FC-V24) - $\times 3000$ en haut à droite - $\times 5000$ en bas à droite

Le Tableau II. 3 synthétise les principales caractéristiques des fibres de carbone mises en œuvre dans cette étude. Ne connaissant pas exactement la gamme de fibres envoyé par le fournisseur, il s'agit de plages de valeurs basées sur les différentes fibres proposées par TORAY CARBON.

Tableau II. 3 : Propriétés des fibres de carbone d'après les fiches techniques matériaux de TORAY CARBON

	Fibres de carbone
Longueur (mm)	24
Diamètre (μm)	5-7
Nombre de filaments / mèche	1000 - 36000
Résistance à la traction (MPa)	2740 - 5880
Module d'élasticité (GPa)	230 - 588
Résistivité électrique ($\mu\Omega\cdot\text{cm}$)	1000

II.3. Nomenclatures

La formulation du béton de référence sans fibre est nommée « BR ». Les formulations avec des fibres Fibraflex sont nommées comme suit : FF20-30L6 avec « FF » pour « Fibres Fibraflex » ; « 20 » pour le dosage en fibres en kg/m^3 , et enfin les dimensions des fibres en fonction de la dénomination commerciale, ici les fibres F30L6 de dimensions $30 \times 1,6 \times 0,029$ mm. Les formulations avec des fibres de carbone sont nommées comme suit : FC5-V24 avec « FC » pour

« Fibres de Carbone » ; « 5 » pour le dosage en fibres en kg/m³, et enfin la longueur des fibres suivie d'un V comme vierge (non ensimée) ou d'un S comme « sizing » ou ensimée en français.

Le choix a été fait de travailler avec les mêmes dosages volumiques pour les deux types de fibres (Fibraflex et fibres de carbone). Le dosage volumique est calculé comme suit :

$$V_f = \frac{Q_f}{\rho_f} \quad II.1$$

Avec :

V_f , le dosage volumique en fibre (en %)

Q_f , la masse de fibres par m³ de béton

ρ_f , la masse volumique des fibres : 7200 kg/m³ pour les FIBRAFLEX et 1800 kg/m³ pour les fibres de carbone

Il y a un rapport de 4 entre la masse volumique des fibres FIBRAFLEX et celle des fibres de carbone. Ainsi pour un même dosage volumique, il faut 4 fois moins de fibres de carbone en masse. Pour des raisons qui seront expliquées plus tard, pour les fibres de carbone le dosage volumique a été limité à 0,278% (5 kg/m³).

Tableau II. 4 : Nomenclature des formulations Fibraflex ou « FF »

	Nom de la formulation	Fibres	Dosage en fibre (kg/m ³)	Dosage en fibre (% vol.)	Dimensions fibres (mm)
	BR	X	0	0	X
20 kg/m ³	FF20-30L6	Fibraflex (FF30L6)	20	0,278	30×1,6×0,029
	FF20-20L6	Fibraflex (FF20L6)	20	0,278	20×1,6×0,029
	FF20-20E0	Fibraflex (FF20E0)	20	0,278	20×1,0×0,024
30 kg/m ³	FF30-30L6	Fibraflex (FF30L6)	30	0,417	30×1,6×0,029
	FF30-20L6	Fibraflex (FF20L6)	30	0,417	20×1,6×0,029
	FF30-20E0	Fibraflex (FF20E0)	30	0,417	20×1,0×0,024

Tableau II. 5 : Nomenclature des formulations fibres de carbone ou « FC »

	Nom de la formulation	Fibres	Dosage en fibre (kg/m ³)	Dosage en fibre (% vol.)	Longueur fibres (mm)
5 kg/m ³	FC5-V24	Toray Carbon (sans ensimage)	5	0,278	24
	FC5-S24	Toray Carbon (ensimage inconnu)	5	0,278	24

Dans la suite du manuscrit, les formulations avec un dosage de 20 et 30 kg/m³ de fibres FIBRAFLEX sont appelées FF20 et FF30 respectivement. Il en est de même pour les formulations avec 5 kg/m³ de fibres de carbone qui sont appelées FC5.

II.4. Formulations

La première étape de cette étude est la mise au point des formulations de manière qu'elles valident les critères à l'état frais. Pour chaque formulation, le diamètre d'étalement au cône d'Abrams a été mesuré suivant la norme NF EN 12350-08 [11], avec une attention particulière portée sur l'observation des premiers signes de ségrégation. Lorsque la galette de béton frais s'étale, elle doit avoir une forme circulaire et régulière, sans amas au centre. Le mélange doit rester homogène sur l'ensemble de la galette. L'objectif a été d'obtenir des bétons autoplaçants de classe SF1, c'est-à-dire avoir un étalement compris entre 55 et 65 cm de diamètre. Selon la norme, l'étalement est considéré comme régulier, si la condition suivante est respectée :

$$d_1 - d_2 < 50 \text{ mm} \quad \text{II. 2}$$

Où d_1 est le plus grand diamètre de la galette tandis que d_2 est le diamètre dans la direction perpendiculaire. La Figure II. 5 montre l'exemple d'une galette obtenue avec une formulation FF dosée à 20 kg/m³ de fibres qui est conforme aux yeux de la norme.



Figure II. 5 : Exemple d'un étalement au cône d'Abrams obtenu pour un dosage de 20 kg/m³ de FIBRAFLEX

La formulation de référence (BR) qui ne contient pas de fibre, a été mise au point en s'inspirant de celle utilisée dans la thèse de G. Camps [19], dont la thèse a également été financée par l'Andra. Ce choix a été guidé par le fait qu'il s'agissait d'un béton autoplaçant, que les performances mécaniques ciblées sont similaires, que les granulats sont les mêmes et qu'un dosage important en fibres a été utilisé.

Pour chaque formulation, le dosage en superplastifiant a été une variable d'ajustement pour obtenir la maniabilité souhaitée. Le détail des formulations est donné dans le Tableau II. 6.

Tableau II. 6 : Détails des formulations, (E/C = rapport massique Eau/Ciment)

	BR	FF20-30L6	FF20-20L6	FF20-20E0	FF30-30L6	FF30-20L6	FF30-20E0	FC5-S24	FC5-V24
Ciment (kg/m ³)	450	450	450	450	460	460	460	450	450
Filler (kg/m ³)	45								
Sable (kg/m ³)	984								
Gravillon (kg/m ³)	672	672	672	672	659	659	659	672	672
Fibres (kg/m ³)	0	20	20	20	30	30	30	5	5
Superplastifiant (kg/m ³)	4,2	6,6	6,5	5,75	7,45	7,35	7,15	7,2	7,2
Eau (kg/m ³)	187								
Étalement au cône d'Abrams (cm)	65	64	65	62	57	58	57	55	X
E/C	0,42	0,42	0,42	0,42	0,41	0,41	0,41	0,42	0,42

La teneur en air occlus varie peu suivant les formulations, elle fluctue entre 0,6% et 0,8%.

Les fibres ont un fort impact sur le comportement rhéologique du béton, plus le dosage en fibres est important, plus le béton perd en maniabilité. En augmentant le dosage en fibres, la formulation doit être adaptée pour prendre en compte l'impact des fibres sur l'arrangement du squelette granulaire. Pour le passage de 0,27 % à 0,41 % de fibres, les formulations ont dû être adaptées pour respecter le cahier des charges en termes de rhéologie et de résistance à la compression. Pour cela, plusieurs solutions ont été envisagées.

La première solution étudiée a été d'augmenter la quantité de filler pour augmenter le volume de pâte. À la suite des essais de résistance en compression à 28 jours, il a été montré que ce seul levier n'a pas permis d'atteindre le seuil de résistance caractéristique.

Pour atteindre une résistance en compression plus élevée, il est possible de modifier la formulation à différents niveaux. Une solution est de diminuer la quantité d'eau et de la compenser par un ajout en superplastifiant pour maintenir l'étalement du BAP. Seulement, après de nombreuses tentatives, il s'est avéré que l'ajout du superplastifiant présente des limites. En effet, au-delà de 1,7 % de superplastifiant (par rapport à la masse de ciment), le béton a systématiquement montré des signes de ségrégation.

Après plusieurs essais d'optimisation avec un dosage à 30 kg/m³ de fibres Fibraflex, la solution retenue a été d'augmenter la quantité de ciment tout en gardant la même quantité d'eau. Pour compenser le volume de ciment ajouté, ce même volume a été soustrait à celui du gravillon. Ainsi, le rapport E/C est passé de 0,42 à 0,41 et les résistances à la compression obtenues respectent le cahier des charges.

Il a été montré dans la revue de la littérature que les fibres ont un impact majeur sur la rhéologie du béton. Ici, le travail de formulation a permis de voir que les FC entraînent une perte de maniabilité plus importante que les FF. En effet, pour un même dosage volumique en fibre de 0,278 %, il a fallu ajouter entre 10 et 25 % en plus de superplastifiant pour se rapprocher d'une même maniabilité.

En ce qui concerne l'effet de l'ensimage des fibres de carbone, il facilite la manipulation des fibres en limitant le comportement volatile de celles-ci. De plus, si la formulation avec les fibres ensimées ont atteint le seuil minimum d'étalement pour la classe SF1, ce n'est pas le cas des fibres sans ensimage. Cependant, même si l'étalement de la galette n'a pas atteint 55 cm, elle n'a pas montré de signe de ségrégation et est restée homogène sur son ensemble.

II.4.1.1. Procédure de malaxage

II.4.1.2. Malaxeurs utilisés

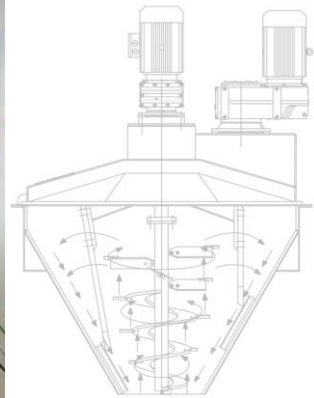
Un malaxeur de capacité maximale de 10 litres a été utilisé pour mettre au point les premières formulations (voir Figure II. 6). Ce malaxeur est constitué d'une seule pale centrale dont la vitesse est réglable à 5 niveaux différents. Il a surtout été utilisé au début de la mise au point des formulations car il est plus simple d'utilisation, et évite d'utiliser d'importantes quantités de matériaux. Avec une puissance limitée, ce malaxeur n'a pas permis d'atteindre les rhéologies souhaitées pour les dosages à 0,41% de fibres FIBRAFLEX et pour les formulations avec les fibres de carbone. C'est pourquoi le malaxeur conique KKM-L GMBH de la marque Kniele (voir Figure II. 7) avec une capacité d'environ 35 litres a ensuite été adopté pour la mise au point de toutes les autres compositions. Ce malaxeur spécialement conçu pour les bétons fibrés comporte deux systèmes de malaxage indépendant dont les puissances peuvent être réglées séparément. Le premier système se compose de pales disposées en forme de vis sans fin de différentes tailles réparties sur la hauteur et un système secondaire constitué de trois pales latérales en rotation contre les parois. De plus, ce malaxeur est équipé d'un ordinateur de bord qui permet de suivre la puissance demandée en temps réel.



Figure II. 6 : Malaxeur de 10 litres initialement utilisé pour la mise au point des formulations

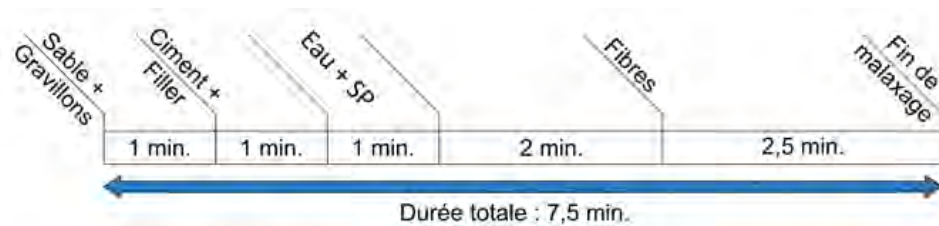


Figure II. 7 : Malaxeur Kniele utilisé pour la confection des éprouvettes



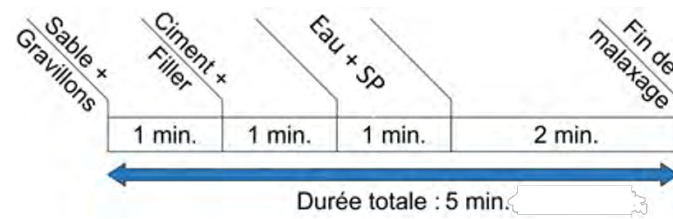
II.4.1.3. Étapes de malaxage

Il a été montré dans la section I.2.3 que la procédure de malaxage est une étape très importante pour assurer une distribution homogène des différents composants au sein du béton. D'après les différentes méthodes présentées dans la littérature, le protocole de malaxage mis au point pour les bétons fibrés est le suivant :



Malaxage à sec du gravillon et du sable	1 min
Ajout du filler et du ciment	1 min
Malaxage à sec	1 min
Ajout progressif de l'eau et du superplastifiant	1 min
Malaxage humide	2 min
Ajout manuel des fibres	2 min 30 secs
Total :	7 min 30 secs

Le procédé de malaxage est le même pour le béton de référence sans la dernière étape :



Malaxage à sec du gravillon et du sable	1 min
Ajout du filler et du ciment	1 min
Malaxage à sec	1 min
Ajout progressif de l'eau et du superplastifiant	1 min
Malaxage humide	2 min
Total :	5 min

II.4.1.4. Suivi de la puissance de malaxage

Le suivi de la puissance de malaxage est un bon indicateur pour déterminer le temps de malaxage optimal et vérifier la cohérence/la répétabilité du processus. Il a été montré dans la partie I.2.3 que lorsque la puissance de malaxage atteint un palier stabilisé pendant une certaine durée cela indique que le mélange est devenu homogène.

Pour vérifier si le procédé de malaxage a été correctement élaboré, un suivi de la puissance de malaxage au cours du temps a été réalisé. Ces données ont été récoltées directement depuis l'ordinateur de bord du malaxeur KNIELE. La Figure II. 8 montre l'évolution de la puissance demandée lors du processus de malaxage pour différentes compositions, à savoir les 3 formulations FF à 30 kg/m³ et les 2 formulations FC à 5 kg/m³. Pour unifier les courbes à une même unité de volume de béton, les résultats sont représentés avec l'intensité du courant appelée par le malaxeur divisé par le volume de béton malaxé (en Ampère/litre).

De 0 à 60 secondes, les granulats sont malaxés à sec, ensuite, le ciment et le filler sont ajoutés et le tout est malaxé pendant 60 secondes. A partir de 120 secondes, l'eau et le superplastifiant sont ajoutés progressivement pendant 60 secondes. Ensuite, et ce jusqu'à 300 secondes, le mélange est homogénéisé. Enfin, les fibres sont ajoutées et le mélange est malaxé pendant 150 secondes supplémentaires pour assurer une répartition homogène des fibres.

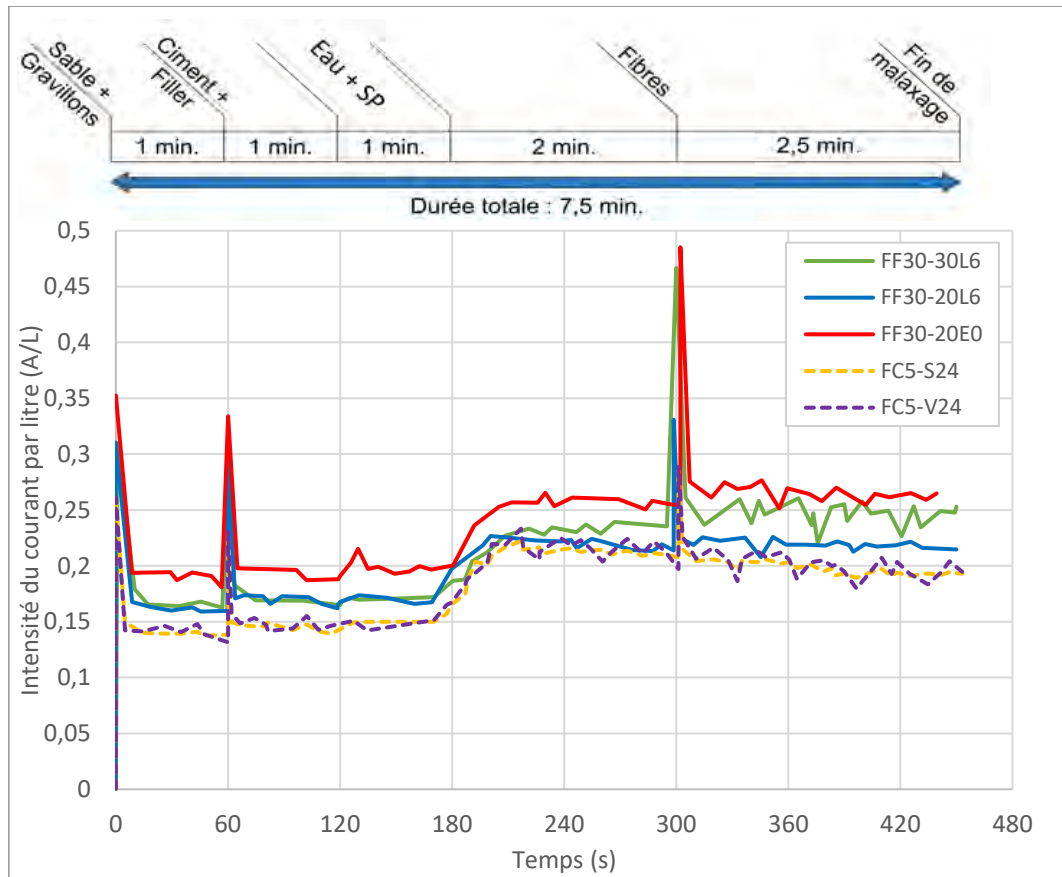


Figure II. 8 : Suivi de l'intensité du courant (A/l) du malaxeur en fonction du temps

Sur la Figure II. 8, le premier pic est typique du courant de démarrage du moteur électrique en charge. Même cause, même effet, les pics de puissance suivants correspondent au moment où le malaxeur a été relancé à la suite d'un ajout de matériau. Pendant les deux premières étapes du processus de malaxage, la puissance reste relativement constante car à ce moment-là, seuls les matériaux secs sont présents. Même lorsque l'eau est ajoutée de manière progressive (entre 120 et 180 secs) la puissance reste relativement constante. C'est seulement après un certain temps d'homogénéisation où les molécules d'eau se dispersent dans le mélange que la puissance augmente de manière progressive. En effet, l'eau entraîne une augmentation de la cohésion des particules et donc une augmentation de la viscosité du mélange [87]. Après environ 40 secondes suite à la fin de l'ajout de l'eau, la puissance se stabilise jusqu'à l'ajout des fibres à 300 secs. Ce palier de stabilisation permet de dire que le mélange sans les fibres est homogène. Suivant le procédé de malaxage, l'incorporation des fibres se fait lorsque le malaxeur est arrêté. Donc à ce moment-là les fibres se retrouvent toutes à la surface du mélange. C'est pourquoi lors de la remise en route du malaxeur, le pic de puissance est encore plus important que pour les précédentes phases. En effet, les fibres sont alors localisées en partie supérieure du mélange et donc pour la remise en route des pales, une grande puissance est nécessaire. Ensuite, la puissance évolue en dents de scie pendant environ 60 secondes et tend à se stabiliser jusqu'à la

fin du process. Cette dernière observation est moins vérifiée pour les formulations FF30-30L6 et FC5-V24, car ce sont ces fibres qui impactent le plus la rhéologie et de fait celles qui rendent le mélange le plus difficile à homogénéiser.

II.5. Porosité accessible à l'eau et masse volumique

II.5.1. Méthodes

Des mesures de porosité accessible à l'eau ont été réalisées dans le but de quantifier l'impact des fibres sur cet indicateur de durabilité du béton. D'après la littérature, l'ajout de fibres peut augmenter la porosité du béton [88], ce qui peut engendrer une perte de résistance en compression. Ces mesures sont également réalisées dans le but de les mettre en parallèle avec les propriétés électriques des bétons. Comme une partie de la conductivité électrique se fait par le biais de la solution interstitielle (contenue dans les pores), l'analyse de la porosité du béton est un paramètre important à prendre en considération.

Cet essai est régi par la norme NF P 18-459 : « Béton - Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique » [89]. La norme prescrit un volume d'éprouvette compris entre 0,4 et 1,6 litres. Trois échantillons cylindriques ($7(ht) \times 11(\varnothing)cm$) ont été testés après 28 jours de cure pour chaque formulation. L'essai consiste à placer des échantillons dans une enceinte hermétique, de dégazer les corps d'épreuve et de les submerger d'eau pendant 44 h pour saturer la porosité. Après ce délai, les échantillons sont pesés grâce à une balance hydrostatique, la nouvelle masse est alors notée M_{eau} . Ensuite, les échantillons sont sortis de l'eau, essuyés rapidement et de nouveau pesés, la masse est notée M_{air} . Enfin, ils sont séchés à $105^{\circ}C$ jusqu'à la stabilisation de la masse atteinte lorsque les masses ne diffèrent pas de plus de 0,05% entre deux pesées espacées de 24h. Une fois secs, on détermine la masse M_{sec} . La porosité ε et la masse volumique apparente ρ_d sont alors données par les équations II.3 et II.4.

$$\rho_d = \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \rho_{eau} \quad II.3$$

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad II.4$$

Avec ρ_{eau} la masse volumique de l'eau en kg/m^3 .

Suivant la norme, la masse volumique (ρ_d) doit être arrondie à la dizaine près et la porosité (ε) au dixième près.

II.5.2. Résultats

Les résultats des masses volumiques apparentes et des porosités accessibles à l'eau sont donnés dans le Tableau II.7. Pour chaque formulation, les mesures ont été réalisées sur trois échantillons prélevés sur la hauteur d'une même éprouvette cylindrique de 11 cm de diamètre et 22 cm de hauteur.

Tableau II.7 : Masses volumiques apparentes et porosités accessibles à l'eau

	ρ_d (kg/m ³)		ε (%)	
BR	2250	± 11	14,1	± 0,3
FF20-30L6	2310	± 15	13,3	± 0,6
FF20-20L6	2280	± 5	13,3	± 0,3
FF20-20E0	2270	± 8	13,3	± 0,1
FF30-30L6	2270	± 16	14,1	± 0,7
FF30-20L6	2280	± 13	13,9	± 0,7
FF30-20E0	2260	± 14	14,0	± 0,8
FC5-V24	2250	± 16	13,4	± 0,9
FC5-S24	2250	± 14	12,9	± 0,3

La Figure II.9 montre que l'ajout des fibres semble avoir un impact minime sur les masses volumiques apparentes. Pour les formulations renforcées par des fibres FF, on constate une légère augmentation de la masse volumique. Cette augmentation est due au fait que les fibres ont une densité nettement plus élevée (7,2) par rapport à celles des granulats et du ciment, ce qui entraîne une légère hausse de la masse volumique globale du béton fibré. Pour les formulations contenant des fibres de carbone, les masses volumiques sont équivalentes à celle du BR car les fibres ont une densité (de l'ordre de 1,8), qui est plus proche de celles des autres matériaux.

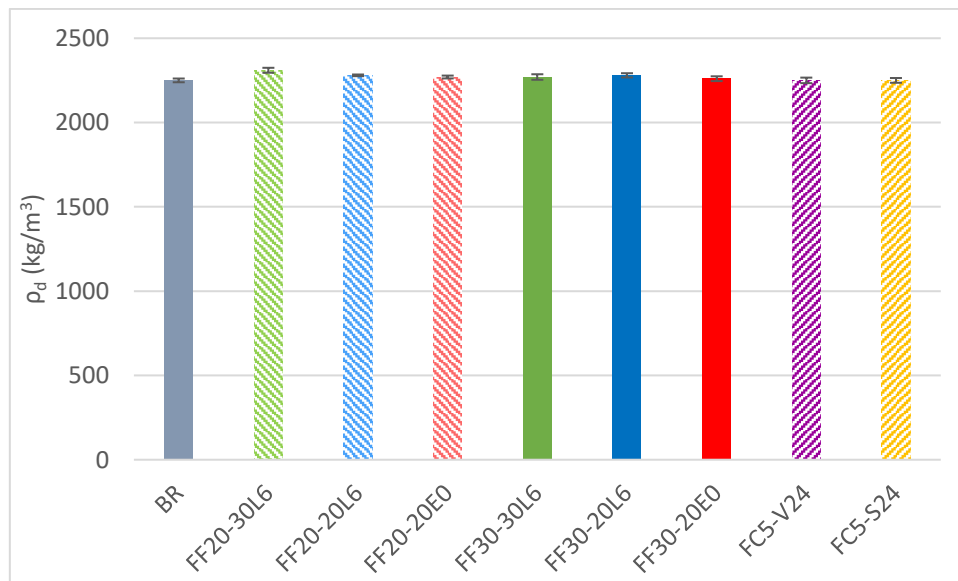


Figure II.9 : Masses volumiques apparentes

Contrairement à ce qui est classiquement rapporté dans la littérature, les mesures indiquent que la porosité accessible à l'eau est faiblement impactée par l'ajout des fibres. La formulation de référence a une porosité de 14,1% et les formulations fibrées ont toutes une porosité comprise entre 13,3% et 14,1%. Si l'on considère que l'ajout de fibres devraient déstructurer le mélange pâte de ciment/granulats, une augmentation de la porosité totale devrait être observée. Dans le cas présent, ces formulations autoplaçantes contiennent plus de superplastifiant ce qui entraîne une augmentation de compacité et donc une diminution de la porosité [90]. Ainsi l'impact néfaste des fibres et l'impact bénéfique du superplastifiant se compensent, de sorte qu'il y a finalement peu de différence entre les formulations.

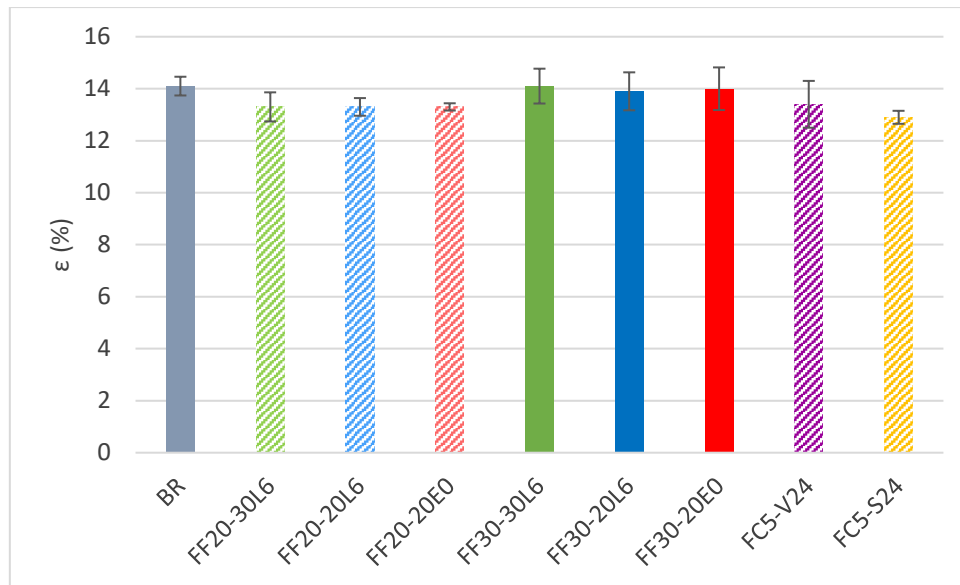


Figure II.10 : Porosités accessibles à l'eau

II.6. Résistance à la compression

II.6.1. Méthode

Les essais de compression ont été réalisés conformément à la norme NF EN 12390-3 : « Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes » [91]. Pour chaque formulation, 3 éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et 22 cm de hauteur ont été testées à 28 jours. Les éprouvettes ont été conservées en conditions de cure (20°C et 90 % HR) dès le coulage jusqu'au moment de l'essai. Les éprouvettes sont rectifiées et une attention particulière doit être portée au placement de l'éprouvette au centre des plateaux de la presse pour assurer un chargement en compression uni-axiale. L'essai consiste à mettre en charge l'éprouvette avec une vitesse de chargement de 0,6 ($\pm 0,2$) MPa/s jusqu'à la rupture.

II.6.2. Résultats

Les fibres n'ont pas d'impact significatif sur la résistance en compression du béton. Le cahier des charges de l'Andra a prescrit un béton de classe C60/75. Le « 60 » correspondant à la résistance à la compression caractéristique du béton sur éprouvette cylindrique tandis que le «75» est associé à des éprouvettes cubiques. Pour calculer la résistance caractéristique (f_{ck}), il faut déterminer dans un premier temps la résistance moyenne (f_{cm}), qui correspond à la moyenne des résistances à la compression calculées sur des éprouvettes cylindriques 11×22 cm ($f_{c,cyl}$).

$$f_{c,cyl} = 0,98 \times R_{28j} \quad \text{II. 5}$$

pour $R_{28j} \geq 50 \text{ MPa}$ et éprouvettes « 11x22 »

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{c,cyl_i}}{n} \quad \text{II. 6}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{II. 7}$$

Avec R_{28j} , la résistance à la compression en MPa, n , le nombre d'éprouvettes testées

Les résistances en compression (R_{28j}) des différentes formulations sont consignées sur la Figure II. 11.

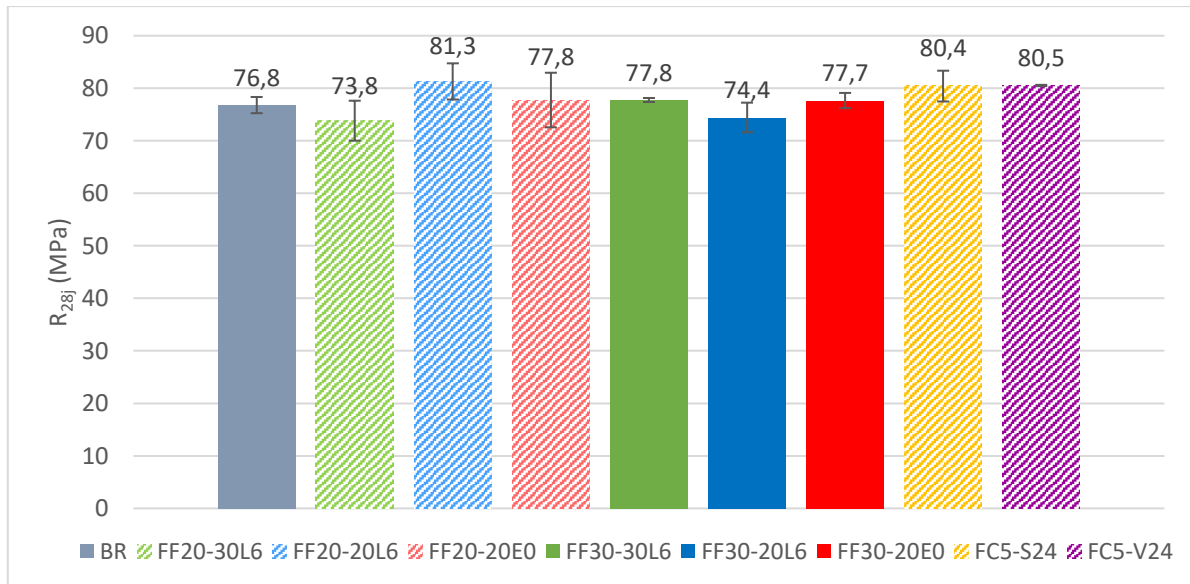


Figure II. 11 : Résistances à compression à 28 jours des différentes formulations

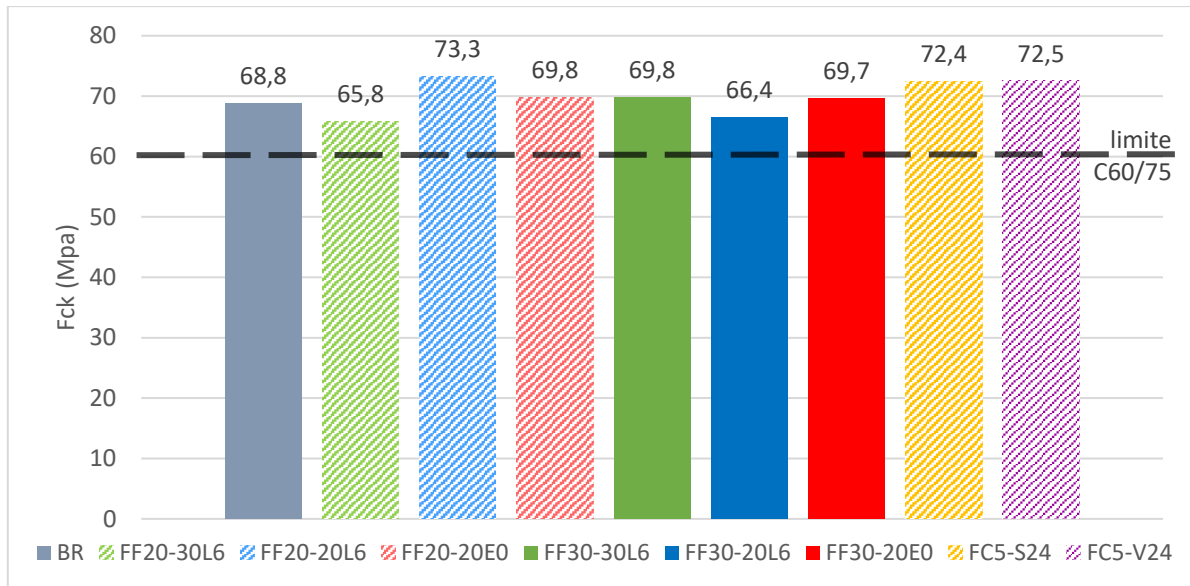


Figure II. 12 : Résistances caractéristiques (F_{ck}) des bétons

La Figure II. 12 illustre les résistances caractéristiques en compression obtenues pour les 9 formulations.

La formulation de référence (BR), et les formulations avec 0,27% de fibres satisfont le cahier des charges de l'Andra avec la même quantité de ciment (450 kg/m^3). C'est-à-dire une résistance caractéristique supérieure à 60 MPa. Cependant, avec le même rapport E/C, les formulations à 0,41% de FIBRAFLEX n'avaient pas atteint la résistance caractéristique imposée par le cahier des charges. C'est pourquoi ces formulations ont été ajustées en augmentant la quantité de ciment, en passant de 450 kg/m^3 à 460 kg/m^3 .

II.7. Suivi des résistances à la compression au cours du temps

II.7.1. Méthode

Pour établir la cinétique du développement de résistance à la compression des différentes formulations, une campagne de mesure a été réalisée. Pour cela, deux cubes de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ par formulation ont été préparés pour chaque échéance : 24h, 48h, 7 jours, 14 jours, 21 jours et 28 jours. Pendant toute la durée de cure, les éprouvettes ont été conservées à 20°C et 90% HR.

Tout comme les essais de compression sur cylindre, la consigne de chargement a été de 0,6 MPa/s jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

II.7.2. Résultats

La Figure II. 13 et la Figure II. 14 montrent l'évolution des résistances à la compression en fonction du temps d'hydratation pour les différentes formulations.

L'augmentation de la résistance à la compression est induite par l'hydratation du ciment. Le CEM III/A utilisé dans cette étude est composé à 36% de clinker et à 64% de laitiers de hauts fourneaux. Avec ce taux important en laitier, les résistances au jeune âge sont plus faibles que pour un ciment classique. C'est tout de même au jeune âge (entre 1j et 7j) que la cinétique du développement de la résistance est la plus rapide. Par la suite, elle se stabilise progressivement jusqu'à 28 jours. L'équation II. 8 issue de l'Eurocode 2 permet de calculer l'évolution de la résistance du béton au jeune âge en fonction de sa résistance à 28 jours.

Où :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad \text{II. 8}$$

avec :

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1-(\frac{28}{t})^{\frac{1}{2}})} \quad \text{II. 9}$$

t , l'âge du béton, en jours, décompté à partir du coulage

f_{cm} , la résistance à la compression à 28 jours

s , un coefficient qui dépend de la nature du ciment. Dans notre cas, avec le CEM III/A mis en œuvre, s est pris égal à 0,25.

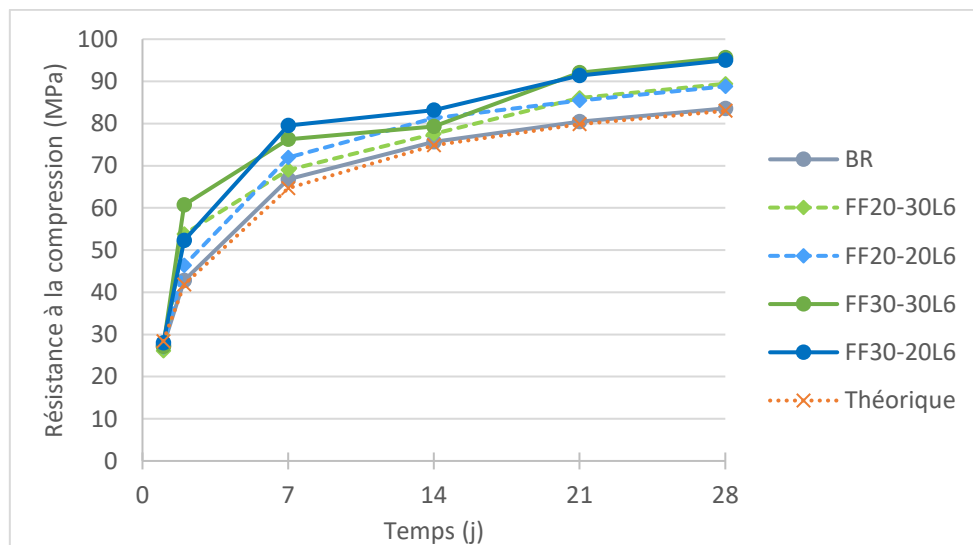


Figure II. 13 : Résistance à la compression en fonction du temps – FIBRAFLEX

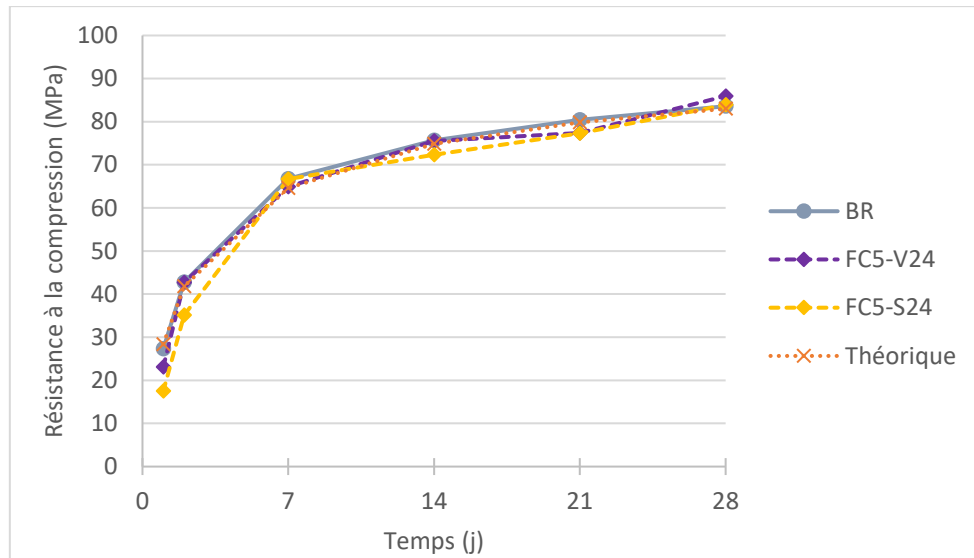


Figure II. 14: Résistance à la compression en fonction du temps – Fibres de carbone

II.8. Module d'élasticité et coefficient de Poisson

II.8.1. Méthode

Le module d'élasticité a été déterminé conformément à la norme NF EN 12390-13 « Essais pour béton durci – Partie 13 : Détermination du module sécant d'élasticité en compression » [92]. Le principe de l'essai consiste à appliquer un chargement cyclique en compression à une éprouvette cylindrique. Pour s'assurer de rester dans le domaine de l'élasticité, la charge maximale appliquée (palier haut) est égale à $\sigma_a = f_{cm}/3$. Le palier inférieur de charge est fixé à $\sigma_p = f_{cm}/10$. La vitesse de chargement et de déchargement est fixée à $\pm 0,6$ MPa/s et la contrainte est gardée constante pendant 20 secondes pour chaque palier. Ce scénario de chargement est présenté sur la Figure II. 15 et le module sécant d'élasticité est calculé d'après l'équation II. 10.

$$E = (\sigma_a - \sigma_p) / (\varepsilon_a - \varepsilon_p) \quad \text{II. 10}$$

Avec σ_a ; σ_p et ε_a ; ε_p sont respectivement les contraintes et les déformations moyennes définies dans la norme NF EN 12390-13 (voir Figure II. 15). Pour déterminer ces valeurs, les moyennes sont calculées sur seulement 2 des 3 cycles. Les moyennes de ε_a^2 et ε_a^3 , et σ_a^2 et σ_a^3 pour les déformations et les contraintes en paliers haut, et de la même manière pour les paliers bas avec ε_p^1 et ε_p^2 , et σ_p^1 et σ_p^2 .

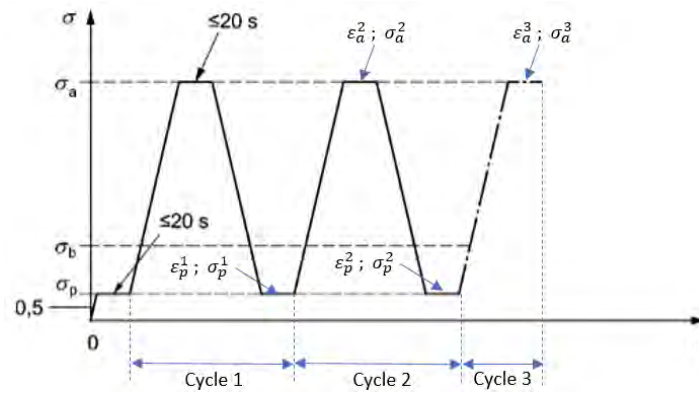


Figure II. 15 : Scénario de chargement d'après la norme NF EN 12390-13 [92]

Pour mesurer les déformations longitudinales, une cage extensométrique équipée de 3 capteurs a été installée. Pour les déformations horizontales, ce sont 3 jauges de déformation disposées à 120° l'une de l'autre qui ont été collées sur la périphérie de l'éprouvette à mi-hauteur.

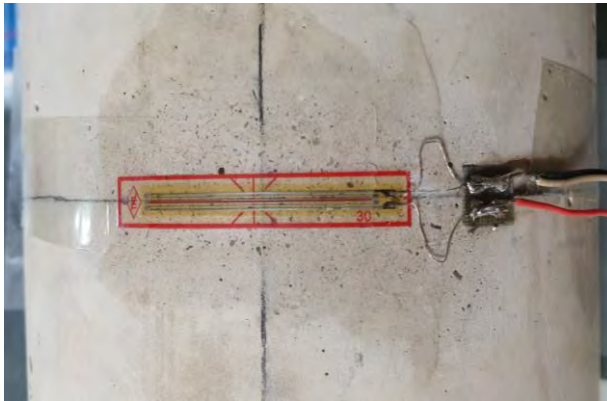


Figure II. 16 : Jauge de déformation utilisée pour mesurer la déformation radiale



Figure II. 17 : Cage extensométrique utilisée pour la déformation longitudinale

II.8.2. Résultats

II.8.2.1. Module d'élasticité

Pour déterminer les contraintes de palier haut et bas, une éprouvette est testée en premier lieu pour déterminer la résistance à la compression de chaque composition. Ensuite, pour chaque formulation, 3 éprouvettes ont été testées. Ces essais ont été réalisés après 28 jours de cure (20°C et 90 % HR).

Le module d'élasticité est déterminé tel qu'il est défini dans la norme, en prenant les déformations moyennes et la moyenne de la contrainte appliquée pendant les paliers de chargement. Les résultats exposés sur la Figure II. 18. Ils montrent que les fibres ont un impact mineur sur le module d'élasticité. Cela peut s'expliquer facilement car les fibres ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Or, à 30% de la résistance à la compression du béton, ce dernier n'est pas endommagé.

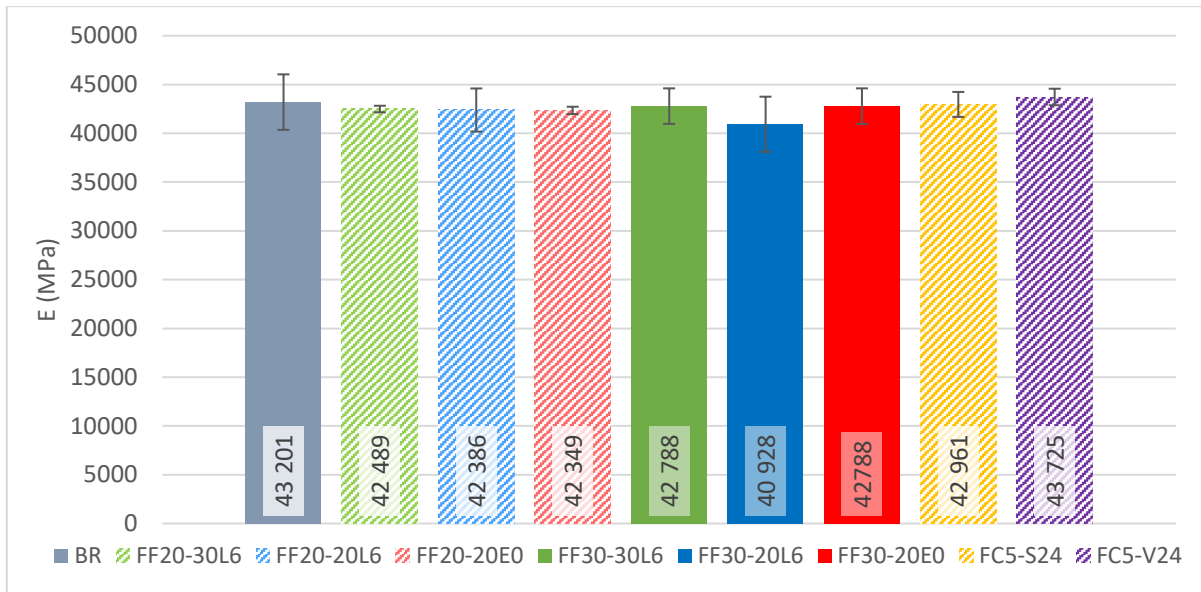


Figure II. 18 : Modules d'élasticité des différentes formulations

II.8.2.2. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est défini comme le rapport entre la déformation transversale sur la déformation longitudinale, il est calculé suivant l'équation II.11.

$$\frac{(\Delta l/l_0)}{(\Delta L/L_0)} \quad \text{II.11}$$

Avec :

$\Delta l/l_0$, la déformation horizontale

$\Delta L/L_0$, la déformation longitudinale

Comme le montre la Figure II. 19, l'ajout de fibres n'a pas d'incidences significatives sur le coefficient de Poisson, et ce, pour les mêmes raisons que pour le module de l'élasticité.

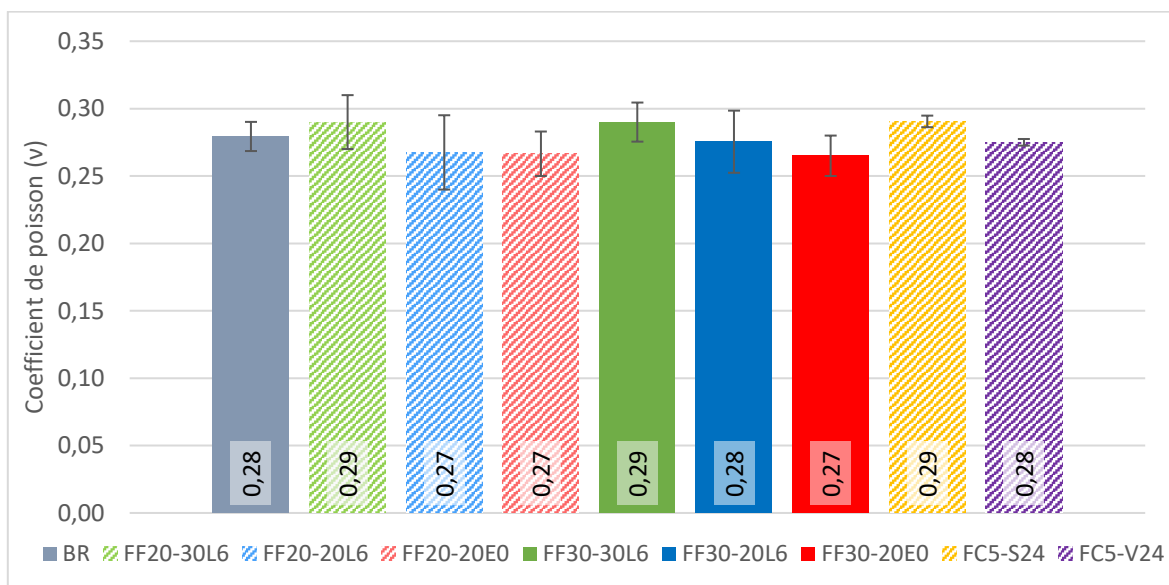


Figure II. 19 : Coefficients de poisson obtenus pour les différentes formulations

II.9. Traction par flexion

II.9.1. Méthode

La norme européenne NF EN 14651 « Méthode d'essai du béton de fibres métalliques - Mesurage de la résistance à la traction par flexion (limite de proportionnalité (LOP), résistance résiduelle) » [31] décrit la méthode à suivre pour réaliser un essai de traction par flexion pour un béton fibré.

Pour cet essai, l'éprouvette a une section de 150×150 mm² et une longueur comprise entre 550 mm et 700 mm. Au milieu de l'éprouvette, une entaille dont la largeur doit être inférieure ou égale à 5 mm de largeur est réalisée de telle sorte à avoir une distance entre le fond de la fissure et la face supérieure de l'éprouvette h_{sp} de 125 (±1) mm (voir Figure II. 20).

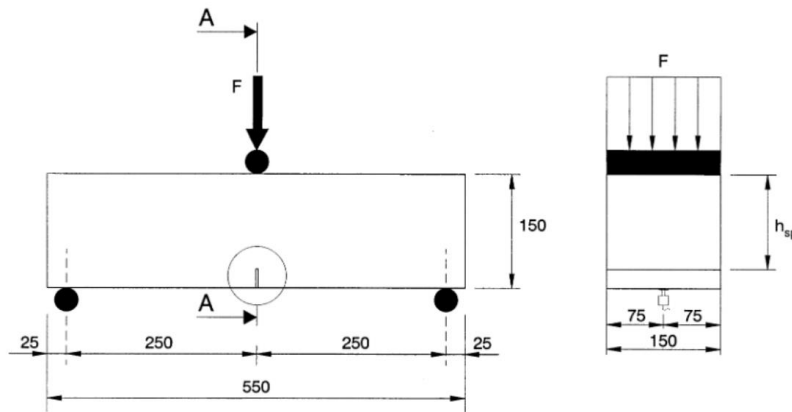


Figure II. 20 : Installation de l'essai de flexion suivant la norme européenne [31]

L'ouverture de la fissure (ou CMOD pour Crack Mouth Opening Displacement) est mesurée avec un capteur type pince et la flèche est mesurée avec un capteur de déplacement type LVDT.

L'éprouvette est soumise à de la flexion 3 points et la vitesse de chargement est contrôlée de telle sorte que la fissure s'ouvre à une vitesse constante. La vitesse initiale est fixée à 0,05 mm/min jusqu'à atteindre 0,1 mm de CMOD puis elle passe à 0,2 mm/min jusqu'à la rupture de l'éprouvette. L'essai doit se poursuivre jusqu'à une valeur minimale de 4 mm de CMOD.

Cette norme définit plusieurs paramètres à calculer, notamment la limite de proportionnalité, qui est donnée par l'équation II. 12.

$$f_{fct,L} = \frac{3F_L L}{2bh_{sp}^2} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{II. 12}$$

Où : F_L la charge maximale atteinte avant 0,05 mm de CMOD, L la distance entre les deux appuis, b la largeur et h_{sp} la hauteur résiduelle de l'éprouvette (hauteur hors entaille).

Les résistances résiduelles à la traction par flexion f_{Rj} sont données par l'équation II. 13. Elles se calculent pour différentes valeurs d'ouvertures de fissure allant de 0,25 à 3,5 mm.

$$f_{Rj} = \frac{3F_jL}{2bh_{sp}^2} \quad \text{II. 13}$$

Où F_j est la charge correspondant à $CMOD_j$, à savoir $CMOD_0 = 0,25$ mm ; $CMOD_1 = 0,5$ mm ; $CMOD_2 = 1,5$ mm ; $CMOD_3 = 2,5$ mm ; $CMOD_4 = 3,5$ mm.

A noter que dans la norme il n'est pas demandé de calculer f_{R0} , c'est-à-dire la résistance résiduelle à une CMOD de 0,25mm. Cependant, étant donné l'efficacité des FIBRAFLEX à limiter l'ouverture des fissures dès les plus faibles valeurs, il semble important de considérer ce paramètre.

II.9.2. Résultats

Pour chaque formulation, 3 éprouvettes ont été testées. Les courbes obtenues sont données sur la Figure II.23 et la Figure II.24. Ces courbes sont obtenues en faisant la moyenne des trois éprouvettes par formulation. Le détail de toutes les éprouvettes est donné en annexe.

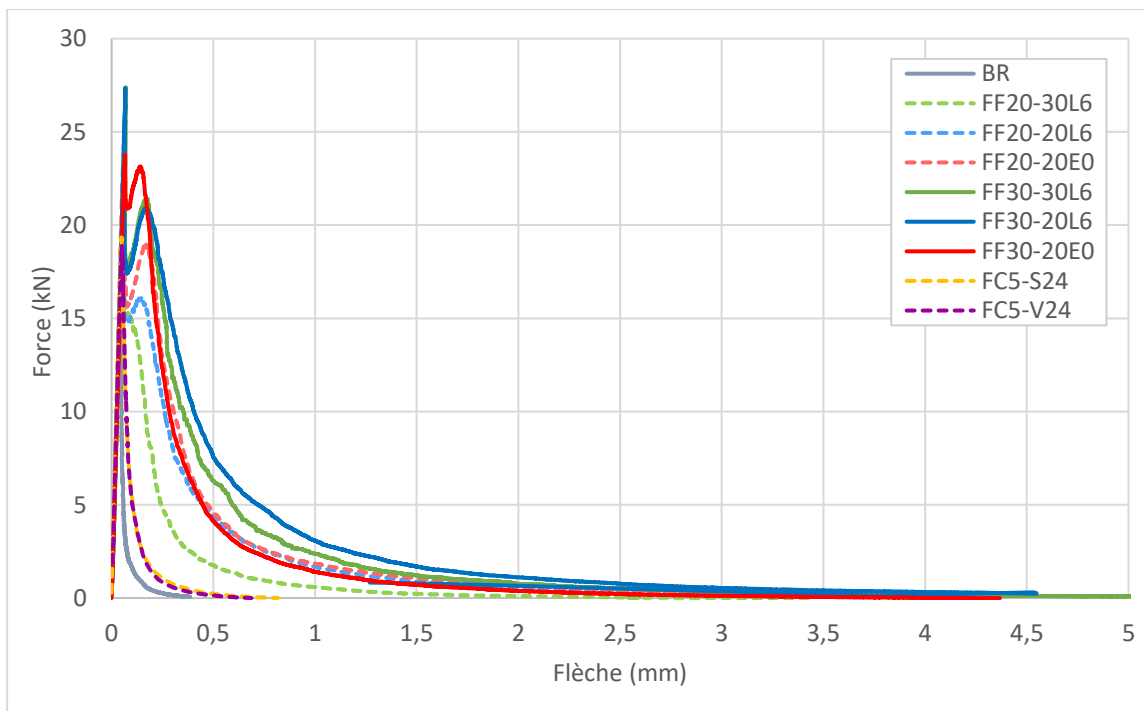


Figure II.21 : Courbe Force-Flèche (0-5mm)

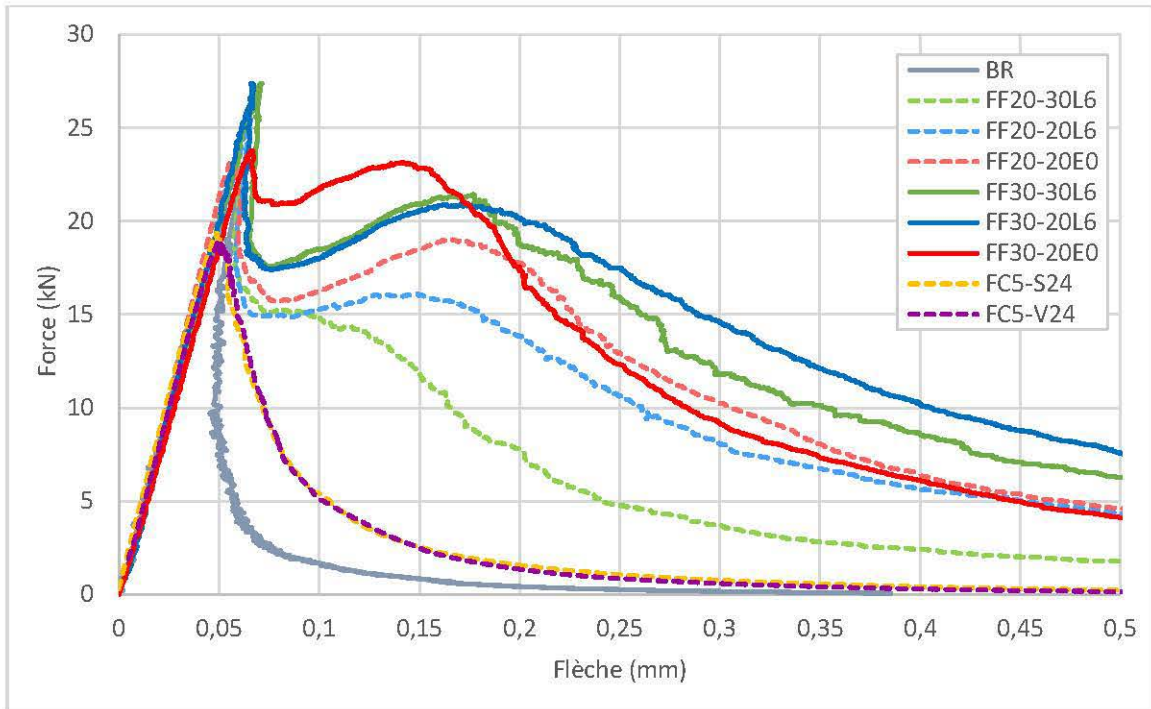


Figure II.22 : Courbe Force-Flèche (0-0,5mm)

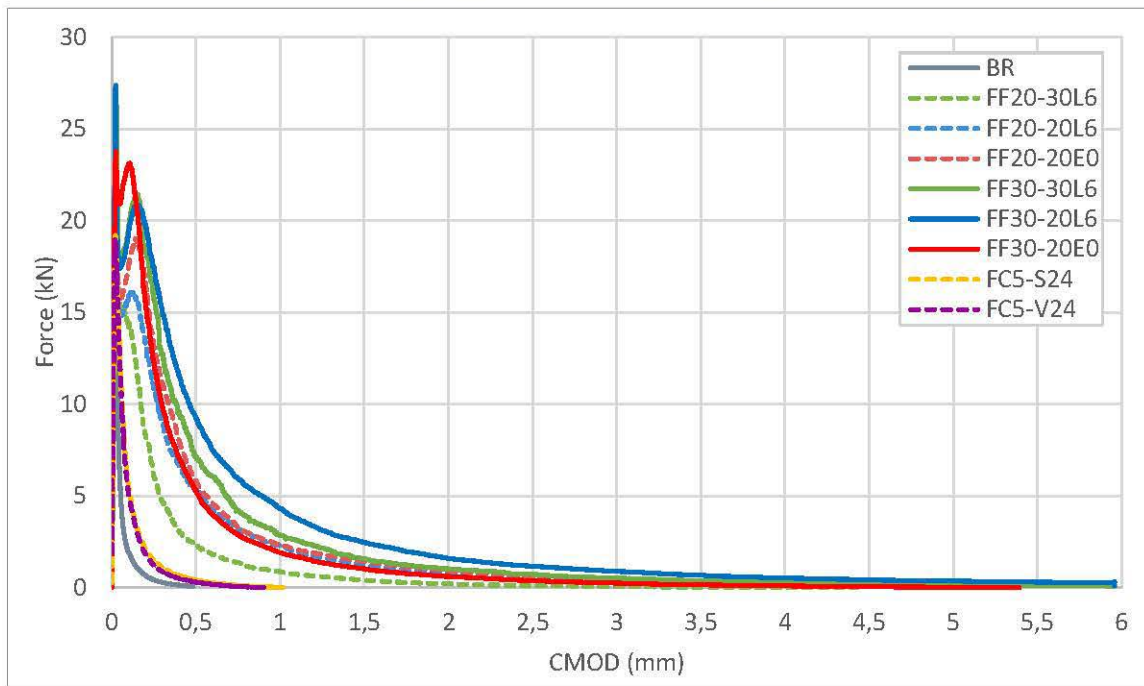


Figure II.23 : Courbes Force-CMOD (0-6 mm)

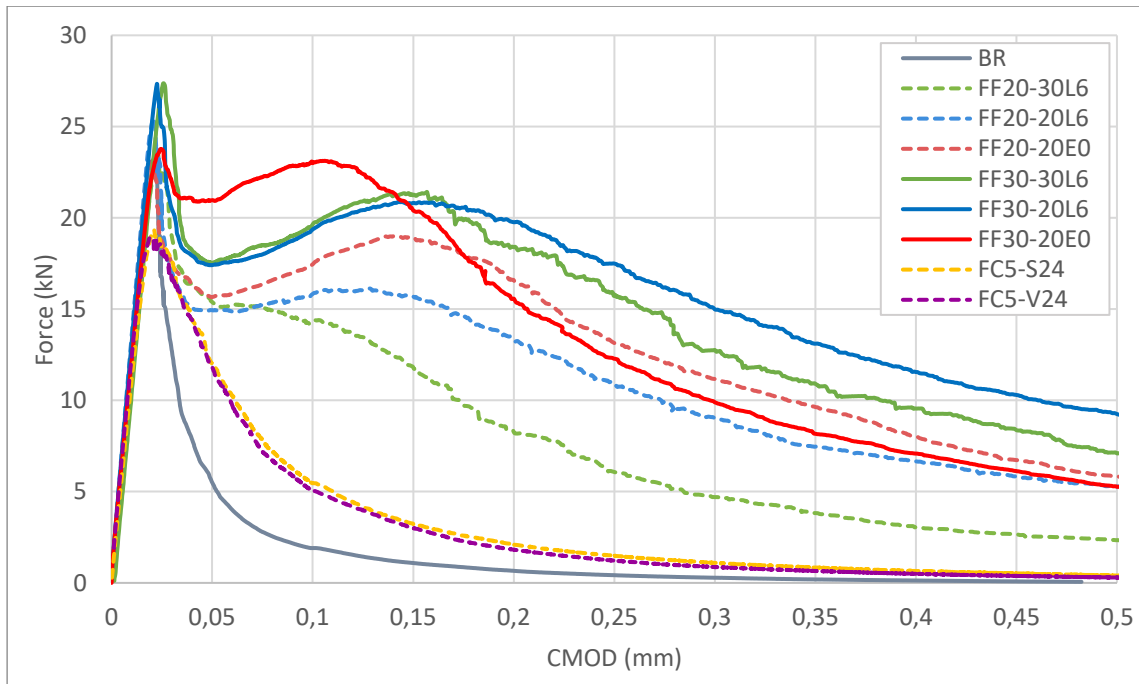


Figure II.24 : Courbes Force-CMOD (0-0,5 mm)

II.9.2.1. Comportement global

L'essai de traction par flexion est un des essais le plus utilisé pour quantifier l'apport des fibres sur les performances mécaniques du béton. Celui-ci permet d'analyser l'apport des fibres en termes de résistance, de capacité de déformation et de résistances résiduelles post-pic.

Les résultats du BR montrent que la première partie de la courbe Force-Flèche est linéaire car le béton est dans son domaine élastique. Même si des premières microfissures commencent à se développer à environ 63% de la force au pic [93], la perte de rigidité est alors minimale et la courbe reste tout de même linéaire jusqu'au voisinage du pic. Après le pic de chargement, la courbe chute drastiquement, la très faible capacité de déformation du BR engendre un comportement post-pic qualifié de fragile. Alors que le pic est atteint à 0,02 mm de CMOD, la force a déjà chuté de près de 80% à seulement 0,05 mm de CMOD. A partir d'une CMOD de 0,5 mm, la capacité portante résiduelle est déjà nulle.

Les 6 formulations avec un renforcement de 20 et 30 kg/m³ de fibres FIBRAFLEX montrent plus ou moins la même réponse sur la courbe Force-CMOD. La première partie de la courbe est linéaire, les fibres ne sont pas encore sollicitées et la pente de la courbe Force-Flèche est la même que celle du BR. Même juste après le pic, l'ouverture de la fissure est trop faible pour que les fibres soient efficacement mobilisées. Il en résulte une diminution assez rapide de la force d'environ 33 à 42 % par rapport au pic. La fissure s'ouvre davantage pour atteindre environ 0,035 mm de CMOD et c'est à ce moment-là que les fibres pontent activement la

fissure. Un comportement durcissant est alors observé, le béton regagne progressivement en capacité portante jusqu'à 0,1 mm à 0,15 mm de CMOD.

Ce comportement durcissant est observé pour toutes les formulations avec des FIBRAFLEX sauf pour FF20-30L6. Comme ces fibres ont des dimensions plus importantes que les autres, le nombre de fibres pour un même dosage est plus faible. Pour un même dosage, il y a 1,5 fois plus de FF20L6 et 2,9 fois plus de FF20E0 que de FF30L6. Ce qui veut dire que la probabilité qu'une fibre intercepte une fissure est plus faible.

Les formulations à 20 et 30 kg/m³ de fibres F20E0 ont des comportements semblables. Ces fibres sont celles qui ont le volume par fibre le plus faible, donc pour le même dosage, le nombre de fibres est plus important. En augmentant le dosage, leur nombre augmente aussi et les risques d'interactions, entre fibres également. Dans ce cas, l'ancrage des fibres peut être altéré. Comme le montre la Figure II. 25 obtenue après la rupture d'une éprouvette, si deux fibres sont très proches l'une de l'autre, il est possible que la couche de pâte cimentaire qui les enrobe ne soit pas suffisante pour assurer un ancrage optimal. Cependant, même si après avoir dépassé 0,15 mm de CMOD, l'augmentation du dosage en fibres F20E0 ne semble pas être aussi efficace que les autres, sur une faible gamme de CMOD elles le sont. En effet, pour l'ensemble des formulations, avec un dosage plus important, c'est surtout le comportement juste après le pic qui change, c'est-à-dire entre le pic et environ 0,2 mm de CMOD.



Figure II. 25 : Interaction néfaste entre deux fibres Fibraflex (observation au microscope optique)

Après le palier où la force se stabilise, les résistances résiduelles des formulations FIBRAFLEX diminuent progressivement jusqu'à la rupture totale de l'éprouvette. Alors que la fissure s'ouvre et se propage sur la hauteur de l'éprouvette la contrainte de traction dans les fibres augmente. Elles rompent les unes après les autres dès que leur résistance à la traction est atteinte. Grâce à

leur forte adhérence avec la matrice, ces fibres cassent sans glissement significatif. Il en résulte que ces fibres sont très efficaces pour des faibles ouvertures de fissure.

Pour les formulations renforcées par des fibres de carbone, au même titre que les FIBRAFLEX, le comportement avant le pic est le même que celui du BR. Les fibres ne sont sollicitées qu'une fois la fissure est développée. Les fibres de carbone n'apportent qu'une légère amélioration des performances en post-pic, globalement le comportement des FC se rapproche de celui du BR. Néanmoins, la baisse de la résistance résiduelle post pic est plus lente et la rupture survient à une ouverture de fissure plus élevée que celle du BR. Le pic est atteint à une ouverture de fissure d'environ 0,02 mm et lorsque la fissure atteint 0,05 mm, la force a été réduite d'environ 40% pour les FC contre 80% pour le BR.

II.9.2.2. Limite de proportionnalité et résistances résiduelles

Les détails des résultats de limite de proportionnalité et de résistances résiduelles sont donnés dans le Tableau II. 8.

Tableau II. 8 : Principales données des essais de flexion 3 pts (F_L : charge maximale atteinte, $f_{ct,L}$: limite de proportionnalité, $CMOD_{pic}$: ouverture de la fissure au moment du pic, f_{R0-4} : résistances résiduelles à la traction par flexion)

	F_L (kN)	$f_{ct,L}$ (MPa)	$CMOD_{pic}$ (mm)	f_{R0} (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
BR	23,29 ± 0,497	7,45 ± 0,159	0,02 ± 0,001	0,14 ± 0,01	0,005 ± 0,006	X	X	X
FF20-30L6	23,93 ± 2,75	7,66 ± 0,88	0,025 ± 0,003	1,95 ± 0,11	0,75 ± 0,19	0,13 ± 0,04	0,04 ± 0,02	0,006 ± 0,008
FF20-20L6	25,67 ± 0,29	8,21 ± 0,09	0,021 ± 0,001	3,51 ± 0,38	1,69 ± 0,08	0,39 ± 0,03	0,17 ± 0,01	0,081 ± 0,007
FF20-20E0	23,82 ± 1,59	7,62 ± 0,51	0,020 ± 0,001	4,23 ± 0,61	1,87 ± 0,25	0,45 ± 0,09	0,20 ± 0,04	0,095 ± 0,012
FF30-30L6	27,97 ± 0,83	8,95 ± 0,27	0,025 ± 0,001	4,77 ± 0,37	2,27 ± 0,003	0,47 ± 0,04	0,20 ± 0,05	0,095 ± 0,031
FF30-20L6	27,75 ± 1,16	8,88 ± 0,37	0,024 ± 0,002	5,60 ± 0,74	2,98 ± 0,48	0,79 ± 0,29	0,37 ± 0,17	0,214 ± 0,091
FF30-20E0	24,47 ± 0,17	7,83 ± 0,06	0,024 ± 0,001	3,81 ± 0,50	1,72 ± 0,41	0,33 ± 0,10	0,13 ± 0,03	0,050 ± 0,01
FC5-S24	19,45 ± 0,53	6,22 ± 0,17	0,022 ± 0,001	0,477 ± 0,005	0,128 ± 0,001	X	X	X
FC5-V24	19,14 ± 1,55	6,22 ± 0,49	0,021 ± 0,003	0,392 ± 0,024	0,095 ± 0,001	X	X	X

Comme le montre la Figure II. 26, la limite de proportionnalité n'est pas aussi significativement impactée par la présence des fibres métalliques amorphes que ce qui a pu être rapporté dans la littérature [23] [37] [38] [35]. L'hypothèse proposée est que l'ouverture de fissure est sans doute trop faible pour les fibres comment à être sollicitées. Pour la même raison, la valeur de la $CMOD$ au pic est elle aussi peu impactée par la présence des fibres. On notera cependant

qu'avec un dosage de 0,27% de FIBRAFLEX, la résistance à la traction par flexion est tout de même augmentée de 2 à 10% selon les dimensions des fibres. Avec un dosage de 0,41%, l'impact des fibres est plus significatif, avec une augmentation de 20%, 19% et 6% par rapport au BR pour FF30-30L6, FF30-20L6 et FF30-20E0 respectivement.

Dans le cas des formulations FC5-S24 et FC5-V24, la force au pic est plus faible celle du béton de référence. En effet, le BR a un pic à 23,29 kN contre 19,45 kN et 19,14 kN pour les formulations FC5-S24 et FC5-V24 respectivement, soit une diminution d'environ 17%. Cette diminution peut être expliquée par différentes hypothèses. La première est que les fibres de carbone, qui ont une longueur initiale de 24 mm pourraient casser pendant le malaxage du béton et donc avoir une longueur plus faible à la fin du processus. En effet, malgré leurs performances mécaniques très élevées, leur très faible diamètre les rend vulnérable à la puissance de malaxage nécessaire à homogénéiser la répartition des fibres dans le mélange. Par des efforts de cisaillement et de frottement contre les granulats, les pales et les bords du malaxeur, celles-ci pourraient rompre et donc réduire considérablement leur longueur d'ancrage. Ainsi leur apport sur les performances en traction par flexion serait bien moindre. Elles impacteraient alors l'arrangement du squelette granulaire en y apportant quelques défauts, et donc diminueraient la résistance au pic. De plus, du fait de leur nature hydrophobe, il est possible que leur adhérence avec la matrice cimentaire soit faible et qu'elles ne soient pas en capacité de solliciter correctement leur ancrage.

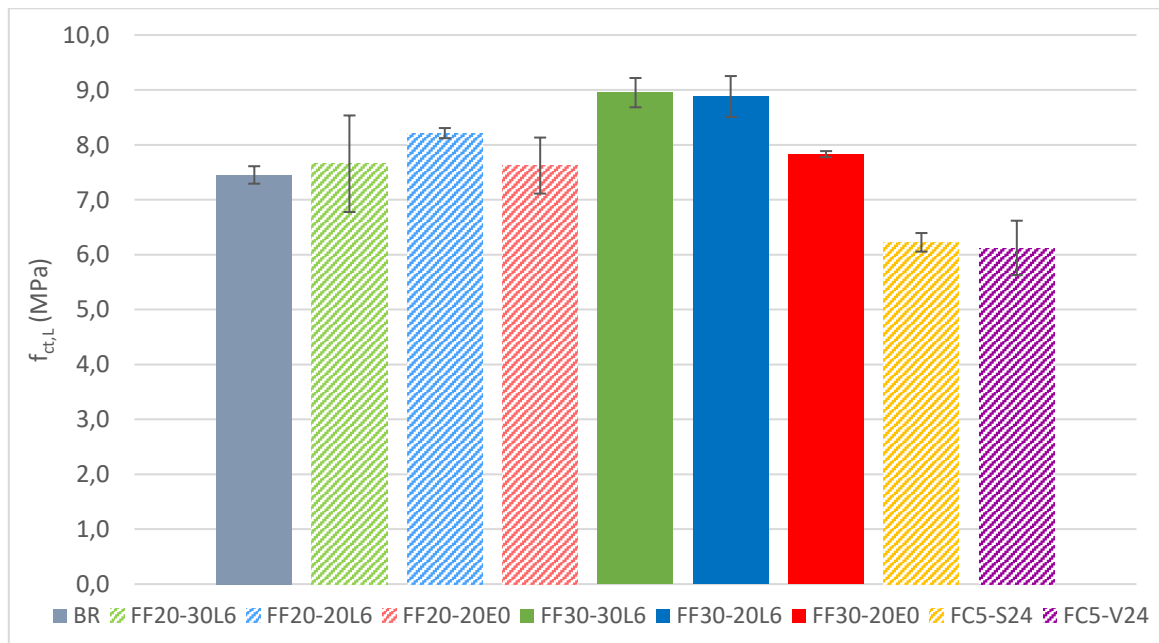


Figure II. 26 : Limite de proportionnalité $f_{ct,L}$ selon la norme NF EN 14651

La norme NF-EN-14651 précise des valeurs de CMOD pour lesquelles les résistances résiduelles doivent être calculées. La variation de la résistance résiduelle post pic en traction

est illustrée par la Figure II. 27. Avec des dosages de 20 kg/m³, les résistances résiduelles des formulations FF20-20L6 et FF20-20E0 sont très similaires, mais pour la formulation FF20-30L6, les valeurs sont plus faibles. En augmentant le dosage à 30 kg/m³, les résistances résiduelles sont nettement améliorées pour les formulations FF30-30L6 et FF30-20L6 (voir Figure II. 28-A-B). Cependant, la Figure II. 28-C montre que la formulation FF30-20E0 ne suit pas cette tendance. En effet, les résistances résiduelles de la formulation FF20-20E0 et celle de FF30-20E0 sont très proches et ce malgré l'augmentation du dosage en fibres.

Les résistances résiduelles à 0,25 mm de CMOD sont réduites par rapport aux résistances au pic. Cette réduction est de 59% en moyenne pour les formulations FF20 et de 45% pour les FF30, contre 98% de perte dans le cas du béton de référence. De la même manière, entre 0,25 et 0,5 mm de CMOD, il y a eu une perte moyenne de 56% pour les FF20, et 52% en moyenne pour les FF30. Pour le reste des résistances résiduelles, le comportement est plus ou moins le même pour toutes les formulations FF. Concernant le béton de référence, les résistances résiduelles sont nulles à partir d'une CMOD de 0,5 mm puisque les éprouvettes ont rompu aux alentours de cette valeur d'ouverture de fissure. Dans le cas des FC, le comportement post-pic se rapproche de celui du BR. Cependant, il y a une réduction légèrement plus faible de la résistance résiduelle entre le pic et 0,25 mm de CMOD, avec une perte moyenne de 93% pour les FC contre 98% pour le BR. De la même manière, une perte moyenne de 75% entre 0,25 et 0,5 mm.

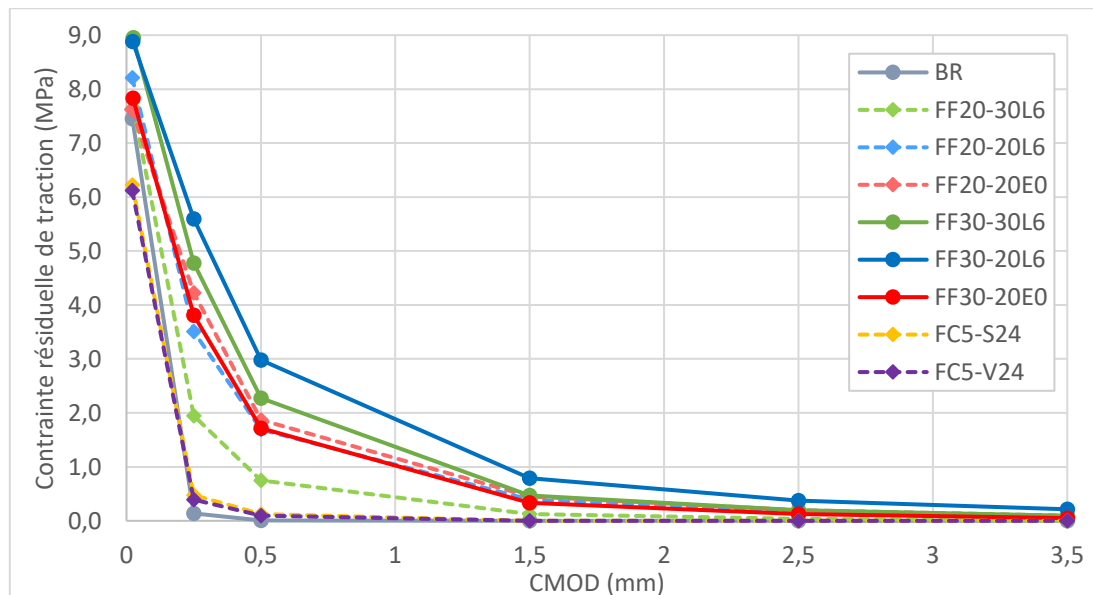


Figure II. 27 : Courbes de contraintes résiduelles de traction – CMOD

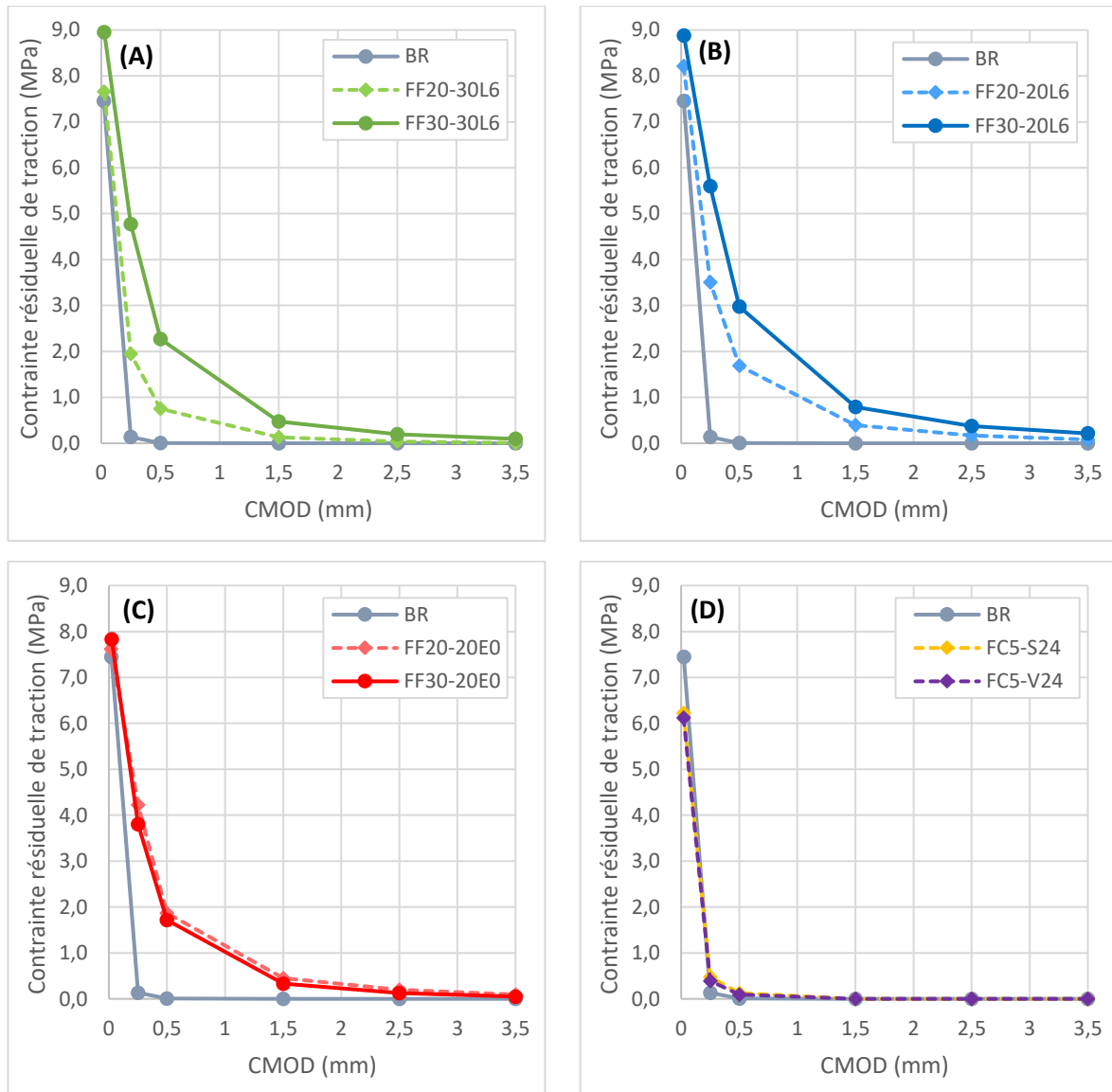


Figure II. 28 : Contraintes résiduelles de traction par flexion en fonction de la CMOD - Détails par type de fibres (A-B-C-D)

II.9.2.3. Capacité de déformation et travail développé

La capacité de déformation peut être quantifiée avec le travail de la force (ou l'énergie de rupture) développé pendant l'essai de traction par flexion. Plus le travail développé sera grand, plus le matériau aura une bonne capacité de déformation. Le travail est calculé avec l'aire sous la courbe force-flèche. Il est lié à l'énergie que peut absorber l'éprouvette pour atteindre une flèche donnée. Le travail développé sur certaines plages de valeurs de CMOD sont détaillées dans le Tableau II. 9. Avec $Travail_{pic}$, le travail développé du début de l'essai jusqu'au pic ; $Travail_{0,5mm}$ et $Travail_{4mm}$, le travail développé jusqu'à atteindre 0,5 mm et 4 mm de CMOD respectivement.

Tableau II. 9 : Travaux fournis pour différentes valeurs de CMOD : jusqu'au pic, jusqu'à 0,5 mm et jusqu'à 4 mm

	Travail _{pic} (N.m)		Travail _{0,5mm} (N.m)		Travail _{4mm} (N.m)	
BR	0,68	± 0,02	0,81	± 0,05	0,81	± 0,05
FF20-30L6	0,75	± 0,12	3,30	± 0,04	4,3	± 0,30
FF20-20L6	0,85	± 0,08	4,72	± 0,48	7,78	± 0,47
FF20-20E0	0,76	± 0,09	5,44	± 0,80	8,85	± 1,39
FF30-30L6	0,97	± 0,01	6,04	± 0,57	9,65	± 1,46
FF30-20L6	0,90	± 0,05	6,73	± 0,82	12,54	± 2,85
FF30-20E0	0,81	± 0,07	5,90	± 0,43	8,41	± 0,89
FC5-S24	0,52	± 0,02	1,35	± 0,02	1,45	± 0,03
FC5-V24	0,54	± 0,05	1,45	± 0,03	1,54	± 0,02

Comme il l'a été montré dans le chapitre précédent, les fibres Fibraflex sont très efficaces pour contrôler les faibles ouvertures de fissure. La Figure II. 29 montre le travail cumulé pour atteindre une CMOD donnée. Ce travail cumulé est calculé à partir de l'aire sous la courbe force-flèche de 0 mm jusqu'à la flèche correspondante (δ) d'après l'équation II. 14. Cette représentation des résultats permet de mieux appréhender l'efficacité de chaque renfort par des fibres pour contrôler l'ouverture de fissure.

$$T(x_{CMOD}) = \int_0^{\delta_{CMOD}} F(\delta) d\delta \quad \text{II. 14}$$

Où :

$T(x_{CMOD})$, le travail cumulé (kN.mm)

x_{CMOD} , l'ouverture de fissure limite (mm)

$\delta_{flèche}$, la flèche correspondante à une CMOD x_{CMOD} donnée (mm)

$F(\delta)$, la courbe force-flèche

La formulation de référence, BR, a une très faible capacité de déformation, elle présente un comportement fragile. En effet, même si la force au pic atteint des valeurs semblables à celles des bétons renforcés par des fibres, le travail développé jusqu'à la rupture est très faible. De plus, comme le montre le Tableau II. 9, le travail atteint au moment du pic représente 83% du travail total, ce qui indique la très faible capacité de déformation du BR en post-pic.

Le travail développé jusqu'au pic est quasiment identique pour toutes les formulations. Ceci est dû au fait que les fibres ne jouent leur rôle de pontage qu'une fois que la fissuration est initiée, et donc que le matériau est sorti de son domaine élastique. Cependant, le travail développé entre

le pic et 0,5 mm de CMOD (nommée « Travail Pic-0,5mm » sur la Figure II. 30 et Figure II. 31) montre l'efficacité des FF dans la maîtrise de la fissuration. A noter que cette valeur de 0,5 mm a été choisie car elle correspond à l'épuisement total de la résistance résiduelle du béton de référence. Entre 0 et 0,5 mm de CMOD, les formulations FF ont développé entre 50 à 75% de leur travail total.

Pour les FF, après avoir atteint 1 à 2 mm de CMOD, les courbes force-flèche deviennent plus ou moins parallèle à l'axe des abscisses jusqu'à la rupture. De ce fait, le travail cumulé a tendance à se stabiliser aux alentours de ces mêmes valeurs. La capacité portante résiduelle des bétons une fois cette plage de CMOD passée est donc faible même si la rupture complète des éprouvettes a lieu pour des valeurs de CMOD beaucoup plus élevées.

Concernant les FC, même si le comportement mécanique est très proche de celui du BR, la rupture complète des éprouvettes est constatée à des niveaux de flèche plus avancée : pour le BR la rupture est survenue à une flèche d'environ 0,5 mm contre environ le double pour les FC. Ainsi, même si la valeur du pic est plus faible pour les FC que pour le BR, elles ont une meilleure capacité de déformation puisque le travail a atteint respectivement 1,45 et 1,54 N.m pour les formulations FC5-S24 et FC5-V24 contre seulement 0,81 N.m pour le BR.

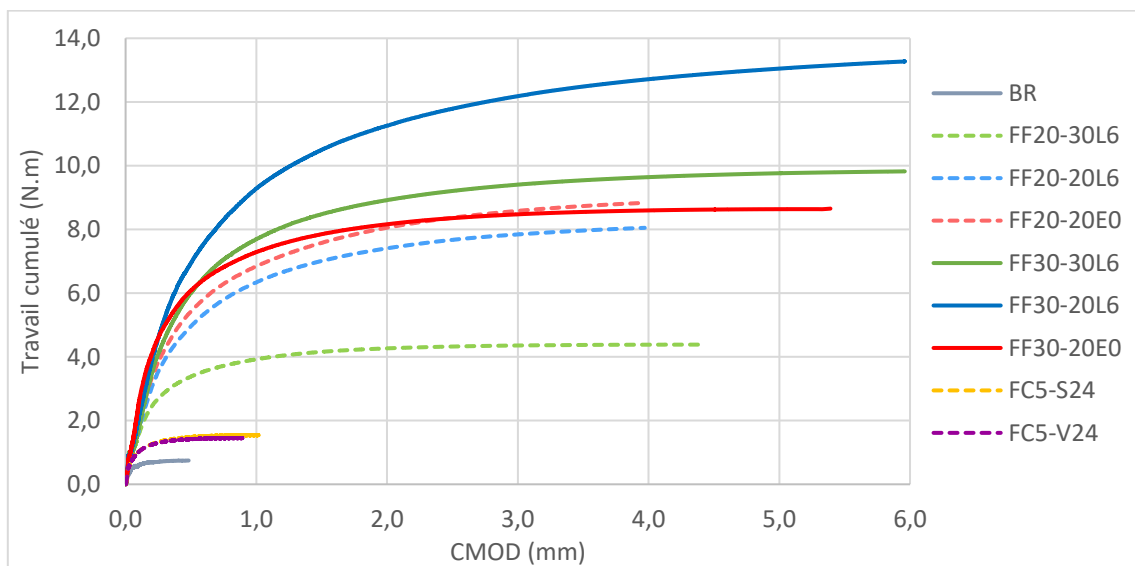


Figure II. 29 : Travail cumulé en fonction de la CMOD

Pour les formulations avec les fibres F30L6 et F20L6, l'augmentation du dosage a permis d'améliorer significativement la capacité de déformation. En effet, en passant de 20 à 30 kg/m³ de fibres, le travail est multiplié par 2,3 et 1,7 pour les fibres F30L6 et F20L6 respectivement. Cependant les formulations à 20 et 30 kg/m³ de F20E0 semblent avoir des capacités de déformation globale équivalentes, et ce, pour les mêmes raisons exposées dans la partie II.9.2.1.

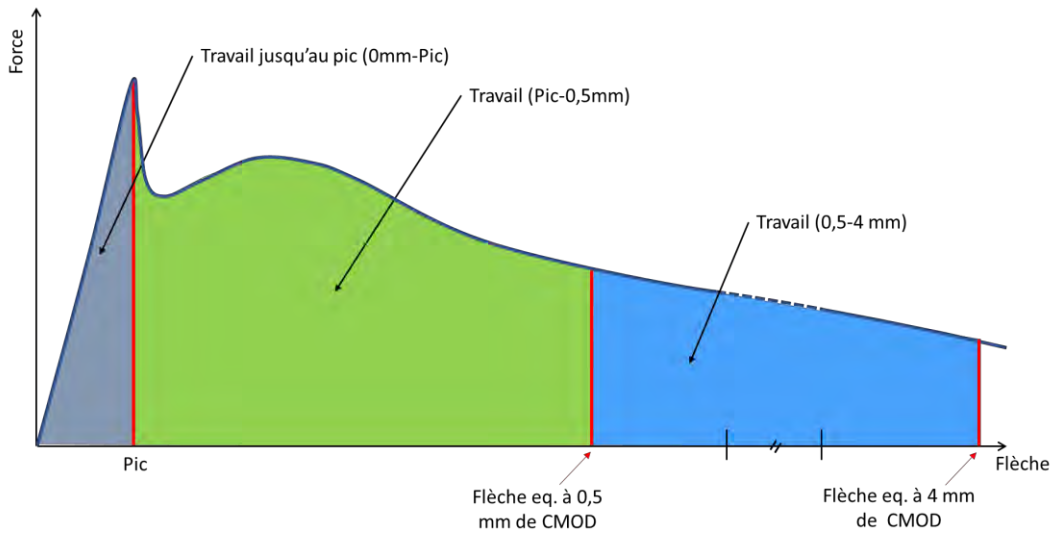


Figure II. 30 : Schéma expliquant le calcul du travail sur les plages d'ouverture de fissure

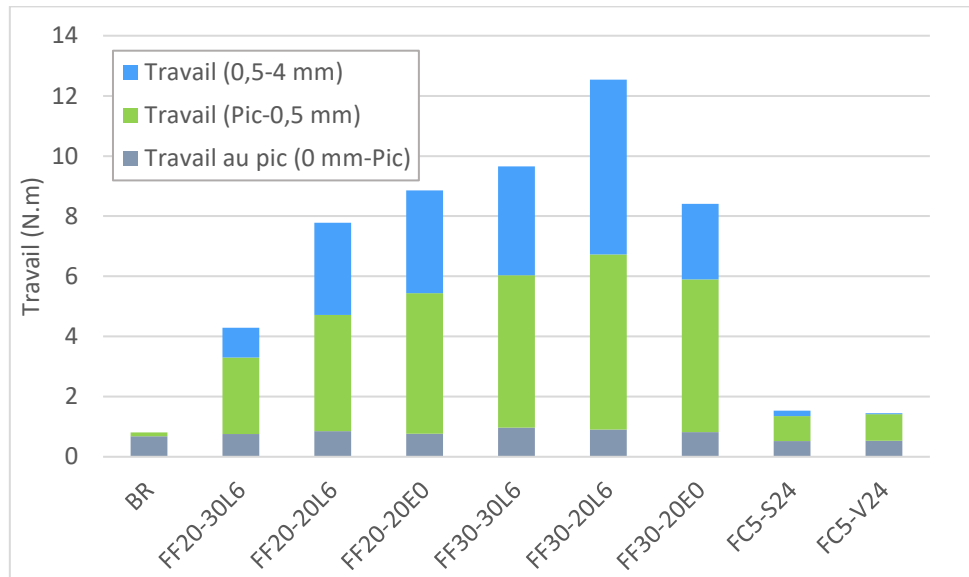


Figure II. 31 : Travail développé pour différentes plages de valeurs d'ouverture de fissure

II.9.2.4. Discussions

Les essais de traction par flexion permettent de mieux comprendre le comportement mécanique des bétons renforcés par des fibres. Les FIBRAFLEX, qui ont une très grande adhérence avec la matrice cimentaire sont majoritairement rompues en traction. Comme l'on peut le constater sur la Figure II. 32, en observant le faciès de rupture des éprouvettes, les fibres sont visibles et dépassent seulement de quelques millimètres de la surface de béton. La rupture des fibres métalliques amorphes est plutôt fragile, leur faciès de rupture est assez franc. On notera que ce mode de rupture diffère avec celui des bétons renforcés par des fibres glissantes, qui sont quant à elles majoritairement arrachées par effet pull-out et donc bien visibles sur le faciès de rupture [26].

Le fait que ces fibres FIBRAFLEX cassent plutôt qu'elles ne soient arrachées par effet pull-out s'explique par le principe de la longueur critique d'ancrage (L_c) déjà exposé dans la partie bibliographique, section I.4.1. La longueur critique est définie comme la longueur d'ancrage d'une fibre pour laquelle les efforts de cisaillement sur la surface périphérique de la fibre surpassent sa force à la rupture. Pour un ancrage inférieur à L_c , la fibre va être arrachée par effet pull-out, et à l'inverse, si l'ancrage est supérieur à L_c , la fibre va rompre par traction. Cette longueur critique dépend en partie des propriétés des fibres mais aussi de celles de la matrice. Plus la matrice cimentaire sera compacte et de haute performance, moins la longueur critique sera importante. Ainsi pour une même longueur d'ancrage, avec une matrice de meilleure performance, les fibres auront plus tendance à rompre. Cela explique en partie pourquoi les FF n'ont pas d'impact majeur sur les valeurs de pic. Une matrice à haute performance avec des fibres à haut module d'élasticité et de haute adhérence, pourrait entraîner une rupture précoce des fibres dans la zone où les contraintes sont concentrées c'est-à-dire entre les lèvres de la fissure, au front de propagation de la fissure. En effet, les éprouvettes ont été entaillées avant l'essai de tel sorte à localiser les fissures et « forcer » l'éprouvette à casser par flexion et non pas à cause des efforts tranchants. Ainsi, les contraintes sont fortement concentrées au fond de l'entaille, ce qui peut engendrer une rupture précoce des fibres situées dans cette zone.



Figure II. 32 : Faciès de rupture d'une éprouvette renforcée par des FIBRAFLEX

En observant le faciès de rupture au microscope optique, il est possible d'identifier le comportement des fibres après la rupture totale de l'éprouvette. La Figure II. 33 montre deux phénomènes différents. Sur la Figure II. 33.A, plusieurs fibres ont rompu sous un effort de traction. Elles ne sont pas arrachées de la matrice cimentaire mais ont cassé sans glissement et sans déformation permanente significative (la longueur qui débord de la surface de rupture est faible). Sur la Figure II. 33.B, la fibre est contre la matrice, celle-ci était vraisemblablement dans le plan de rupture induisant un plan de clivage favorable à la rupture du composite. Son orientation ainsi que sa position n'étaient pas optimales vis-à-vis du contrôle de la fissure : la

fibre n'a pas été suffisamment mise à contribution et au contraire, elle a pu jouer un rôle négatif lors de l'essai en créant localement un plan préférentiel de cisaillement.

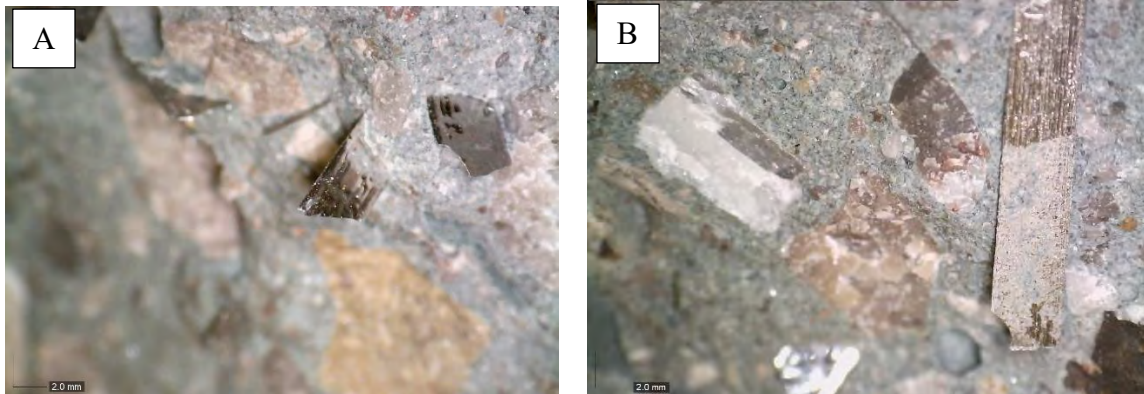


Figure II. 33 : Observations des fibres FIBRAFLEX au microscope après la ruine d'une éprouvette

S'agissant des fibres de carbone, elles présentent plus d'incertitudes quant à leur principe de fonctionnement. En effet, du fait de leur diamètre très faible, elles ne sont pas visibles en surface après la rupture de l'éprouvette. Deux possibilités sont alors envisagées. La première est qu'avec leur résistance à la traction très élevée (entre 4 000 et 7 000 MPa), il est probable qu'elles soient retirées de la matrice cimentaire sans rompre. Cette hypothèse est consolidée par le fait que les fibres sans ensimage sont hydrophobes et par conséquent pourraient ne développer qu'un faible ancrage avec la matrice cimentaire. Mais d'un autre côté, vu le rapport l/d très élevé, qui est environ 30 à 40 fois supérieur aux FIBRAFLEX, qui sont déjà caractérisées par un élancement particulièrement élevé, elles pourraient avoir tendance à présenter un fort ancrage avec la matrice. D'autres questionnements se posent, il est également possible que ces fibres cassent par cisaillement au cours du malaxage. En cassant, les FC ne seraient donc plus efficaces pour améliorer la résistance mécanique du BRF car leur longueur serait trop faible pour un ancrage suffisant dans la matrice.

On notera que ces incertitudes n'ont pas beaucoup d'incidence sur notre démarche. Même si les fibres de carbone n'ont pas permis d'améliorer significativement les propriétés mécaniques, il sera montré dans les chapitres 0 et 0 qu'elles permettent d'améliorer considérablement le potentiel d'auto-détection des bétons par des mesures électriques.

II.10. Conclusion

Dans ce chapitre ont été présentés les matériaux utilisés ainsi que leurs principales caractéristiques, notamment en termes de propriétés mécaniques.

Il a été montré que l'ajout de fibres a un impact significatif sur le comportement du béton à l'état frais. En effet, sans un travail d'optimisation au niveau de la composition et du processus de malaxage, l'ajout de fibres dans le béton peut grandement affecter la rhéologie du béton à l'état frais. L'adaptation des formulations a montré que plus le dosage en fibre est important, plus la rhéologie est difficile à maîtriser, de la même manière ce sont les fibres les plus longues qui impactent le plus la maniabilité du mélange.

Pour des dosages en fibres équivalents (0,28%), ce sont les FC qui impactent le plus la rhéologie, en effet, il a fallu ajouter environ 10 à 25% de superplastifiant en plus par rapport aux FF pour réussir à obtenir un béton autoplaçant fibré. Même avec ce dosage plus important, l'étalement au cône d'Abrams a atteint des valeurs basses pour la classe SF1, qui doit être compris entre 55 et 65 cm. Il a été montré que les fibres ont un impact minime sur la porosité accessible à l'eau, qui s'explique par le fait que l'effet négatif des fibres est compensé par l'effet positif du superplastifiant.

En couplant les exigences sur la rhéologie et la résistance à la compression, il a fallu adapter les formulations pour satisfaire à la fois les exigences de classe de maniabilité du BAP et de résistance C60/75. C'est ainsi que les essais de compression sur cylindres ont permis de valider la conformité des formulations vis-à-vis du cahier des charges de l'Andra. Les résultats ont montré que les fibres n'ont pas d'impact majeur sur la réponse en compression, du moins en termes de résistance mécanique. La littérature, quant à elle, montre que si les fibres n'apportent pas d'augmentation de résistance, elles peuvent toutefois amener de la ductilité au béton et donc d'atteindre de plus grandes déformations à la rupture [14]. Concernant le module d'élasticité et le coefficient de Poisson, les fibres n'ont pas montré d'impact significatif sur ces deux propriétés. En effet, pour que les fibres commencent à être sollicitées, il faut que la fissuration se soit déjà initiée. Or, dans le cas des essais dédiés à la détermination de ces caractéristiques, le niveau de chargement du béton reste en deçà de la limite d'élasticité du matériau.

Enfin, ce sont les essais de traction par flexion qui ont réellement pu mettre en lumière l'apport des fibres sur les performances mécaniques du béton. Il a été montré qu'elles ne permettent pas d'augmenter de manière significative le pic de chargement mais que leur apport est majeur dans le comportement post-pic du béton. En effet, le béton de référence, sans fibre, a montré un

comportement fragile et une rupture précoce à environ 0,5 mm d'ouverture de fissure. Alors que dans le cas des bétons renforcés par des FIBRAFLEX, il est possible de maintenir une résistance résiduelle post pic de 3 MPa pour cette même valeur d'ouverture de fissure. De plus, la rupture complète des éprouvettes peut être grandement retardée en atteignant jusqu'à 6 mm d'ouverture de fissure. Cela montre le réel intérêt des fibres, à savoir leur capacité à apporter de la ductilité au béton en contrôlant l'ouverture de la fissure et en maintenant une continuité structurelle même après l'initiation de la fissuration. Quant à elles, les fibres de carbone ne se sont pas avérées très efficaces pour contrôler la fissuration des bétons étudiés. Même si elles permettent de retarder la rupture, les résistances résiduelles post-pic restent faibles et le comportement global se rapproche de celui du béton sans fibre. Plusieurs hypothèses ont été avancées pour expliquer ce faible apport des fibres de carbone sur le comportement mécanique des bétons étudiés. Néanmoins, il sera montré plus tard que ces fibres peuvent représenter un intérêt notamment pour concevoir un matériau susceptible de renseigner sur son propre état de contrainte, de déformation ou d'endommagement (potentiel smart material).

Cette campagne d'essais a permis de sélectionner deux compositions pour la suite du programme notamment les essais sur des éléments de structure dans le chapitre 0. Ainsi, les formulations FF30-20L6 et FC5-S24 ont été sélectionnées car elles ont présenté les meilleures performances.

**CHAPITRE 3 : PROPRIETES ELECTRIQUES ET
CAPACITE D'AUTO-DETECTION DES BETONS**

III. Chapitre 3 : Propriétés électriques et capacité d'auto-détection des bétons

III.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de mettre au point une méthode de « monitoring », c'est-à-dire une méthode pour suivre l'endommagement du béton en temps réel par des mesures électriques. La première partie de ce chapitre est dédiée à la détermination des résistivités des bétons, contenant différentes fibres avec des dosages de 20 et 30 kg/m³ pour les FIBRAFLEX et de 5 kg/m³ pour les fibres de carbone. Dans cet objectif, des mesures de résistivité à des intervalles réguliers ont été réalisés sur des éprouvettes conservées en condition de cure humide pendant 98 jours. Ainsi, l'impact de l'hydratation sur les propriétés électriques a pu être investigué. Par la suite, des éprouvettes ont été séchées de manière progressive dans le but d'appréhender l'effet du degré de saturation et son couplage avec un renfort de fibres sur la résistivité électrique du matériau cimentaire.

Une autre campagne expérimentale exposée dans la deuxième partie de ce chapitre concerne la capacité d'auto-détection du béton renforcé de fibres (BRF), c'est-à-dire le potentiel « smart material » que peut présenter ce matériau. L'essai consiste à soumettre une éprouvette prismatique à des cycles de chargement par flexion avec différents niveaux de sollicitation. Pour délimiter la zone d'intérêt, les éprouvettes testées sont entaillées en partie tendue à mi-travée pour initier et localiser la fissuration. Deux électrodes sont placées de part et d'autre de l'entaille pour suivre l'évolution de la résistance électrique. Les cycles de chargement vont entraîner des phases d'ouverture et de fermeture de la fissure, ce qui a pour effet de faire augmenter et diminuer la résistance électrique intrinsèque du béton. Ensuite, le lien est fait entre l'évolution de l'ouverture de la fissure et l'évolution de la résistance électrique.

Ces essais, d'abord appliqués à l'échelle du matériau seront par la suite étendus à l'échelle d'éléments de structure dans le chapitre 0, avec une application sur des poutres en béton armé et/ou fibré.

III.2. Suivi de la résistivité électrique des bétons en cours d'hydratation

III.2.1. Méthode générale de mesure de résistivité

Les mesures de résistivité électrique ont été réalisées avec un résistivimètre « Ohmega » commercialisé par l'entreprise MDS. La configuration de l'essai est décrite sur la Figure III.1. L'éprouvette en béton est placée entre deux grilles métalliques qui servent d'électrodes. Deux éponges humidifiées sont positionnées entre l'éprouvette et les grilles métalliques pour

améliorer la qualité du contact. Un poids non conducteur est placé sur la grille supérieure pour stabiliser l'ensemble de l'installation. La première étape consiste à mesurer la résistance propre à l'installation sans l'éprouvette, cette valeur est notée R_{avant}^{TARE} . La deuxième mesure se fait avec l'éprouvette, on note sa valeur $R^{TARE+béton}$. Et enfin, on mesure de nouveau la résistance sans l'éprouvette que l'on note $R_{après}^{TARE}$. On peut en déduire la résistance électrique de l'éprouvette $R^{béton}$ avec l'équation III.1.

$$R^{béton} = R^{TARE+béton} - \frac{R_{avant}^{TARE} + R_{après}^{TARE}}{2} \quad III.1$$

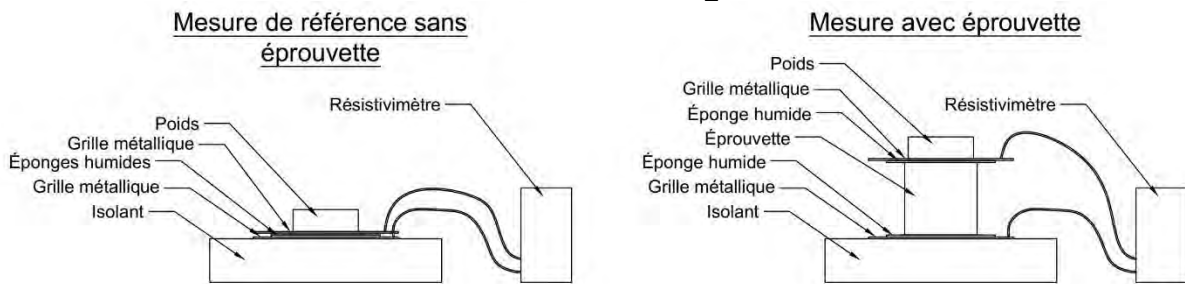


Figure III.1 : Installation pour les mesures de résistivité électrique

La méthode de mesure consiste à appliquer un courant alternatif en créneaux avec une fréquence de 5 Hz et de mesurer les variations de tension qui en résultent. Grâce à la loi d'Ohm (équation III.2), il est possible de déduire la résistance électrique de l'échantillon testé.

$$R = \Delta U / \Delta I \quad III.2$$

Avec : R , la résistance électrique de l'échantillon testé (en Ohm) ; ΔI , la valeur du saut de courant imposé (en A) ; et ΔU , le saut de tension mesuré (en V).

Pour chaque mesure, le résistivimètre applique cinq créneaux à la suite et fait la moyenne des cinq valeurs de tension correspondantes pour déterminer la résistance moyenne. Il permet également de contrôler la variabilité de la mesure sur les cinq créneaux. Cette méthode permet de s'affranchir de l'effet de polarisation car les sauts sont instantanés. Pour passer de la résistance électrique (R) à la résistivité (ρ), l'équation III.3 est appliquée.

$$\rho = k \cdot R = \frac{S}{h} \cdot R \quad III.3$$

Avec :

k , un facteur de forme dépendant de la géométrie de l'éprouvette

S , la section perpendiculaire à la circulation du courant électrique (en m²)

h , la distance entre les électrodes (en m)

R , la résistance électrique (en Ω)

ρ , la résistivité électrique (en $\Omega \cdot m$)

La campagne expérimentale a pour but de suivre la résistivité électrique des différentes formulations en fonction de la durée de cure et par la suite du taux de saturation. Pour cela, 3 éprouvettes cubiques de 10 cm de côté ont été préparées pour chacune des compositions étudiées. Après le coulage, les éprouvettes ont été placées dans une salle de cure à une humidité relative de 90 %, une température de 20°C et ont été démoulées après 24h. Ces conditions de cure ont été maintenues pendant 98 jours, et les mesures de résistances électriques ont été réalisées aux échéances suivantes : 24h, 48h, 7j, 14j, 21j, 28j, 35j, 42j, 56j, 70j, et 98j.

III.2.2. Résultats

La première phase de cette campagne expérimentale dont les résultats sont consignés dans le Tableau III.1, a été de suivre l’évolution des résistivités électriques lors de l’hydratation du béton. Ces mesures concernent les éprouvettes qui ont été conservées en condition de cure humide (90 % HR) et à température ambiante (20°C) pendant 98 jours.

Tableau III.1 : Résistivités (ρ , en k Ω .cm) des différentes formulations pour les éprouvettes conservées à 90% d’humidité relative et une température de 20°C en fonction de la durée de cure (Résistivité \pm écart type)

	Résistivités (k Ω .cm)						
	BR	FF20-30L6	FF20-20L6	FF30-30L6	FF30-20L6	FC5-V24	FC5-S24
1 j	1,9 \pm 0,1	1,0 \pm 0,2	1,4 \pm 0,1	1,0 \pm 0,2	1,6 \pm 0,1	1,8 \pm 0,2	1,7 \pm 0,2
2 j	2,4 \pm 0,2	2,1 \pm 0,2	1,9 \pm 0,2	2,3 \pm 0,1	2,4 \pm 0,1	2,0 \pm 0,2	1,9 \pm 0,4
7 j	13,7 \pm 1,0	10,3 \pm 0,2	11,4 \pm 0,3	10,5 \pm 0,7	13,3 \pm 0,6	2,9 \pm 0,2	2,9 \pm 0,3
14 j	28,0 \pm 0,9	18,4 \pm 1,2	22,6 \pm 1,3	15,2 \pm 0,8	18,9 \pm 0,7	4,4 \pm 0,5	5,5 \pm 0,6
21 j	31,7 \pm 1,3	19,4 \pm 1,2	24,0 \pm 2,0	16,6 \pm 1,3	22,2 \pm 1,1	6,3 \pm 1,0	7,8 \pm 0,1
28 j	38,1 \pm 1,4	22,4 \pm 1,4	27,4 \pm 2,5	17,4 \pm 0,8	22,8 \pm 1,2	6,6 \pm 1,7	7,4 \pm 1,4
35 j	39,7 \pm 1,1	24,2 \pm 0,9	28,1 \pm 2,6	17,4 \pm 0,6	22,8 \pm 1,1	7,3 \pm 1,5	7,4 \pm 0,9
42 j	42,6 \pm 0,9	25,4 \pm 1,7	28,4 \pm 3,3	17,4 \pm 0,7	22,3 \pm 0,8	4,4 \pm 1,6	6,9 \pm 1,3
56 j	39,3 \pm 1,9	24,4 \pm 1,9	26,9 \pm 5,4	15,7 \pm 0,5	19,7 \pm 1,0	5,1 \pm 0,5	7,0 \pm 0,2
70 j	39,3 \pm 0,4	22,9 \pm 2,1	22,8 \pm 3,4	14,7 \pm 0,4	20,7 \pm 1,0	5,6 \pm 0,4	6,8 \pm 0,2
98 j	42,8 \pm 2,1	25,6 \pm 3,0	27,0 \pm 4,9	19,2 \pm 1,9	19,7 \pm 0,5	5,6 \pm 0,4	6,8 \pm 0,2

La Figure III.2 montre l’évolution de la résistivité électrique des différentes formulations conservées en conditions de cure humide sur l’ensemble de la campagne expérimentale (98 jours). De la même manière, la Figure III.3 montre l’évolution des résistivités mais cette fois-ci de manière relative par rapport la résistivité du BR, celle-ci est calculée avec l’équation III.4.

$$\rho_{relative} = \rho / \rho_{BR} \quad III.4$$

Avec :

$\rho_{relative}$, la résistivité relative

ρ , la résistivité de la formulation considérée

ρ_{BR} , la résistivité de la formulation de référence (BR)

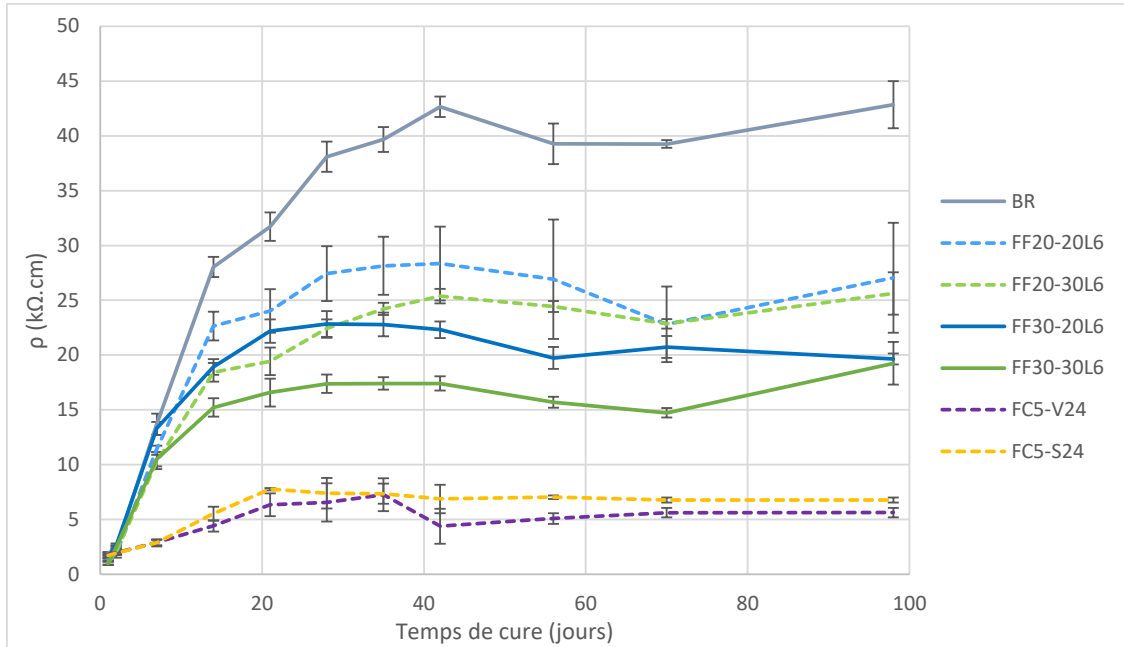


Figure III.2 : Évolution des résistivités des éprouvettes conservées en condition de cure humide entre 1j et 98j

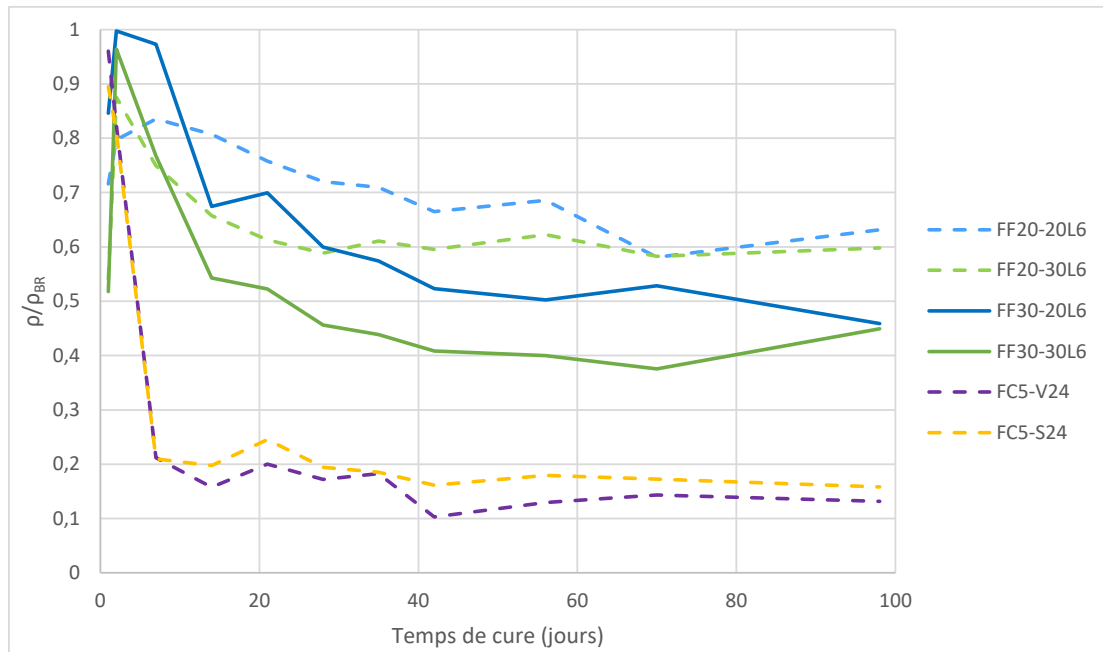


Figure III.3 : Évolution des résistivités relatives à la résistivité du béton de référence

Le béton de référence (BR) montre une évolution en trois temps : de 1 j à environ 21 j, la résistivité augmente très rapidement jusqu'à atteindre 31,7 kΩ.cm. Entre 21 j et 42 j, la résistivité continue à augmenter mais avec une cinétique plus faible pour atteindre 42 kΩ.cm,

et une fois ce délai passé, elle se stabilise jusqu'à 98 j pour atteindre finalement 43 k Ω .cm. Cette évolution est due à l'hydratation du béton. En effet, c'est lors des 28 premiers jours de cure que les réactions chimiques dues à l'hydratation sont les plus importantes. La résistivité du béton sans fibre est impactée à plusieurs niveaux par les caractéristiques de sa porosité et celles de la solution interstitielle. La conductivité de la solution interstitielle dépend de la nature et de la concentration des ions présents. De plus, au cours du temps, la porosité du béton diminue en raison de la formation de produits d'hydratation [94]. Dans ce cas, les produits d'hydratation formés bloquent progressivement le passage des ions [95], car l'interconnectivité entre les pores ainsi que leur taille diminuent au cours du temps [96]. C'est pourquoi les réactions d'hydratation entraînent une augmentation de la résistance électrique. Au bout de 28 jours, les réactions ralentissent progressivement jusqu'à être fortement limitées. Cela conduit à la stabilisation de la structure interne et, par conséquent, à une évolution limitée de la résistivité.

Pour les formulations contenant des FIBRAFLEX, le comportement est semblable au cours des 7 premiers jours. Les valeurs de résistivité sont alors du même ordre de grandeur. A ce stade, le béton est très poreux et une grande partie de la conductivité est induite par la solution interstitielle. Cependant, pour la suite, on observe une stabilisation de la résistivité électriques plus précoce que celle de la formulation BR. En effet, après 21 jours, la résistivité commence déjà à se stabiliser. Ce palier est d'autant plus visible lorsque le dosage en FF passe de 20 kg/m³ à 30 kg/m³. Ce phénomène montre que la conductivité est à la fois électrolytique et électronique. Alors que les pores commencent à se fermer, la conductivité devient majoritairement électronique et est donc moins dépendante de la porosité du matériau et de la solution interstitielle.

Les formulations contenant des fibres de carbone ont encore un autre comportement, leurs résistivités ne varient que très peu au cours du temps. L'ajout de fibres de carbone rend le matériau très conducteur et peu impacté par les caractéristiques de la solution porale. Avec un dosage de 5 kg/m³ (c'est-à-dire 0,27% en volume), il semblerait que la zone de percolation soit atteinte car contrairement aux autres formulations, la résistivité n'évolue quasiment pas après les 14 premiers jours de cure. Plusieurs études ont rapporté que la zone de percolation est atteinte avec de faible dosage en fibres de carbone (voir section I.6.3.2). Pour rappel, la percolation est une théorie probabiliste qui marque le seuil de changement entre deux états. Appliquée au passage du courant électrique dans un béton fibré, la zone de percolation est atteinte lorsque le dosage en fibre est suffisamment important pour qu'un chemin plus ou moins continu existe pour le passage des électrons. Avant d'atteindre la percolation, l'augmentation

du dosage en fibre entraîne une augmentation de la conductivité mais une fois que la zone de percolation est atteinte, l'augmentation du dosage en fibre n'a plus d'effet sur la conductivité électrique. Ici, le fait que la formulation BR voit sa résistivité augmenter pendant la campagne de mesure alors que les FC n'évoluent que très peu est un premier indice sur le fait que la zone de percolation est atteinte. Lorsque le béton s'hydrate, sa porosité se referme petit à petit, ce qui freine la propagation du courant électrique. Comme les fibres de carbone sont très proches les unes des autres, la circulation du courant électrique devient beaucoup moins impactée par les évolutions au niveau de la porosité du béton. Cette observation sera largement vérifiée dans la section III.3.2.

Les résultats montrent donc que la résistivité varie peu en fonction du temps. En effet, si pour le BR, la résistivité a été multipliée par 20 entre la mesure à 24h et la mesure à 28 jours, elle n'a été multipliée que par 3,5 et 4,3 pour les formulations FC5-V24 et FC5-S24 respectivement. De plus, cette stabilisation est conservée tout le long de la campagne expérimentale. Par ailleurs, les résultats montrent que l'ensimage n'a pas d'impact majeur sur les valeurs de résistivité des éprouvettes conservées en cure humide.

Le béton de référence (BR) présente la résistivité électrique la plus élevée après les 28 jours de cure. Ne contenant pas de fibres, les évolutions de propriétés électriques sont exclusivement induites par l'évolution de la microstructure de la matrice. Les mêmes évolutions sont présentes pour les formulations fibrées, mais les propriétés de conduction intrinsèques aux fibres n'évoluent pas au cours du temps. C'est pourquoi la résistivité électrique des éprouvettes de BR évolue davantage que celle des bétons fibrés et atteint des valeurs plus élevées.

Pour les formulations FF, le dosage et l'élancement des fibres impactent les valeurs de résistivités électriques. Pour une même fibre, c'est la formulation avec un dosage plus important qui donne une résistivité plus faible. Et pour un même dosage, la résistivité la plus faible est observée lorsque la fibre la plus longue est mise en œuvre. Comme le montre la Figure III.4, à l'état saturé, il existe une relation linéaire entre la résistivité électrique et l'indice de renforcement (RI, pour « reinforcing index » en anglais) des formulations FF, calculé par l'équation III.5.

$$RI = V_f \times \frac{l}{d} \quad III.5$$

Avec :

V_f , le dosage volumique en fibres

l , la longueur des fibres, en mm

d , le diamètre des fibres dans le cas d'une fibre circulaire, ou le cas échéant, le diamètre équivalent qui donnerait une même section [97], qui est égale à $d_{eq} = \sqrt{4be/\pi}$, avec b et e , la largeur et l'épaisseur des fibres

Plus l'indice de renforcement est élevé, plus la résistivité électrique est faible. L'impact de la longueur et de l'élanement des fibres sur les valeurs de résistivités électriques a bien été étudié dans la littérature. Il a été montré que pour un même dosage, les fibres plus longues entraînent des résistivités plus faibles. En effet, avec des fibres plus longues, la zone de percolation est atteinte plus rapidement [98].

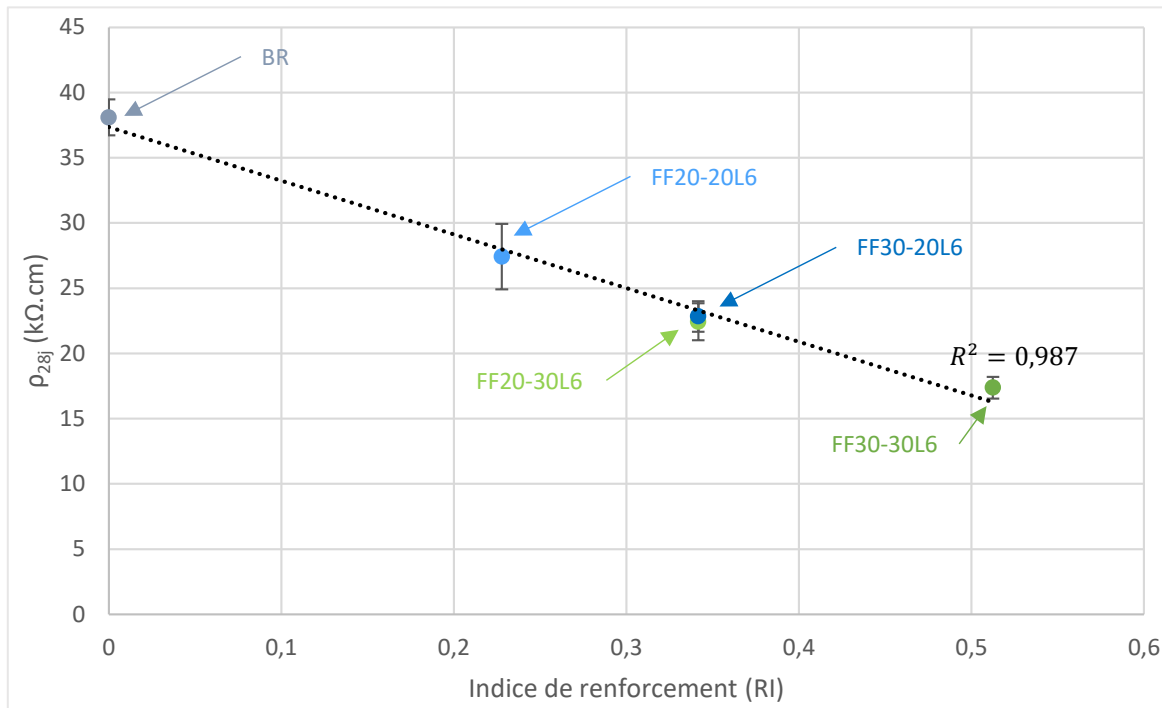


Figure III.4 : Relation entre la résistivité électrique et l'indice de renforcement

Pour les fibres de carbone, une seule configuration par fibre a été testée, donc une telle conclusion ne peut être tirée. De plus, comme la zone de percolation est atteinte cette relation n'est plus applicable.

III.3. Impact du degré de saturation sur la résistivité électrique

La circulation du courant électrique dans le BRF est illustrée par la Figure III.5. A l'état saturé, le courant électrique circule en parallèle de différentes manières. La première, qui est également observée pour le BR, est due à la circulation des ions à l'intérieur de la solution interstitielle contenue dans les pores. Les fibres contribuent également à la conductivité du béton du fait de leur capacité à faire transiter les électrons. Cette contribution peut être observée par contact direct entre deux fibres, s'il a lieu. Dans ce cas, les électrons passent d'une fibre à une autre de

manière directe. Cette circulation peut aussi être possible si deux fibres sont proches mais pas en contact direct, on parle alors de l'effet tunnel. Ainsi les électrons parviennent tout de même à passer d'une fibre à une autre même si un milieu isolant les sépare. Enfin, les électrons peuvent transmettre leur énergie aux ions de la solution interstitielle qui vont jouer le rôle de pont pour transférer à leur tour l'énergie aux électrons d'une autre fibre.

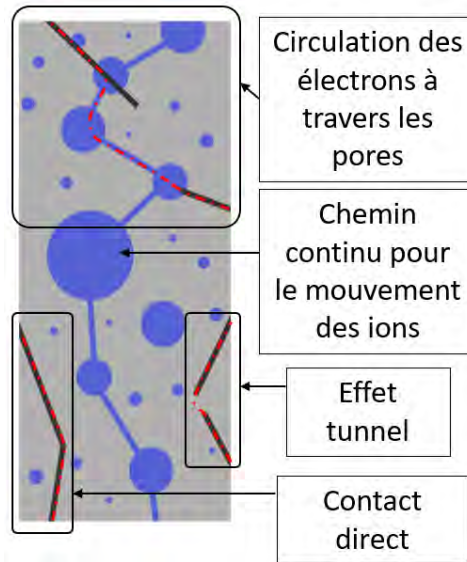


Figure III.5 : Circulation du courant électrique dans le béton fibré

Le but de cette campagne expérimentale est de faire diminuer le degré de saturation du béton afin que les pores se vident progressivement et ainsi quantifier la part de conductivité électrolytique par rapport à celle électronique.

III.3.1. Méthode

Après les 28 jours dans des conditions de cure humide (20°C et 90% HR), 3 éprouvettes par formulation ont été placées en étuve réglée à 50°C et 20% HR, ce qui a permis de faire sécher progressivement les éprouvettes sans endommager la matrice cimentaire. Ces éprouvettes ont suivi des cycles de séchage et de refroidissement pour les mesures de résistivité électrique. Les cycles sont divisés en plusieurs étapes. Dans un premier temps, les éprouvettes sont séchées pendant 7 jours. A l'issue de cette étape, elles sont recouvertes par un film plastique pour stabiliser leur degré de saturation pendant la phase de refroidissement. Après 24h à température ambiante (20°C), l'emballage est retiré et la résistivité électrique (ρ) est mesurée. Les masses sont mesurées à chaque étape pour suivre l'évolution du degré de saturation et le même protocole est répété pendant plusieurs semaines jusqu'à la stabilisation de la masse, c'est-à-dire une différence de masse de moins de 0,05% entre deux mesures espacées de 72h. L'hypothèse est faite que les éprouvettes sont totalement saturées en sortie de cure (c'est-à-dire que $S_r =$

100%). De la même manière, les éprouvettes sont considérées sèches (c'est-à-dire que $S_r = 0\%$) à l'issue du processus de séchage.

A chaque mesure de résistivité, les masses des échantillons ont été mesurées pour suivre l'évolution des pertes de masse et donc l'évolution du degré de saturation. Le degré de saturation a été calculé comme suit :

$$S_r = \frac{V_{eau}}{V_{vides}} \quad III.6$$

Et :

$$V_{vides} = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{\rho_{eau} \times S_r^{sat}} \quad III.7$$

$$V_{eau} = \frac{m - m_{sec}}{\rho_{eau}} \quad III.8$$

Avec :

S_r , le degré de saturation en %

V_{eau} , le volume d'eau contenu dans l'éprouvette en m^3

V_{vides} , le volume des vides en m^3

m_{sat} , la masse de l'éprouvette saturée en kg

m_{sec} , la masse de l'éprouvette sèche en kg obtenue à la fin du processus de séchage

m , la masse de l'éprouvette à un état hydrique donné en kg

ρ_{eau} , la masse volumique de l'eau à 22°C égale à 997,78 kg/m^3

III.3.2. Résultats

Comme le montre la Figure III.6, pour le béton sans fibre (BR) dès le début du séchage, lorsque le degré de saturation diminue, une augmentation très rapide de la résistivité est observée. En séchant, les pores se vident petit à petit de la solution interstitielle qui est remplacée par de l'air. Le matériau devient alors très isolant et assez rapidement les valeurs de résistivité sont trop élevées pour être mesurées avec le matériel disponible au laboratoire (la limite de mesure du résistivimètre annoncée par le fournisseur est de 400 k Ω). En deçà de 65% de saturation, une partie de l'eau contenue dans les pores s'est déjà évaporée, et il n'y a plus assez de connectivité par le biais de la solution interstitielle pour que les ions circulent. Il en découle une très forte augmentation de la résistivité électrique même après une courte période de séchage.

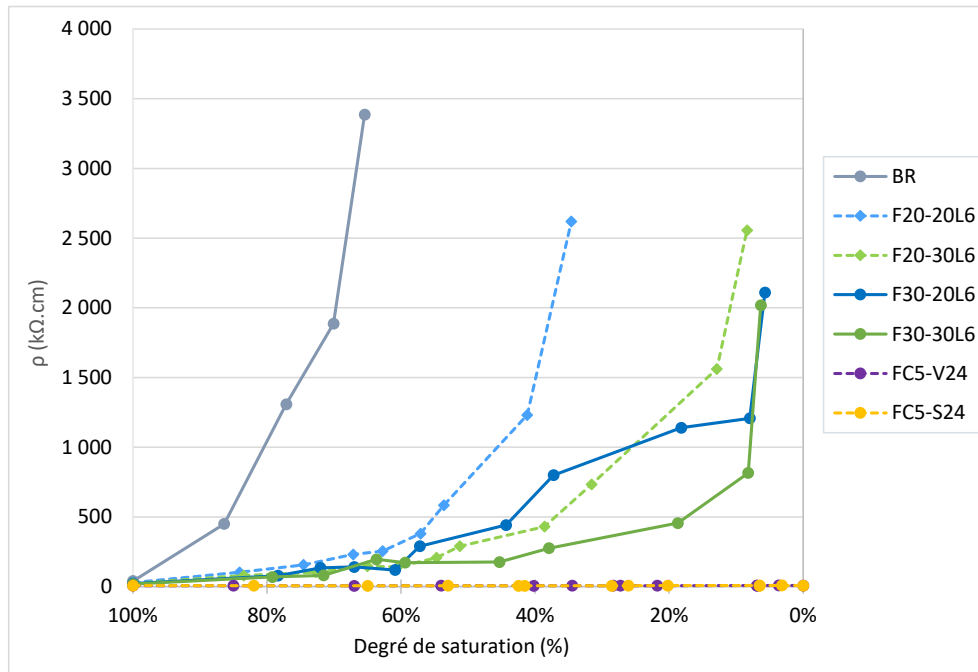


Figure III.6 : Evolution de la résistivité en fonction du degré de saturation (S_r) – toutes formulations

Pour les formulations FF, la résistivité électrique augmente lorsque le degré de saturation diminue. Cette tendance est vraie pour toutes les formulations mais avec des cinétiques différentes. Par comparaison au BR, il faut atteindre des valeurs plus faibles de degré de saturation pour observer une variation significative de la résistivité électrique. Jusqu'à 60% du degré de saturation, les résistivités sont plus ou moins constantes. C'est en dessous de 60% du degré de saturation que des changements significatifs peuvent être observés. Pour toutes les formulations FF, il y a un degré de saturation seuil à partir duquel la résistivité augmente rapidement. Dans le cas du béton sans fibre, ce seuil est atteint très rapidement. En effet, entre l'état saturé et l'état à 86% de saturation, la résistivité électrique a été multipliée par 11,2. A contrario, les formulations FF voient leur résistivité multipliée par seulement 3,5 pour des degrés de saturation du même ordre de grandeur (environ 80%). Le dernier point « mesurable » pour le béton de référence a été réalisé lorsque le degré de saturation a atteint 65%. C'est d'ailleurs à partir de ce degré de saturation que la résistivité des bétons contenant les fibres commence à augmenter significativement. Pour les formulations F20-30L6, F20-20L6, F30-30L6 et F30-20L6 les dernières valeurs mesurables ont été obtenues à des degrés de saturation de 8 %, 35 %, 6 % et 5 % respectivement.

Étant donné l'importante différence aux niveaux des valeurs obtenues, la Figure III. 7 permet de voir l'évolution de la résistivité des formulations FC en fonction du degré de saturation. En comparaison avec les autres formulations, la résistivité électrique des formulations FC semble ne pas être autant impactée par le degré de saturation. En sortie de cure humide, alors que les

éprouvettes sont considérées saturées, les résistivités étaient de 6,6 kΩ.cm et 7,4 kΩ.cm pour les formulations FC5-V24 et FC5-S24 respectivement. A l'issue du processus de séchage, les résistivités sont passées à 8,0 kΩ.cm et 15,6 kΩ.cm, ce qui est très faible par rapport aux observations faites sur les autres formulations. Par ailleurs, une différence de comportement est observée entre les fibres ensimées et celles non ensimées. La formulation contenant les fibres non ensimées a vu sa résistivité augmenter de 20 % entre l'état saturé et l'état sec contre 110 % pour les fibres ensimées. Cette différence peut s'expliquer par le fait que le produit utilisé pour l'ensimage des fibres pourrait avoir une conductivité plus faible que celle des fibres. Comme l'ensimage est appliqué en surface, il pourrait ainsi réduire la conductivité intrinsèque des fibres.

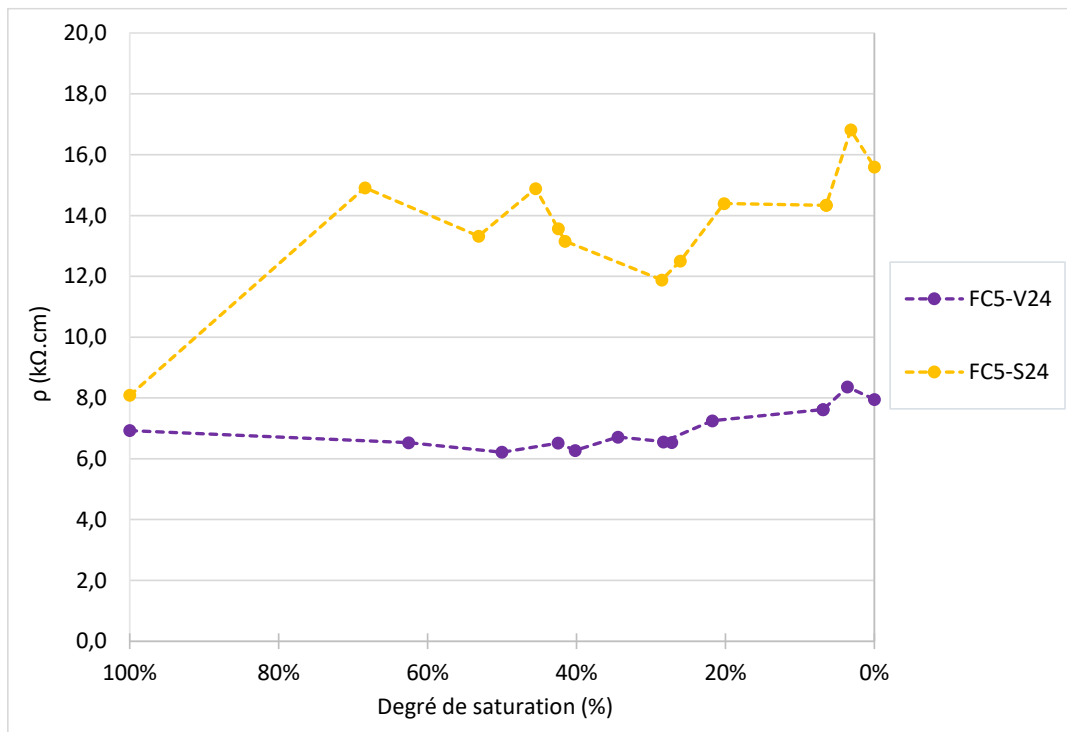


Figure III. 7 : Évolution de la résistivité en fonction du degré de saturation – Formulations FC

Ces résultats permettent de confirmer que le seuil de percolation a été atteint avec un dosage de 5 kg/m³ de FC. En effet, comme la résistivité ne dépend que très peu du degré de saturation, cela signifie que les fibres sont assez proches les unes des autres pour que le courant électrique circule à travers le béton sans transiter par le réseau poral.

III.3.3. Conclusion

Le BR, dont la conductivité est exclusivement électrolytique voit sa résistivité augmenter drastiquement dès le moment où les pores commencent à se vider. Pour les bétons renforcés par des FF, au début de la phase de séchage, lorsque le degré de saturation diminue, l'impact est

faible. Une augmentation de la résistivité est observée mais avec une cinétique beaucoup plus faible que pour le BR. Lorsque les pores se vident, la conductivité électrolytique est impactée, et donc indirectement la conductivité électronique l'est aussi. En effet, une partie du courant électrique circule grâce aux électrons présents dans les fibres qui transmettent en partie leur énergie par l'intermédiaire de la solution interstitielle. Une fois que le degré de saturation atteint un seuil critique, la résistivité augmente alors drastiquement. Par conséquent, il est supposé que pour les FF, la part de la conductivité induite par la solution interstitielle n'est pas négligeable. Enfin, pour les formulations FC, il a été montré que les valeurs de résistivités ne varient quasiment pas, du moins en comparaison avec les autres formulations. Ce qui signifie que les fibres de carbone, du fait de leur nombre très important, sont distribuées dans le béton de telle sorte que le courant électrique peut facilement circuler sans passer par la solution interstitielle. C'est ainsi qu'il est possible de conclure qu'avec le dosage utilisé, la zone de percolation a été atteinte.

III.4. Résistance à la compression vs résistivité électrique

L'évolution de la résistance à la compression est discutée dans la partie II.7. Dans cette partie, la résistance à la compression (R_c) est exprimée en fonction de la résistivité électrique (ρ), sachant que l'âge du béton est variable (1 à 28 jours). Les éprouvettes ont été conservées en salle de cure (20°C et 90 % HR). La Figure III.8 illustre les résultats obtenus.

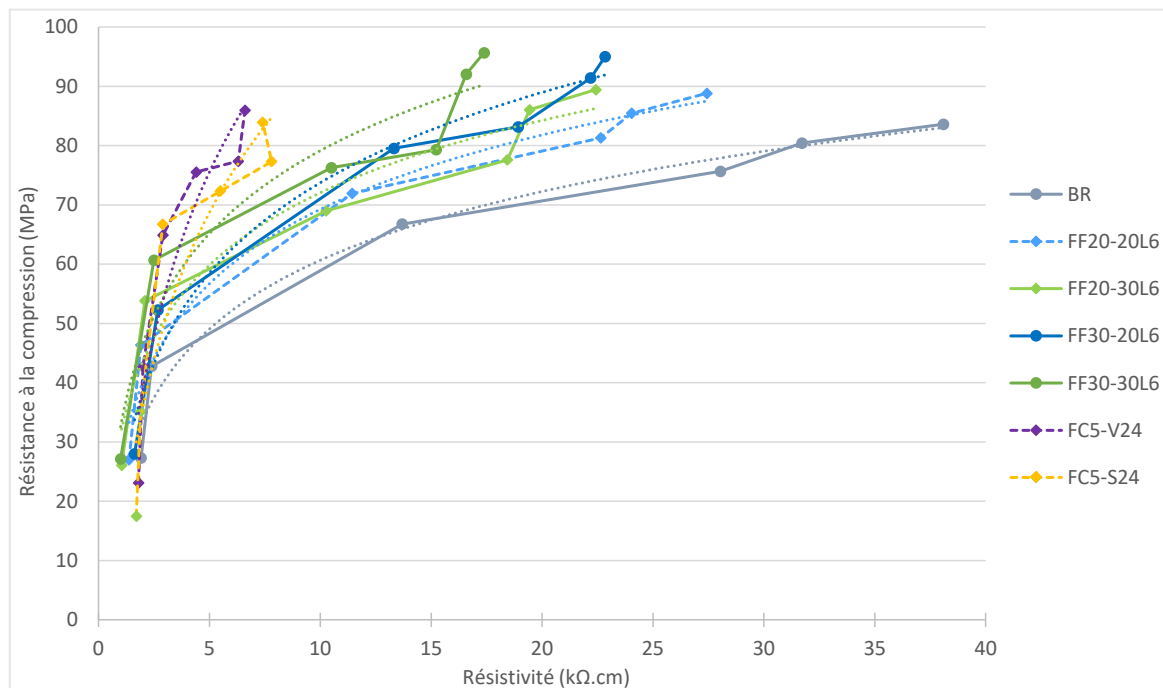


Figure III.8 : Évolution de la résistance à la compression en fonction de la résistivité électrique

Les réactions d'hydratation entraînent à la fois une augmentation des résistances mécaniques et électriques. En effet, pendant l'hydratation, la porosité diminue, les pores se referment, le volume de la phase solide augmente et le volume d'eau libre diminue. Cela entraîne une diminution de la conductivité car l'interconnectivité entre les pores est réduite. Mais ces phénomènes sont aussi responsables de l'augmentation de la résistance à la compression.

Dans la littérature [99]-[100]-[101], cet aspect a bien été étudié, et la relation liant la résistance à la compression et la résistance électrique est souvent donnée sous la forme d'une équation logarithmique (voir équation III.9).

$$R_c = \alpha \ln(\rho) + \beta \quad \text{III.9}$$

Avec :

R_c , la résistance à la compression en MPa

ρ , la résistivité électrique en $k\Omega.cm$

α et β des constantes

Pour chaque formulation, les constantes α et β varient en fonction du dosage et des dimensions des fibres, leurs détails sont donnés dans le Tableau III.2.

Tableau III.2 : Facteurs et coefficients de détermination de l'équation III.9 pour les différentes formulations

	α	β	R^2
BR	16,72	22,16	0,97
FF20-30L6	17,60	31,50	0,94
FF20-20L6	18,11	27,56	0,97
FF30-30L6	20,16	32,7	0,92
FF30-20L6	21,99	23,11	0,96
FC5-V24	39,89	11,36	0,88
FC5-S24	35,90	10,96	0,85

L'équation III.9 semble être plutôt fidèle aux résultats obtenus pour le BR puisque le coefficient de détermination est de 0,97. Pour les formulations FC et FF, l'équation ne semble pas traduire aussi bien la réalité car les coefficients de détermination R^2 sont plus faibles. Il a été montré dans la partie III.2 que les formulations FC voient leur résistivité se stabiliser très rapidement pendant l'hydratation. De ce fait, il a été déduit que la conductivité est majoritairement induite par les fibres et non par la solution interstitielle. C'est également pour cela que les coefficients α sont beaucoup plus élevés pour les FC que pour le reste des formulations.

III.5. Capacité d'auto-détection en traction par flexion

III.5.1. Méthode

Le principe de l'essai a été inspiré par les travaux de T. Ferdiansyah [102]. L'essai illustré par la Figure III.9, consiste à appliquer différents niveaux de contrainte de traction par flexion et de suivre, en parallèle, leur incidence sur les propriétés électriques. Les éprouvettes testées sont prismatiques de dimensions 10×10×50 cm avec une entaille de 17,5 mm en partie tendue à mi-travée. Cet essai est contrôlé par la vitesse d'ouverture de la fissure à raison de $\pm 0,03$ mm/min.

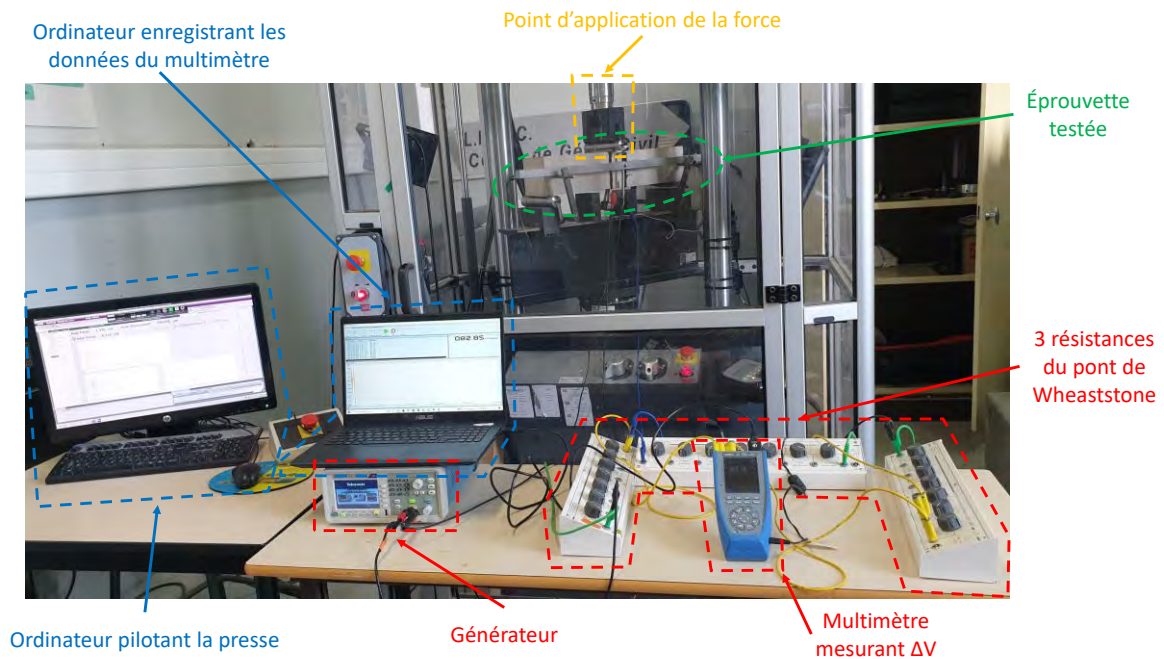


Figure III.9 : Photographie de l'essai

Pour l'installation des électrodes, deux fines gorges de 2 mm de profondeur ont été réalisées sur la section transversale à 25 mm de part et d'autre du centre de l'éprouvette. Au fond de ces gorges, une peinture conductrice a été appliquée pour améliorer la qualité du contact entre les électrodes et le béton. Dans ces deux gorges ont été logés deux fils de cuivre de 0,8 mm de diamètre pour servir d'électrodes. Chaque fil encercle ainsi l'éprouvette. Le choix de se tourner vers des électrodes externes au lieu des électrodes noyées dans le béton a été fait pour ne pas créer d'obstacles préjudiciables à la dispersion des fibres au moment du coulage du béton à l'état frais. En effet, des électrodes noyées dans le béton pourraient bloquer, localement, l'écoulement des fibres et perturber leurs distributions, un artéfact mettant en cause les effets attendus des fibres tant sur la réponse mécanique que les propriétés électriques du composite. Le schéma du montage décrit ci-dessus est illustré par la Figure III.10.

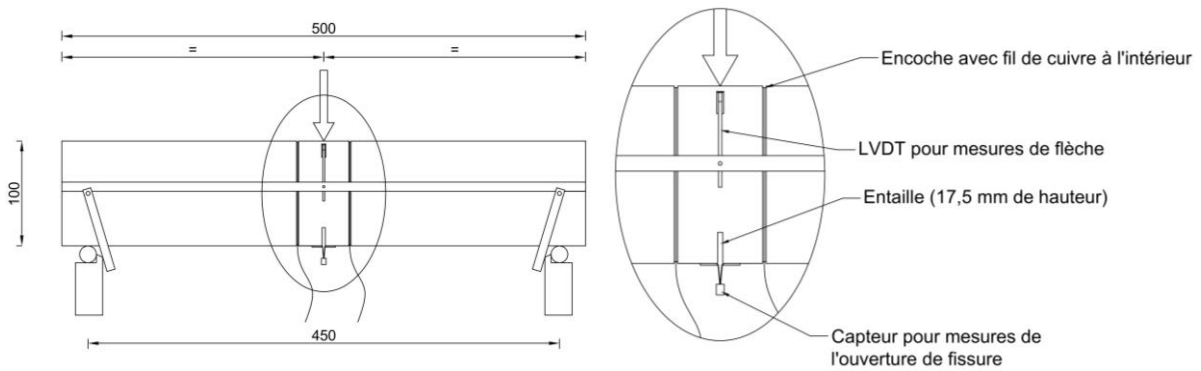


Figure III.10 : Schéma de l'installation de l'essai

L'instrumentation de l'essai comprend un capteur LVDT pour la mesure de la flèche et un capteur de mesure de l'ouverture de fissure (CMOD).

Le scénario de chargement est une série de cinq cycles. Lors du 1^{er} cycle, la force augmente jusqu'à 60% du pic (le pic de chargement étant estimé à partir d'essais préliminaires). Après avoir atteint cette valeur, l'éprouvette est partiellement déchargée, la CMOD diminue jusqu'à ce que la force revienne à 1 kN. Pour le 2^{ème} cycle, la CMOD augmente jusqu'au pic et continue ainsi jusqu'à atteindre 80% de ce dernier. Après avoir atteint 80% du pic, la CMOD est refermée et l'éprouvette est déchargée pour revenir de nouveau à 1 kN. Pour les 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} cycle, la charge monte à 60%, 40% et 20% du pic de chargement et à chaque fois la phase de déchargement consiste à revenir à 1 kN. Ce scénario de chargement est illustré par la Figure III.11.

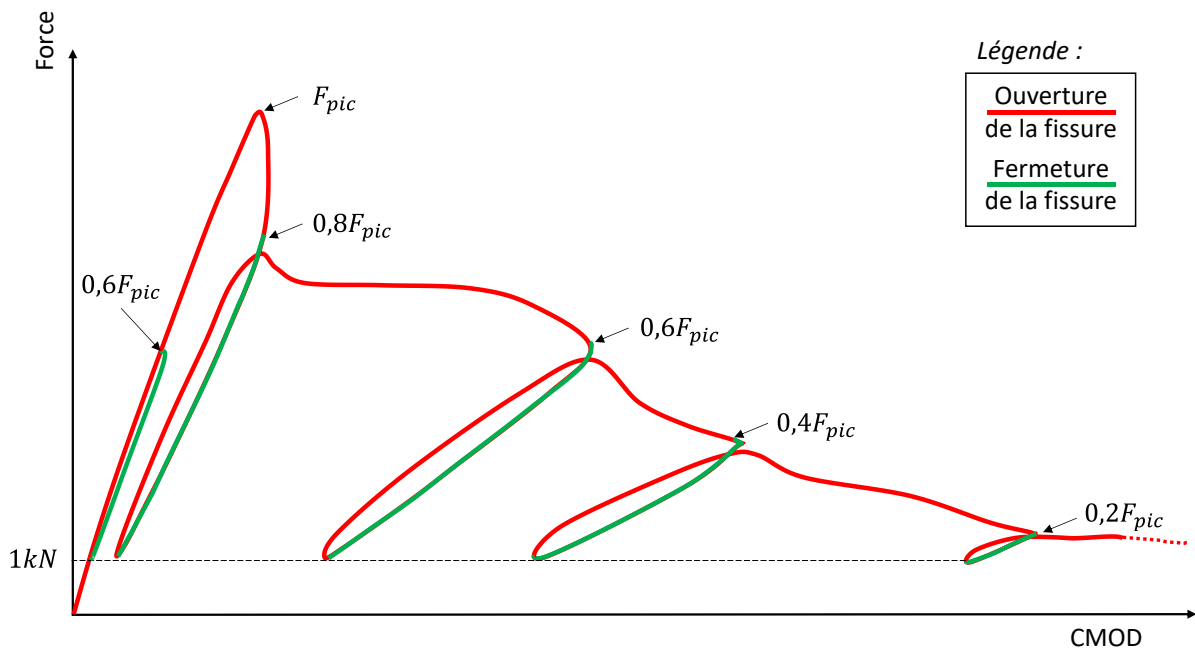


Figure III.11 : Scénario de chargement – Force vs CMOD

Pour les mesures électriques, un pont de Wheatstone illustré sur la Figure III.12 a été utilisé. En se basant sur une étude paramétrique réalisée par Ferdiansyah [4], une tension alternative de 20 V avec une fréquence de 1 kHz est appliquée entre les deux bornes des électrodes qui encerclent l'éprouvette. Le pont est constitué de 4 résistances branchées dans une boucle, avec un galvanomètre mesurant la différence de potentiel entre les deux branches. Parmi les quatre résistances, il y a trois potentiomètres dont les valeurs de résistance sont réglables et la quatrième est celle du béton dont la valeur est inconnue. Au début de l'essai, les deux branches sont équilibrées pour obtenir une différence de potentiel V_b aux bornes du galvanomètre la plus proche possible de 0 V.

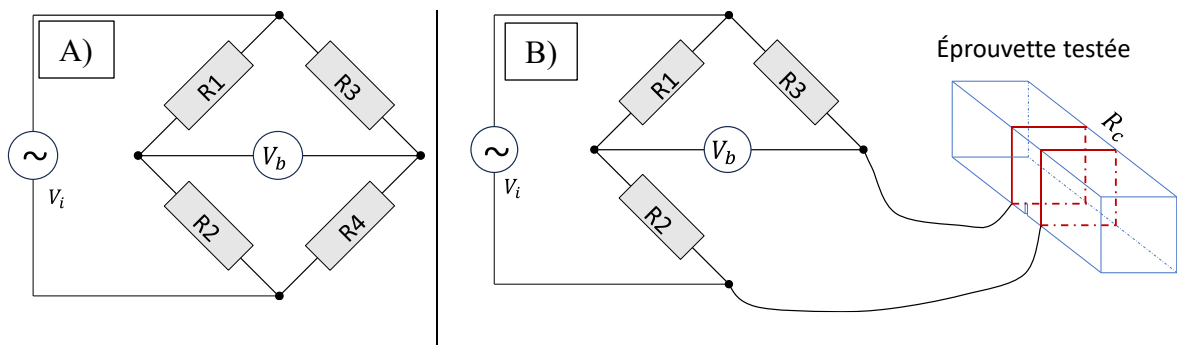


Figure III.12 : Schéma du pont de Wheatstone classique (A) et incluant la mesure de résistance de l'éprouvette testée (B)

Comme le béton a un comportement globalement capacitif, la différence de potentiel initiale (V_{b0}) ne peut pas être parfaitement nulle (soit $V_{b0} = 0$ V), mais cette valeur est enregistrée comme celle de référence.

Lorsque le pont est équilibré, on a : $\frac{Z_1}{Z_3} = \frac{Z_2}{Z_4}$. Si on considère Z_4 comme étant l'impédance du béton (Z_c), alors on peut déterminer l'impédance initiale du béton par l'équation III.10.

$$Z_c = \frac{Z_2 Z_3}{Z_1} \quad \text{III.10}$$

Différents phénomènes physiques vont faire varier l'impédance du béton lorsqu'il est soumis à une contrainte et qu'il subit un endommagement. Dans ces conditions, le pont n'est plus équilibré, ce qui se traduit par une évolution de la différence de potentiel V_{bt} . La différence de potentiel V_{bt} dépend alors des différentes impédances et de la tension appliquée aux bornes du générateur (V_i) suivant l'équation III.11.

$$V_{bt} = \left(\frac{Z_2}{Z_1 + Z_2} - \frac{Z_c}{Z_3 + Z_c} \right) V_i \quad \text{III.11}$$

Comme Z_1 , Z_2 , et Z_3 sont constantes, la variation de Z_c peut être suivie en mesurant la variation de tension V_{bt} . On définit alors l'évolution de la tension électrique (ΔV) par rapport à la valeur initiale avec l'équation III.12.

$$\Delta V = V_{bt} - V_{b0} \quad \text{III.12}$$

III.5.2. Résultats

III.5.2.1. Force vs CMOD

De la Figure III.13 à la Figure III.16 sont présentés les résultats mécaniques des essais de flexion des différentes formulations conformément au scénario de chargement précédemment décrit et illustré avec la Figure III.11.

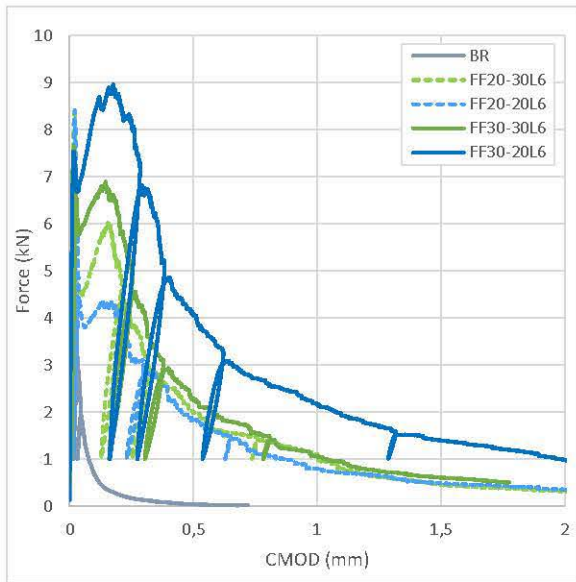


Figure III.13 : Courbe Force – CMOD - de 0 à 2 mm

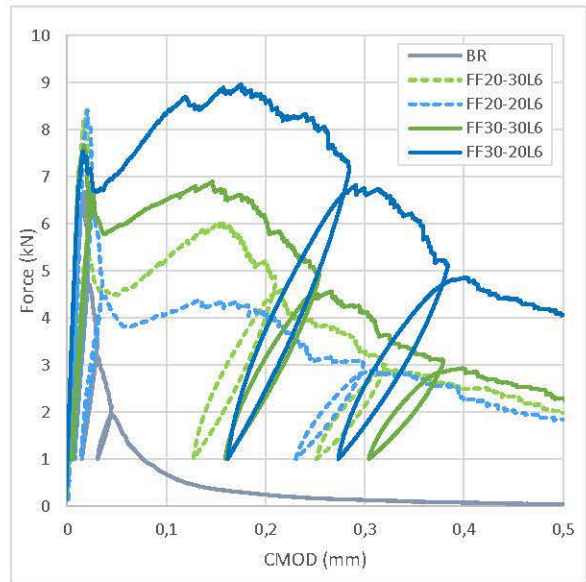


Figure III.14 Courbe - Force - de 0 à 0,5 mm

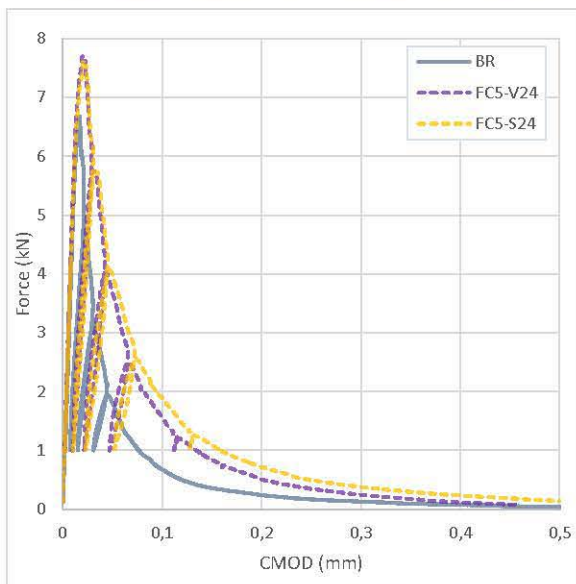


Figure III.15 : Courbes Force - CMOD de 0 à 0,5 mm

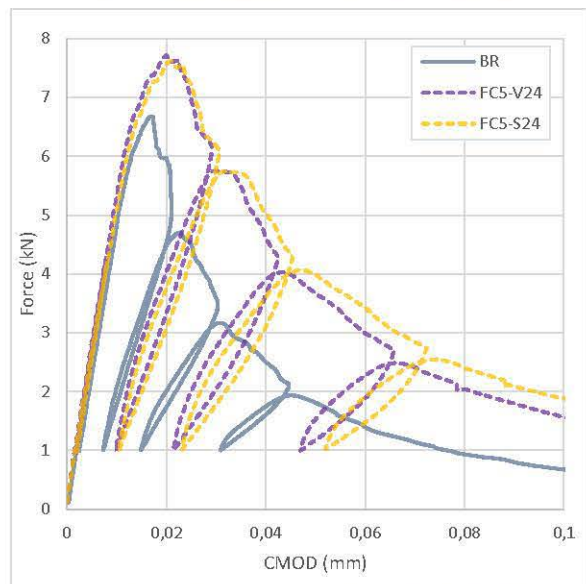


Figure III.16 : Courbes Force - CMOD - de 0 à 0,5 mm

Pendant le premier cycle de chargement, où la charge monte jusqu'à 60% du pic théorique, et le début du deuxième cycle, le comportement est le même pour toutes les formulations. A ce stade, le béton n'est pas encore endommagé, il est toujours dans le domaine élastique. Durant ce premier cycle, la force augmente rapidement car l'essai est piloté en CMOD et comme le matériau n'est pas encore endommagé, l'éprouvette est rigide. La montée en charge doit être rapide pour respecter la consigne de chargement. A la fin du premier cycle à 60% du pic, les éprouvettes sont déchargées jusqu'à 1 kN. La courbe force-CMOD décroît alors en suivant pratiquement la même pente qu'au moment du chargement, montrant ainsi que le matériau n'est pas endommagé. Au début du deuxième cycle, la pente de la courbe force-CMOD est toujours la même. C'est seulement lorsque la charge s'approche du pic que la courbe n'est plus linéaire car à partir de là, des microfissures ont commencé à se développer.

Le BR, et les formulations FC montrent une faible capacité de déformation et une chute rapide de la capacité portante post pic (résistance résiduelle post pic). Sans fibre, le béton n'offre qu'une faible résistance à la propagation de la fissure. De ce fait, les cycles s'enchaînent à de faibles valeurs de déformations et de CMOD. Le BR n'a d'ailleurs pas eu la capacité portante suffisante pour supporter le dernier cycle de chargement. Il a été montré dans la partie II.9 que les fibres de carbone n'ont pas d'impact majeur sur la maîtrise de la fissuration en traction par flexion. Il en résulte un comportement quasiment similaire à celui du BR, avec tout de même un léger ralentissement de la perte de capacité portante en post-pic. C'est-à-dire que les cycles 3 à 5 se passent à des ouvertures de fissure plus élevées que pour le BR.

Concernant les formulations FF, il y a une nette différence de comportement en post-pic. Les cycles se passent à des valeurs de CMOD beaucoup plus importantes que pour le BR ou les formulations FC. Après le pic de chargement, la CMOD continue à augmenter jusqu'à ce que la force redescende à 80% du pic. Dans cette phase il est généralement admis que de la coalescence des microfissures résultent une ou plusieurs macrofissures au fond de l'entaille. Pendant la phase de déchargement, la CMOD se referme partiellement mais ne revient pas aux valeurs initiales car le matériau est endommagé. La CMOD diminue jusqu'à ce que la force atteigne 1 kN, puis l'éprouvette est de nouveau chargée. La pente de la courbe force-CMOD est alors plus faible que pendant le cycle précédent ce qui indique la perte de raideur du matériau. Cet aspect sera discuté dans la partie III.5.2.5. Le comportement des formulations FF pendant le troisième cycle est particulier. En effet, un comportement écrouissant est observé, la charge continue d'augmenter alors que les fissures s'ouvrent davantage. Ce phénomène se produit pendant ce cycle car la CMOD est dans une plage où les fibres sont les plus efficaces

(entre 0,05 mm et 0,2 mm). Pour le 4^{ème} et 5^{ème} cycle, le béton est dans un état d'endommagement avancé, les fibres continuent à reprendre des contraintes à travers la fissure mais sont de moins en moins efficaces car elles rompent les unes après les autres jusqu'à la fin de l'essai.

Le passage de 20 à 30 kg/m³ de FF20L6 entraîne une très nette amélioration du comportement post-pic. Cette observation n'est pas aussi vraie pour les FF30L6, en effet, une faible amélioration du comportement post-pic a été observé avec l'augmentation du dosage en fibre. L'effet d'échelle peut expliquer un tel comportement car l'éprouvette testée a une section relativement faible par rapport à la longueur de 30 mm de ces fibres. De plus, les FF30L6 sont moins nombreuses que les fibres FF20L6 du fait de leur dimensions plus élevées. Ainsi, il y a moins de chance qu'une fibre soit correctement positionnée pour intercepter efficacement la fissure. En parallèle, comme ces fibres ont un très bon ancrage dans la matrice, elles n'ont besoin que d'une faible longueur d'ancrage pour être efficace.

III.5.2.2. ΔV & $CMOD$ vs temps

De la Figure III.17 à la Figure III.23 sont présentées l'évolution de l'ouverture de fissure en parallèle avec l'évolution de ΔV en fonction du temps pour chaque formulation étudiée. Étant donné les plages très variables en termes de durée d'essais, d'ouverture de fissure et de variation de tension, le choix a été fait de représenter ces graphiques avec des échelles différentes. Pour chaque graphique, l'échelle de ΔV a été calibrée de telle sorte que la valeur à la fin de l'essai arrive au même point que la $CMOD$ correspondante. Ainsi, à gauche sont représentés les résultats de l'essai en entier, et à droite, un focus sur le début de l'essai. A chaque fois, ces deux graphiques sont représentés avec le même rapport $CMOD_{max}/\Delta V_{max}$. Sur ces figures, l'évolution de $CMOD$ est présentée en trait plein, et l'évolution de ΔV en pointillés.

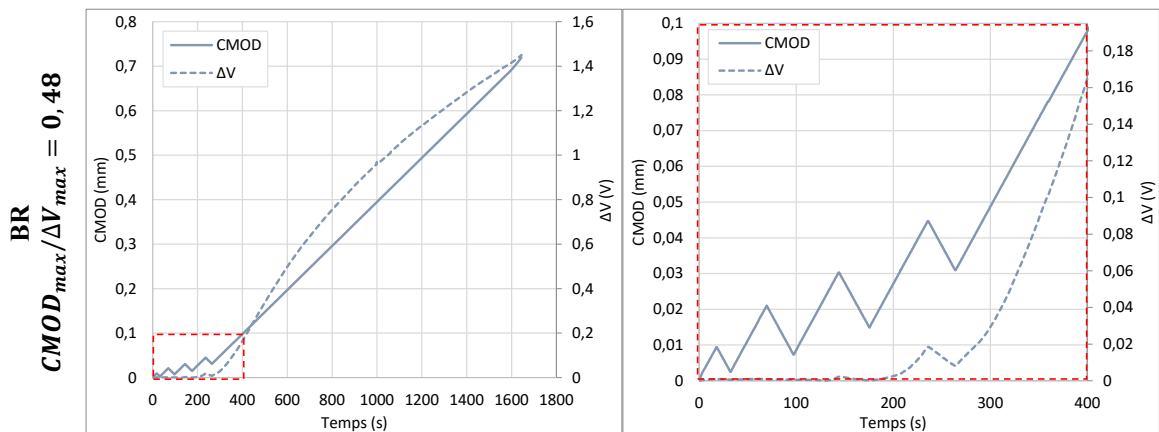


Figure III.17 : Formulation BR : $CMOD$ & ΔV vs Temps

FF20-20L6
 $CMOD_{max}/\Delta V_{max} = 2,03$

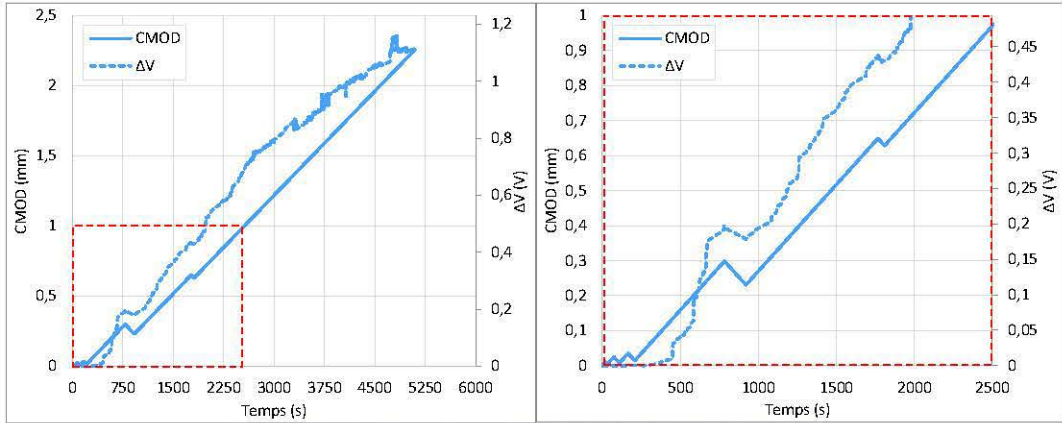


Figure III.18 : Formulation FF20-20L6 : CMOD & ΔV vs Temps

FF20-30L6
 $CMOD_{max}/\Delta V_{max} = 2,51$

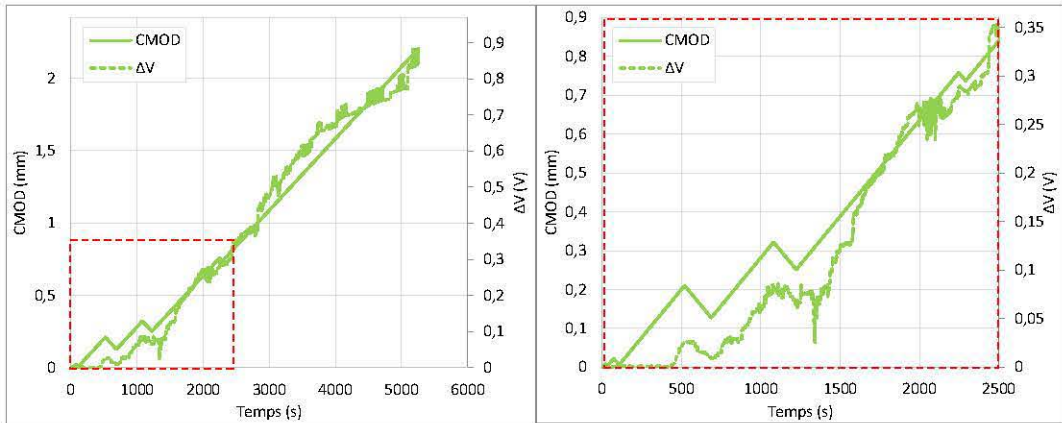


Figure III.19 : Formulation FF20-30L6 : CMOD & ΔV vs Temps

FF30-20L6
 $CMOD_{max}/\Delta V_{max} = 4,4$

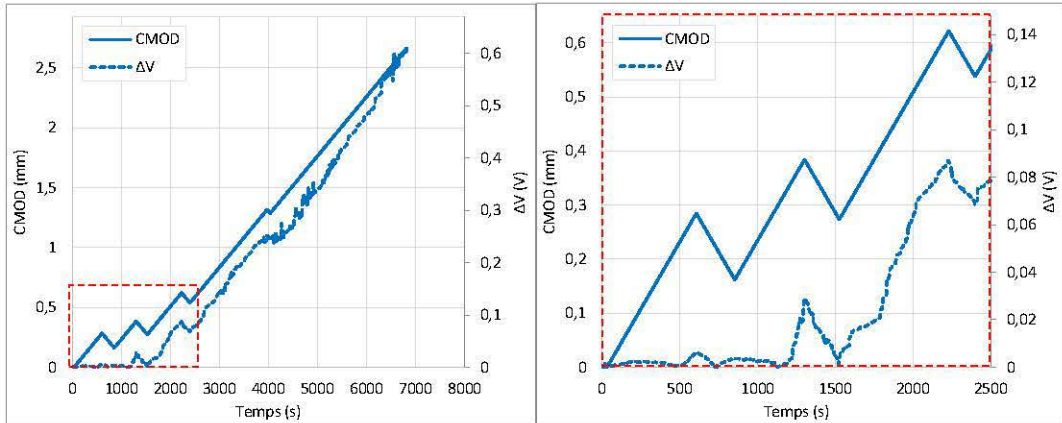


Figure III.20 : Formulation FF30-20L6 : CMOD & ΔV vs Temps

FF30-30L6
 $CMOD_{max}/\Delta V_{max} = 1,58$

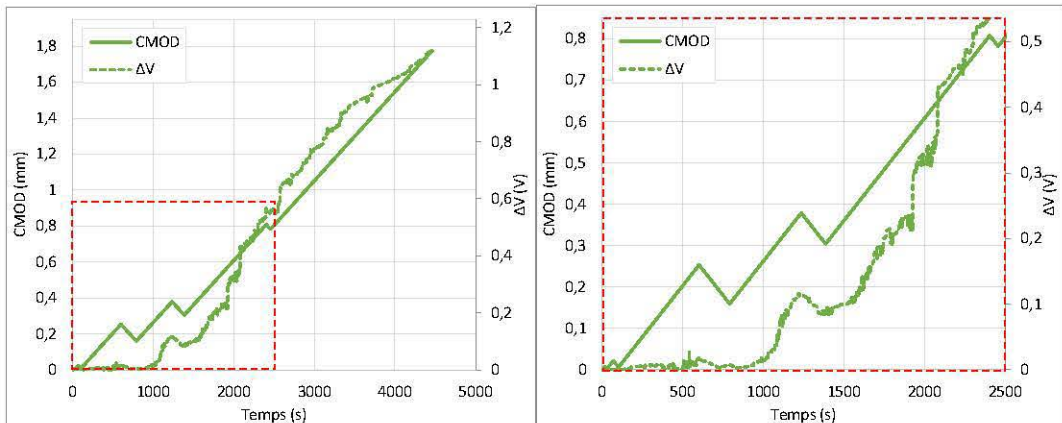


Figure III.21 : Formulation FF30-30L6 : CMOD & ΔV vs Temps

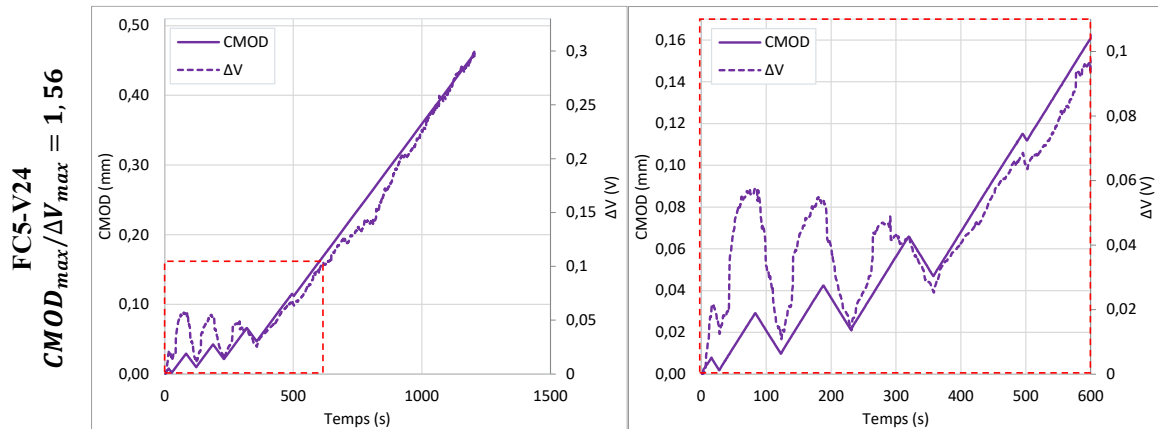


Figure III.22 : Formulation FC5-V24 : CMOD & ΔV vs Temps

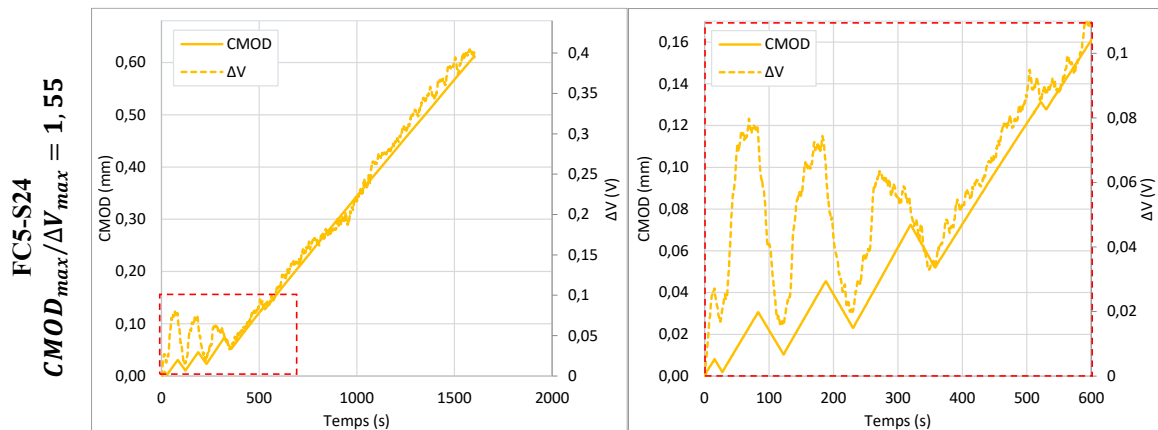


Figure III.23 : Formulation FC5-S24 : CMOD & ΔV vs Temps

Ces figures illustrent l'évolution de l'ouverture de fissure pendant l'essai. Les parties croissantes de la courbe correspondent aux moments où la fissure s'ouvre, et les parties décroissantes, les moments où la fissure se ferme. Ces phases sont présentées en rouge et en vert sur la Figure III.11. Lorsque la CMOD augmente, on observe en parallèle, une augmentation de ΔV avec différentes amplitudes suivant les formulations.

Afin de déterminer le moment à partir duquel les mesures électriques transmettent une information significative, un seuil minimal a été fixé à 0,02 V. Cette limite a été déduite à partir de mesures préalables effectuées en l'absence de charge. Après avoir équilibré le pont de Wheatstone, les variations de tension à l'intérieur du pont ont été surveillées. Du fait de la précision des mesures, une variation de l'ordre de 0,005 V à 0,01 V a pu être observé. Ainsi, pour garantir que les fluctuations de tension soient considérées comme significatives, le seuil a été défini à une valeur supérieure à cette précision de mesure.

Concernant le béton de référence (BR), il n'y a pas de réponse significative de tension avant d'avoir atteint le 4^{ème} cycle de chargement/déchargement. Même si la CMOD semble alors très

faible (de l'ordre de 0,03 mm), le matériau est alors dans le domaine post-pic depuis un certain temps.

Pour les formulations FF, les premières réponses significatives sont captées dès le 2^{ème} cycle pour les dosages à 20 kg/m³ et à partir du 3^{ème} cycle pour les dosages à 30 kg/m³. Les formulations à 20 kg/m³ de FF semblent donc être capables de donner une information plus rapidement.

Les formulations FC, quant à elles dépassent le seuil des 0,02 V dès le premier cycle, c'est-à-dire lorsque le béton est encore dans le domaine élastique. Le béton renforcé de fibres de carbone est donc plus sensible en termes de variation de la résistance électrique induite par une contrainte mécanique ou un début d'endommagement. L'hypothèse avancée est qu'avec leur diamètre très faible, leur nombre est beaucoup plus important que pour les FF, donc elles sont très proches les unes des autres dans le béton, et peu de matière isolante les séparent (la matière isolante correspondant à la matrice cimentaire). Lorsqu'une force est appliquée, le béton va se déformer et les fibres qui étaient initialement très proches, vont s'éloigner au fur et à mesure que le béton se déforme. Cette augmentation de distance entre les fibres va faire diminuer leur interconnectivité, et donc augmenter progressivement la résistance électrique globale du béton. Le phénomène inverse devrait être observé en zone comprimée mais comme les fibres de carbone sont déjà très proches de base, le fait qu'elles se rapprochent plus n'engendre pas ou peu de changement au niveau du passage du courant électrique.

Le Tableau III.3 donne le détail de la $CMOD_{\Delta V > 0,02V}$, qui correspond à l'ouverture de fissure à partir de laquelle ΔV devient supérieure à 0,02V et la $CMOD_{F=1kN}$, l'ouverture de fissure atteinte lorsque la force devient inférieure à 1 kN après le dernier cycle de chargement/déchargement, c'est-à-dire que l'éprouvette est proche de la ruine.

Tableau III.3 : Comparaison entre $CMOD_{\Delta V > 0,02V}$ et $CMOD_{F=1kN}$

	$CMOD_{\Delta V > 0,02V}$ (mm)	$CMOD_{F=1kN}$ (mm)	$\frac{CMOD_{\Delta V > 0,02V}}{CMOD_{F=1kN}}$
BR	0,042	0,075	57 %
FF20-20L6	0,13	0,87	15 %
FF20-30L6	0,19	0,99	19 %
FF30-20L6	0,37	1,98	19 %
FF30-30L6	0,27	1,02	26 %
FC5-V24	0,004	0,13	3 %
FC5-S24	0,005	0,15	3 %

Cette comparaison permet de se rendre compte de l'état d'avancement relatif de la fissuration au moment de la première réponse significative. Pour le BR, la première réponse est donnée

alors que le béton est déjà à 57 % de la $CMOD_{F=1kN}$. Pour les formulations FF, la réponse est donnée à un stade moins avancé c'est à dire entre 15 % et 26 % de $CMOD_{F=1kN}$. Pour les formulations FC, la réponse est donnée encore plus tôt, à environ 3 % de $CMOD_{F=1kN}$.

III.5.2.3. ΔV vs $CMOD$ & Force vs $CMOD$

De la Figure III.24 à la Figure III.27 sont présentées les évolutions de ΔV en fonction de la $CMOD$ pour toutes les formulations. Les résultats montrent que lorsque l'ouverture de la fissure augmente, la tension augmente également, ce qui traduit une augmentation de la résistivité.

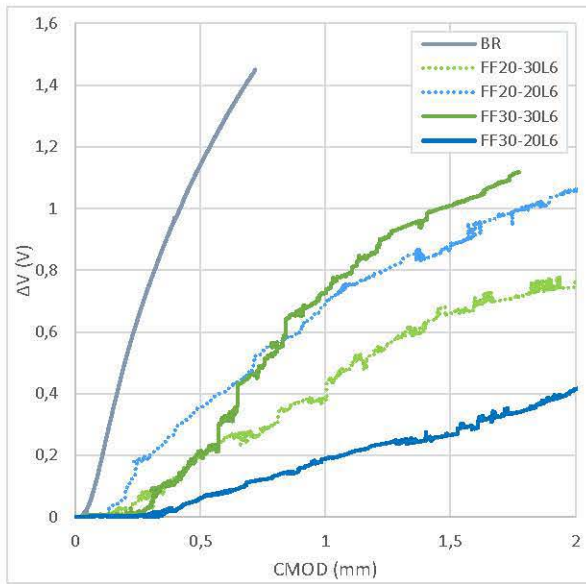


Figure III.24 : Courbe ΔV - $CMOD$ (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m^3)

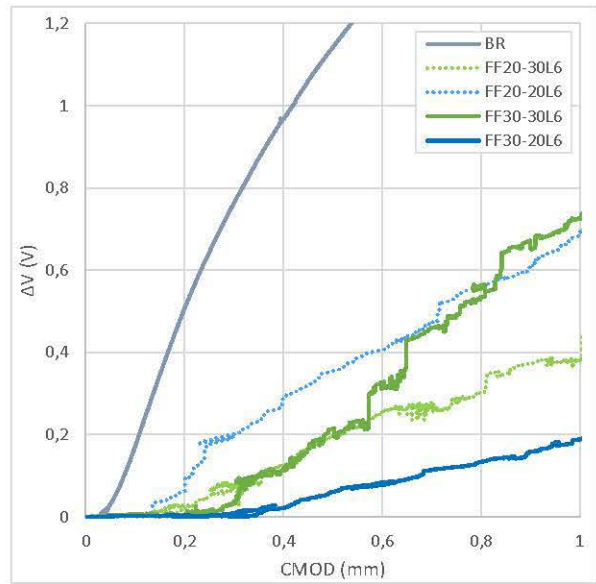


Figure III.25 : Courbe ΔV - $CMOD$ (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m^3) – Zoom entre 0 et 1 mm de $CMOD$

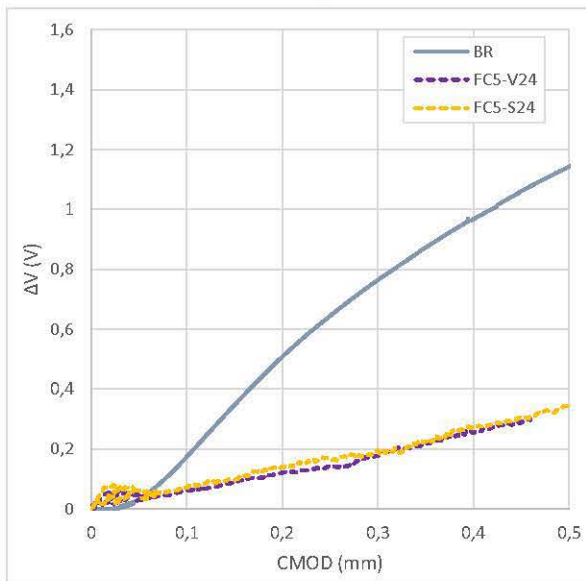


Figure III.26 : Courbe ΔV - $CMOD$ (BR et formulations FC à 5 kg/m^3)

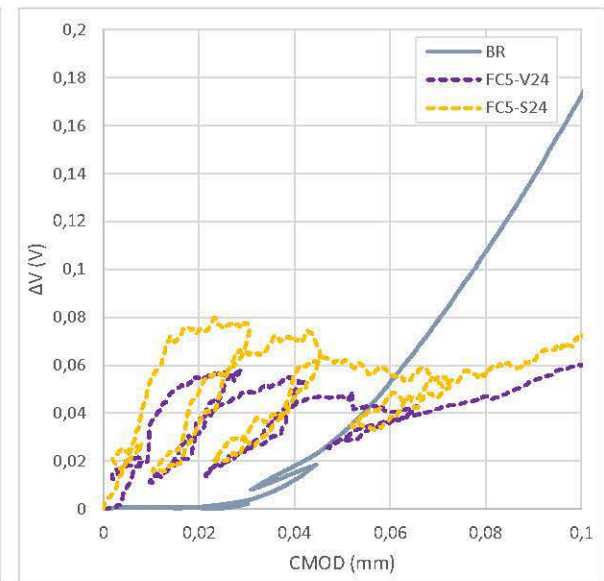


Figure III.27 : Courbe ΔV - $CMOD$ (BR et formulations FC à 5 kg/m^3) – Zoom entre 0 et 0,1 mm de $CMOD$

Le béton de référence montre la meilleure sensibilité à cette variation car pour une CMOD donnée, le ΔV correspondant est plus élevé. On observe une évolution plus ou moins linéaire des courbes et donc une quasi-proportionnalité entre ΔV et $CMOD$.

Pour les formulations FF, même s'il semble y avoir une relation linéaire entre la variation de la tension et l'ouverture de la fissure, la sensibilité de la technique ne semble pas clairement modifiée par les dimensions des fibres ou leur dosage. Pour expliquer cela, il faut faire le lien avec les résultats mécaniques. Par exemple, pour la formulation FF30-20L6, la sensibilité est plus faible que pour les autres formulations FF. En parallèle, c'est cette formulation qui a montré le meilleur comportement post-pic, c'est à dire qu'avec une CMOD donnée elle a la résistance résiduelle la plus élevée. Dès lors, si on compare maintenant les courbes Force- ΔV (voir la Figure III.28) des différentes formulations, il est montré qu'elles ont toutes des comportements très similaires. C'est-à-dire que pour une même variation de tension (ΔV), la force correspondante est pratiquement la même pour toutes les formulations FF.

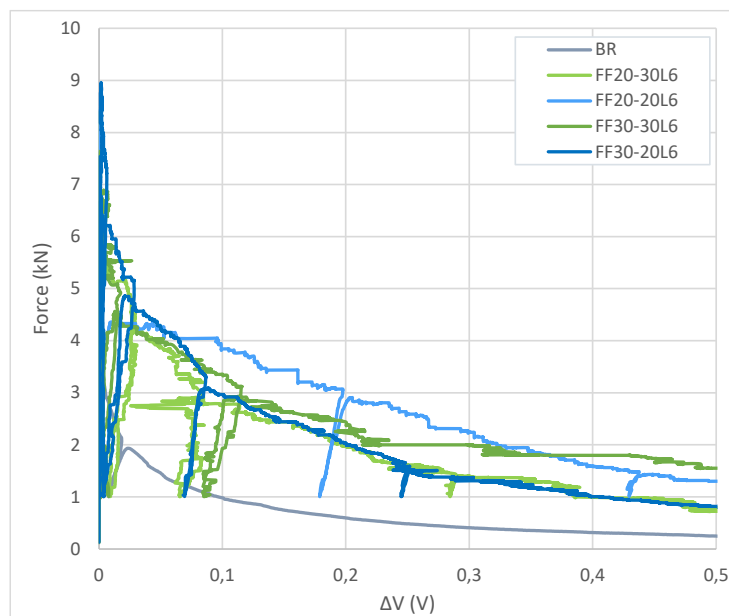


Figure III.28 : Courbe Force- ΔV (formulations FIBRAFLEX)

III.5.2.4. Facteurs de jauge vs CMOD

Le facteur de jauge est défini comme la sensibilité qu'a un matériau vis-à-vis de son potentiel d'auto-détection. Plus le facteur de jauge est grand, plus le matériau aura de bonnes capacités d'auto-détection. Dans cette partie, le facteur de jauge d'ouverture de fissure est calculé par l'équation III.13.

$$k_{CMOD} = \frac{\Delta V}{CMOD} \quad III.13$$

Avec :

k_{CMOD} , le facteur de jauge d'ouverture de fissure en V/mm

ΔV , la différence de tension à un instant t , en V

CMOD, l'ouverture de la fissure à un instant t , en mm

Les facteurs de jauge des différentes formulations sont donnés de la Figure III.29 à la Figure III.32.

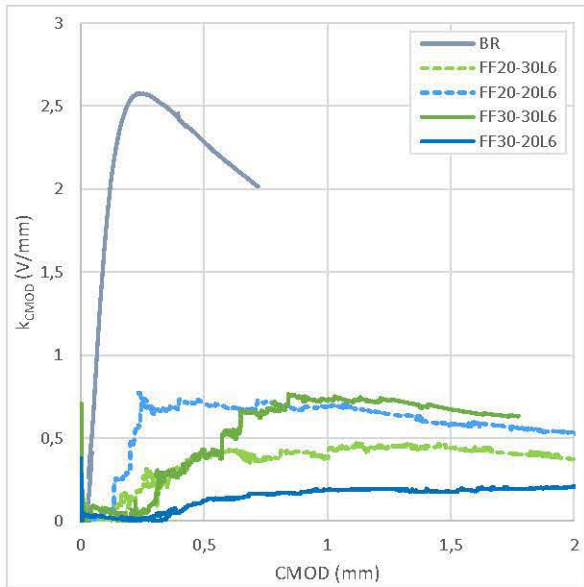


Figure III.29 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m³)

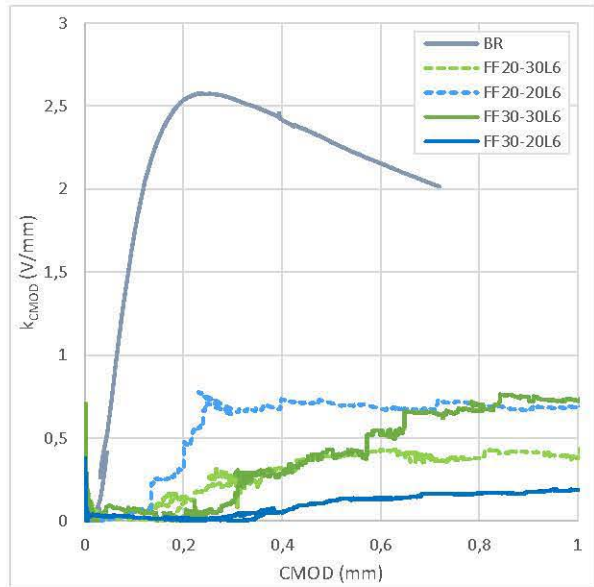


Figure III.30 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FF à 20 et 30 kg/m³) – Zoom de 0 à 1 mm de CMOD

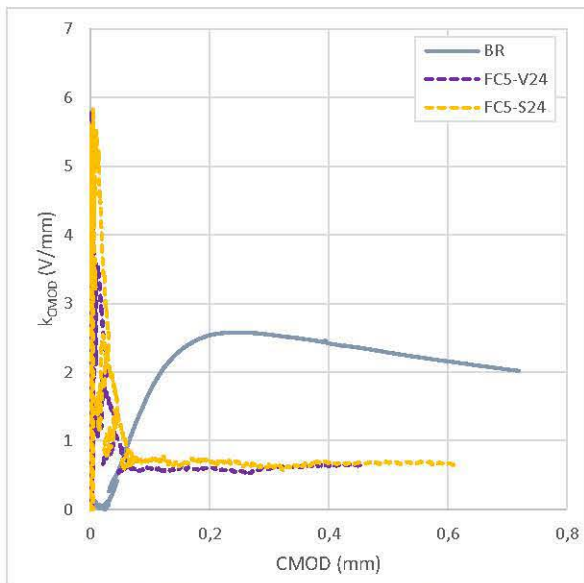


Figure III.31 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FC)

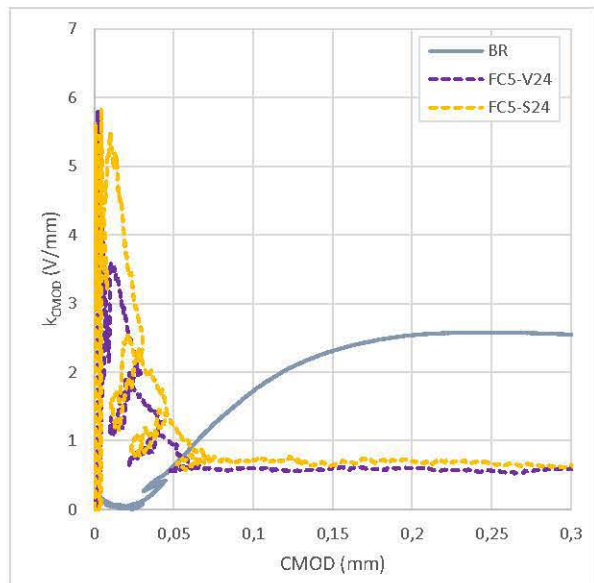


Figure III.32 : Facteur de jauge vs CMOD (BR et formulations FC) – Zoom de 0 à 0,3 mm de CMOD

Pour le BR, avant le pic comme la réponse électrique est très faible, le facteur de jauge reste à des valeurs très basses. Il augmente drastiquement après le pic (c'est-à-dire après avoir atteint

environ 0,015 mm de CMOD) puis commence à décroître quasi linéairement après 0,25 mm de CMOD et ce jusqu'à la fin de l'essai.

Les facteurs de jauge des formulations FF ont tous la même évolution qui est divisée en trois phases. Dans un premier temps, il est quasi nul, le matériau n'est pas assez endommagé pour délivrer une réponse électrique significative. Il faut attendre une CMOD de l'ordre de 0,15 mm pour les formulations à 20 kg/m³ et de l'ordre de 0,2 mm pour les formulations à 30 kg/m³ pour avoir un facteur de jauge significatif. A ce stade, le facteur de jauge augmente quasi-linéairement jusqu'à atteindre un palier sur lequel il reste plus ou moins constant jusqu'à la fin de l'essai. Avec un dosage de 20 kg/m³ de fibres, les fibres FF20L6 et FF30L6 permettent d'atteindre des paliers à environ 0,6 et 0,45 V/mm respectivement. Pour les dosages à 30 kg/m³ de fibres, les formulations FF30-20L6 et FF30-30L6, les paliers se situent à environ 0,18 et 0,75 V/mm respectivement.

Pour les formulations renforcées par des fibres de carbone, à de faibles ouvertures de fissure, le facteur de jauge atteint des valeurs relativement élevées mais avec une grande variabilité. Les ouvertures de fissures détectées, tout comme la variation de la tension, sont alors à des valeurs très faibles ce qui engendre une grande instabilité. Cependant, après avoir atteint 0,05 mm d'ouverture de fissure, le facteur de jauge devient constant, avec une valeur de l'ordre de 0,7 V/mm pour les formulations FC5-V24 et FC5-S24.

Après une certaine ouverture de fissure, la formulation ayant un facteur de jauge le plus élevé est celle sans fibre. En l'absence de fibres, l'endommagement du béton entraîne de plus forte variation de résistivité. Contrairement au béton fibré, lorsque la fissure atteint une ouverture critique telle que définie par Turatsinze et Bascoul [103], les deux faces de part et d'autre de la fissure n'ont plus de continuité et sont isolées l'une de l'autre par de l'air. Dans le cas des formulations renforcées par des fibres, malgré l'ouverture de la fissure, les fibres continuent d'assurer la continuité structurelle et la continuité électrique entre les deux lèvres de la fissure et ce jusqu'à leur rupture ou leur arrachement de la face opposée.

Même si la sensibilité des bétons fibrés est plus faible, leurs facteurs de jauge sont beaucoup plus stables et ne varient que très peu lorsque le matériau est dans un stade d'endommagement avancé. Dans une optique de monitoring de l'endommagement, cet aspect est essentiel puisque la mesure électrique peut être alors considéré comme un indicateur fiable.

III.5.2.5. Variable d'endommagement vs CMOD

Le scénario de chargement réalisé expérimentalement comprend des boucles de chargement / déchargement. Ces phases entraînent des boucles d'hystérésis dont les pentes dépendent de la raideur de l'éprouvette. Les deux premières pentes (K_{0a} et K_{0b}) donnent la raideur initiale du matériau « non endommagé ». La première boucle correspond au chargement jusqu'à 60 % du pic et au déchargement à 1 kN. C'est la pente K_{0a} associée à cette boucle qui donne la raideur de référence. La deuxième pente K_{0b} calculée correspond à la partie linéaire de la courbe jusqu'au pic. Cette pente est calculée afin de contrôler si le matériau est bien resté dans le domaine élastique à l'issue du premier cycle. Dès la 2^{ème} boucle (K_1), le matériau est sorti de son domaine élastique, il est endommagé, donc sa raideur est réduite, cela se traduit par une pente plus douce. Au fur et à mesure que le matériau s'endommage, il perd en raideur et la pente de chaque boucle devient alors de plus en plus douce. La Figure III.33 explicite la méthode pour calculer les pentes de chaque cycle de chargement / déchargement. Pour cela, le point A est positionné à partir du moment où la phase de déchargement est finie, c'est-à-dire que la force a atteint 1 kN. Quant à lui, le point B correspond à l'endroit où la boucle se referme, c'est-à-dire lorsque la force retourne à la valeur initiale après la phase de chargement.

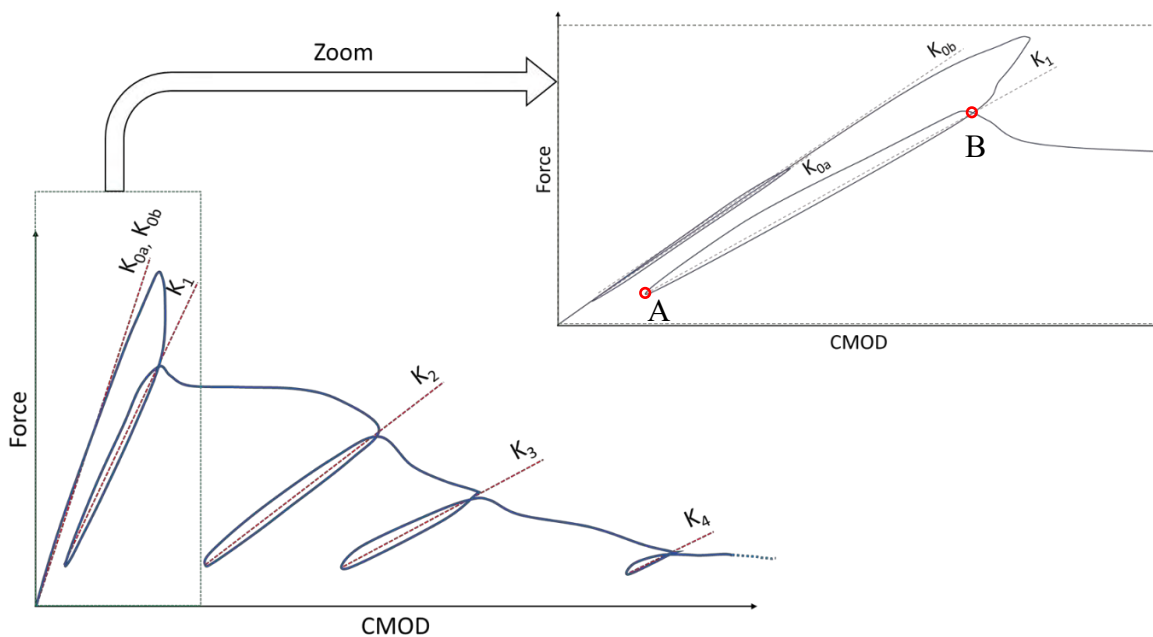


Figure III.33 : Boucles d'hystérésis et calculs des pentes correspondantes

La variable d'endommagement D définie par A. Cuong Ho & al. [104] permet de quantifier le niveau d'endommagement du béton. Il est calculé suivant l'équation III.14.

$$D_i = 1 - \left(\frac{K_i}{K_{0a}} \right) \quad \text{III.14}$$

Avec :

D , variable d'endommagement

K_i , la pente de courbe Force-CMOD pour la boucle i (en N/m)

K_{0a} , la pente de la courbe Force-CMOD pour la 1^{ère} boucle (en N/m)

Un matériau non endommagé aura un indice D de 0 alors qu'un matériau ayant perdu toute sa rigidité aurait théoriquement un indice D de 1. La variable d'endommagement est donnée en fonction de la CMOD pour les différentes formulations, sur les Figure III.34 à Figure III.37. Les valeurs de CMOD correspondent à celles atteintes au moment où les boucles d'hystérésis se referment (voir point B sur la Figure III.33).

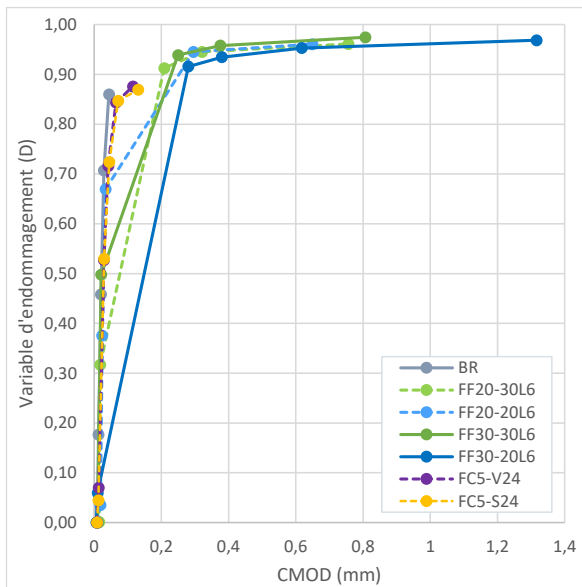


Figure III.34 : Indice d'endommagement vs CMOD (toutes les formulations)

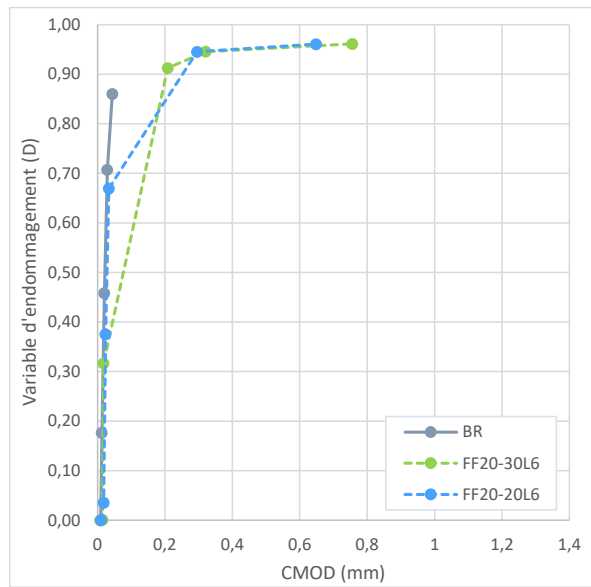


Figure III.35 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FF à 20 kg/m³)

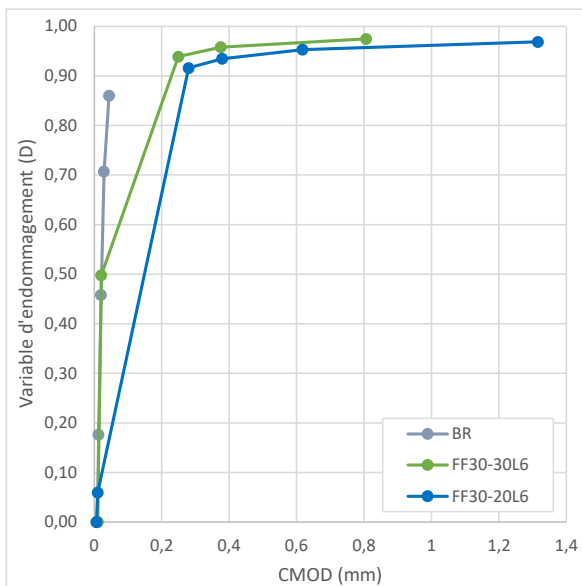


Figure III.36 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FF à 30 kg/m³)

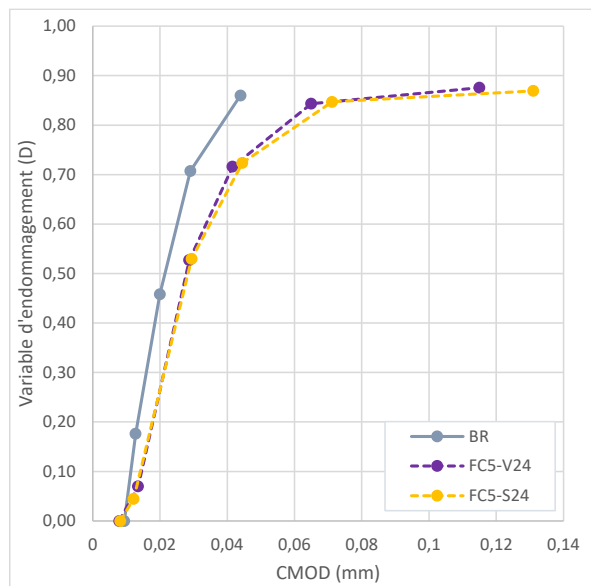


Figure III.37 : Indice d'endommagement vs CMOD (BR et formulation FC à 5 kg/m³)

La variable d'endommagement du BR augmente fortement pour de très faibles valeurs de CMOD montrant sa faible capacité de déformation et sa grande sensibilité à la fissuration. Dès lors que la fissure s'ouvre, une grande perte de raideur est observée.

Pour les formulations renforcées de FF, les graphiques comportent deux phases. Une première phase où ils suivent la même évolution que le béton de référence car à ce stade la CMOD n'est pas assez élevée pour que les fibres pontent efficacement la fissure. La deuxième phase débute à environ 0,05 mm de CMOD, au moment où l'ouverture de la fissure a atteint la plage de valeur où l'efficacité des fibres est la plus importante. A partir de là, pour atteindre un même niveau d'endommagement, l'ouverture de fissure correspondante est largement plus importante. L'ajout de fibres FIBRAFLEX a également permis d'atteindre des pertes de raideur plus élevées avant la ruine des éprouvettes.

Pour les formulations renforcées par des FC, la variable d'endommagement suit la même évolution que celui du BR, mais avec des ouvertures de fissure légèrement plus élevées. Même si les fibres FC n'ont à priori, pas un impact aussi important que les FF, il apparaît que leur présence impacte favorablement la variable d'endommagement de l'éprouvette.

III.5.3. Discussion

Cette partie dédiée à la capacité d'auto-détection des bétons a permis de montrer la pertinence du suivi de l'état de contrainte et d'endommagement du béton grâce à des mesures électriques. Les essais de traction par flexion ont permis de constater le potentiel des bétons fibrés mais aussi du béton sans fibre.

Pour la formulation de référence (BR) et celles renforcées par des FF, il a été montré qu'il faut attendre de sortir du domaine élastique pour réussir à mesurer des variations de résistivité sous l'effet d'un chargement. Cette limitation est causée par plusieurs facteurs. D'une part l'utilisation d'électrodes externes réduit la sensibilité des mesures par rapport à des électrodes noyées dans le béton. D'autre part, les électrodes encerclent toute la section de l'éprouvette, or en flexion, le gradient de déformation conduit à une zone comprimée et une zone tendue. Ces deux sollicitations entraînent des conséquences différentes : la compression aura tendance à faire diminuer la résistivité alors que la traction la fera augmenter. Ainsi, lorsque le béton n'est pas endommagé, il est difficile de tirer des informations à partir d'une mesure électrique globale. Pour pallier cela, il serait envisageable de positionner les électrodes de manière stratégique, autrement dit pour le monitoring de la zone la plus critique, dans ce cas en zone tendue pour s'affranchir de ce couplage qui diminue la sensibilité du montage.

Au contraire, les deux formulations renforcées par les fibres de carbone ont montré un potentiel d'auto-détection dès la phase élastique. Avant même qu'une fissure se soit développée, leur résistivité a changé de manière significative. Comme cela a été montré dans la partie III.2, l'ajout de fibres de carbone induit une forte conductivité du béton. Les fibres facilitent la circulation des électrons et dès qu'une contrainte est appliquée, ce cheminement plus ou moins continu est affecté. En partie comprimée, où les FC sont déjà très proches les unes des autres, le fait que les fibres se rapprochent n'a pas beaucoup d'impact sur leur interconnectivité. Au contraire, en partie tendue, les fibres vont avoir tendance à s'éloigner et dans ce cas les électrons ont plus de difficulté à transiter d'une fibre à l'autre ce qui va augmenter la résistivité. Une fois que le béton est endommagé, l'ouverture de fissure augmente, ce qui est accompagné par une réduction de l'interconnectivité des pores : il en résulte une augmentation de la résistivité. Plus la fissure s'ouvre, plus elle se propage sur la hauteur de l'éprouvette, ce qui entraîne une réduction de la surface de contact. L'air présent entre les deux lèvres de la fissure joue le rôle d'isolant et altère le passage du courant électrique. On retrouve les mêmes phénomènes dans le cas des formulations FF, mais ils sont accompagnés par d'autres phénomènes induits par les fibres. Lorsque les fibres sont sollicitées, elles s'allongent sous l'effet de traction qui vient de l'ouverture progressive des fissures. En se déformant, la conductivité de la fibre diminue progressivement. Une fois que la contrainte atteint la résistance à la traction de la fibre, elle casse et ne permet plus de faire transiter les électrons de part et d'autre de la fissure. Il est toujours possible que des électrons parviennent à circuler grâce à l'effet de tunnel lorsque les deux parties de la fibre sont séparées mais très proches. Une fois que les deux parties de la fibre sont assez éloignées, le pont est rompu et donc la résistivité globale du béton augmente. De plus, dans le cas assez rare où la fibre est arrachée de la matrice cimentaire, la surface de contact diminue au fur et à mesure que la fibre se retire ce qui entraîne là aussi une augmentation de la résistivité.

En appliquant cette technique à des voussoirs, il serait possible de faire soit de la surveillance d'ouvrage, soit de la détection d'endommagement et en faire le suivi. Dans le premier cas, même si le facteur de jauge n'est pas connu il pourrait être considéré constant (il a été démontré que c'est le cas pour les BRF), il serait donc possible de surveiller l'évolution de l'endommagement du béton sans le quantifier, il s'agirait alors d'une mesure relative. Dans le deuxième cas, il faudrait passer par un stade de calibration pour connaître le facteur de jauge du matériau, on parlerait alors d'une mesure absolue. Cette calibration nécessiterait des essais

préalables en laboratoire pour quantifier l'évolution de l'endommagement du béton en fonction de ses propriétés électriques.

III.6. Conclusion

Les paragraphes III.2 et III.3 ont permis de caractériser les propriétés électriques des différentes formulations en différenciant la conductivité propre à la matrice et celle apportée par les fibres. L'impact du niveau d'hydratation a pu être investigué en faisant des suivis de résistivité sur des éprouvettes conservées en condition de cure. Alors que le ciment s'hydrate, des changements au niveau de la microstructure et de la solution interstitielle sont observés. Ces changements entraînent une augmentation de la résistivité qui a été illustrée par le béton sans fibre (BR).

Pour distinguer la conductivité induite par la solution interstitielle (conductivité électrolytique) et la conductivité apportée par les fibres (conductivité électronique), un séchage progressif avec un suivi de résistivité a été réalisé. Sans fibre, dès le début du séchage, l'évaporation de l'eau entraîne une augmentation rapide de la résistivité. En effet, les pores se vident lorsque le degré de saturation diminue ce qui entrave la circulation des ions. Pour les formulations fibrées, qui ont de mêmes porosités accessibles à l'eau que le BR (voir partie II.5), le même effet est observé. Cependant, l'impact n'est pas aussi marqué en raison de la capacité des fibres à permettre la circulation du courant électrique grâce à leurs électrons. Il a été démontré qu'au-delà d'un certain seuil de séchage, les résistivités des formulations renforcées de FF sont néanmoins affectées, car le rôle de relais joué par la solution interstitielle pour transférer l'énergie d'une fibre à une autre est altéré. Concernant les formulations renforcées de FC, le degré de saturation n'a quasiment pas d'impact sur les valeurs de résistivités. C'est grâce à leur diamètre très faibles et leur potentielle rupture pendant le malaxage que leur nombre est très important. Ainsi, elles sont très proches les unes des autres sur l'ensemble du volume de béton ce qui accentue le phénomène de transfert d'électrons par effet tunnel. De ce fait, avec les FC, la circulation du courant électrique est presque exclusivement indépendante de la conductivité électrolytique et de la solution interstitielle dans sa globalité.

La cinétique de montée en résistance à la compression du béton (R_c) a été mise en parallèle avec celle de l'augmentation de la résistivité (ρ). Ces deux paramètres sont liés par une relation logarithmique de type $R_c = \alpha \ln(\rho) + \beta$ dont les coefficients dépendent de la composition du béton. Plus l'indice de renforcement (RI) est élevé, plus le coefficient α l'est aussi. En effet, comme les fibres apportent une conductivité supplémentaire par rapport au BR, les résistivités des formulations fibrées varient moins. Ceci découle du fait que la conductivité électrolytique varie au cours du temps, alors que la conductivité électronique ne varie pas.

La dernière partie de ce chapitre était dédiée à la capacité d'auto-détection des bétons par des mesures électriques. L'objectif a été de suivre de manière indirecte l'endommagement du béton par des mesures électriques. Dans ce but, un montage sur le principe du pont de Wheatstone a été utilisé pour suivre l'évolution de la résistance électrique du béton pendant un essai de traction par flexion avec un chargement cyclique. Ces essais ont permis de mieux comprendre le comportement des bétons fibrés d'un point de vue mécanique et de faire le parallèle avec les principes physiques qui sont responsables des changements de la résistivité électrique. Ainsi, lorsqu'une contrainte est appliquée au béton et qu'il s'endommage, plusieurs phénomènes au niveau de la matrice cimentaire et des fibres se produisent.

Au niveau des fibres :

- Dans la zone tendue, le béton subit des déformations qui entraînent un éloignement des fibres les unes par rapport aux autres. Ainsi, les électrons présents dans les fibres ont moins de chance de transmettre leur énergie à une fibre qui était initialement très proche.
- Dans la zone comprimée, le phénomène inverse peut être observé.
- Lorsqu'une fibre intercepte une fissure, elle s'allonge en même temps que la fissure se forme, provoquant ainsi une augmentation graduelle de sa résistance électrique et, par conséquent, celle du béton.
- Au moment où la fibre atteint sa résistance à la traction, elle casse, ce qui a pour effet de rompre la liaison électrique qu'elle assurait.

Au niveau de la matrice :

- Les pores situés dans la zone tendue du béton subissent des déformations, l'interconnectivité des pores est altérée ce qui limite la circulation des ions et donc entraîne une augmentation de la résistance électrique.
- Le phénomène inverse est observé en zone comprimée.
- Lorsqu'une fissure s'ouvre, elle entraîne une rupture de continuité dans le réseau poral. La diminution de la quantité d'eau dans les pores entraîne un ralentissement de la propagation du courant électrique et de plus l'air qui s'est installé entre les deux lèvres de la fissure joue le rôle d'isolant. Là aussi, ce phénomène entraîne une augmentation de la résistance électrique du béton.

Concernant le béton sans fibre, il a été montré que les mesures électriques permettent de suivre fidèlement l'endommagement du béton dès les plus faibles ouvertures de fissures. Il a tout de même fallu attendre que le béton soit dans le domaine post-pic pour qu'il soit capable de donner une réponse significative. En comparaison avec les formulations fibrées, la réponse du BR peut

sembler précoce mais en réalité la première réponse significative arrive lorsque le béton est dans un état d'endommagement avancé.

Concernant les formulations renforcées par des fibres FIBRAFLEX (FF), il faut que le béton sorte du domaine élastique et que la fissure soit relativement ouverte pour que les mesures électriques deviennent significatives. Cette période de latence pourrait s'expliquer par le fait que les phénomènes se produisant en zone tendue sont compensés par des phénomènes opposés en partie comprimée. Cependant, une fois que la fissure est ouverte, les mesures électriques sont très fiables et une relation de proportionnalité entre l'ouverture de fissure et la résistance électrique est observée.

Enfin, pour les formulations renforcées par des fibres de carbone (FC), les mesures électriques varient dès le début de l'essai. Dès le premier cycle de chargement, alors que le béton est toujours dans le domaine élastique, la résistance électrique varie en même temps que le béton se déforme. C'est ici que réside l'intérêt des fibres de carbone, en effet, elles n'ont pas véritablement apporté de gain de performance sur le point de vue mécanique. Cependant, elles peuvent être très intéressantes à utiliser pour surveiller l'état d'endommagement du béton étant donné qu'elles permettent d'avoir une réponse significative avant même l'initiation des fissures.

**CHAPITRE 4 : ÉTUDE A L'ECHELLE D'UN ELEMENT DE
STRUCTURE – APPLICATION SUR DES POUTRES EN
TRACTION PAR FLEXION**

IV. Chapitre 4 : Étude à l'échelle d'un élément de structure – Application sur des poutres en traction par flexion

IV.1. Introduction

Ce dernier chapitre est l'aboutissement du programme expérimental de cette thèse. Il est consacré à l'étude d'éléments en béton armé renforcés par des fibres. La revue de la littérature a permis de mettre en évidence l'apport des fibres sur des éléments en béton armé. Il a notamment été montré que les fibres apportent de la ductilité au matériau en assurant un certain contrôle de la fissuration. Les nombreuses études sur le sujet ont prouvé l'efficacité des fibres pour améliorer le comportement du béton armé vis-à-vis du cisaillement. Cependant, la reprise des efforts de traction par flexion par des fibres sur les éléments structuraux a moins été étudiée. Cette campagne expérimentale a donc pour but de répondre à la question suivante : la quantité d'armatures longitudinales dans les éléments structuraux peut-elle être réduite par adjonction de fibres ?

Pour répondre à cette question, plusieurs configurations de poutres en flexion 4 points ont été testées, avec différents taux d'armatures et dosages en fibres. En amont, il a fallu définir les objectifs visés, et comprendre sur quels paramètres les fibres sont les plus impactant. Pour cela, les enjeux du projet Cigéo mené par l'Andra en termes de durabilité et de stabilité de la structure ont été pris en compte.

La possibilité de diminuer le taux d'armatures en utilisant un béton renforcé par des fibres résistant à la corrosion est une solution permettant de limiter directement les risques liés à cette pathologie. En réduisant les sections d'armatures, les produits de corrosion résultant de cette réaction chimique sont réduits. Et par conséquent, les risques d'éclatement du béton en surface sont plus faibles. De plus, l'Andra a soulevé une problématique en lien avec le risque de corrosion en milieu anoxique. Dans ces conditions, du dihydrogène est dégagé, et comme le projet Cigéo sera scellé après la période d'exploitation, un risque de surpression dans les galeries a été identifié. En réduisant la quantité d'armatures et en proposant une alternative sur la base de renforcements faiblement voire insensibles à la corrosion, la pression maximale atteinte pourrait être réduite.

La maîtrise de la fissuration apportée par les fibres est également bénéfique du point de vue des vitesses de propagation d'agents agressifs au sein du béton. En effet, en ralentissant la propagation des fissures, on ralentit également la propagation d'agents agressifs, ce qui se traduit par des vitesses de corrosion plus faibles [105]. C'est ici que les fibres FIBRAFLEX ont

prouvé leur intérêt dans la section II.9, car elles ont été capables de limiter la propagation des fissures dès leur initiation. Cependant, si cette efficacité a été prouvée à l'échelle du matériau, elle reste à l'être à l'échelle de la structure et en présence d'armatures.

En outre, le projet Cigéo présente également des problématiques au niveau de la surveillance de la structure pendant et après la phase d'exploitation. L'Andra cherche donc à mettre en place des techniques pour suivre l'état de la structure à distance. Au cours de la thèse, des investigations préliminaires, ont permis de mettre au point des techniques de monitoring afin de suivre, en temps réel, l'état de contrainte, de déformation et d'endommagement du béton. Deux techniques de mesures « indirectes » ont été retenues. La première, qui a fait l'objet du chapitre III., est de suivre l'évolution de la résistivité électrique du béton pour la mettre en parallèle avec l'ouverture de fissure et/ou le niveau de contrainte du béton. La seconde, dont les essais à l'échelle du matériau n'ont pas été présentés dans la thèse, est l'utilisation de l'émission acoustique pour localiser l'endommagement du béton.

De plus, pour en évaluer la pertinence, ces techniques de monitoring ont été utilisées en parallèle avec plusieurs systèmes de mesures « directes ». Ces derniers ont permis de décrire le comportement des poutres en termes de fissurations, de déformations et de différencier le comportement interne de ce qui est visible en surface. La réponse globale a été obtenue par la mesure de la flèche à mi-travée par un capteur LVDT. En parallèle, l'évolution du champ des déformations par vidéo corrélation a été suivi. Des mesures de déformation ont également été mises en place grâce à des fibres optiques noyées dans le volume de béton au moment du coulage.

Toutes ces données résultantes des différents systèmes d'acquisition ont été croisées les unes avec les autres suivant la Figure IV.1.

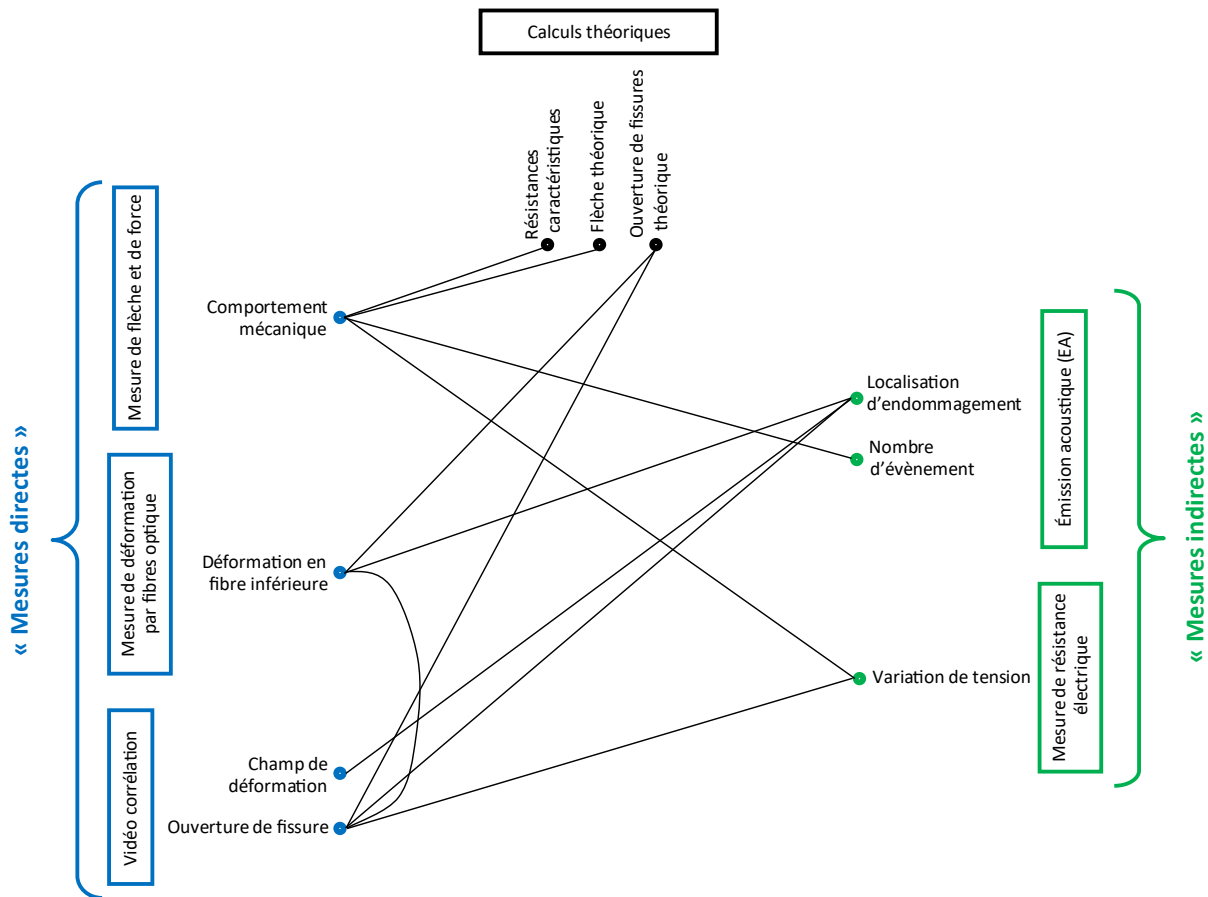


Figure IV.1 : Récapitulatif des systèmes d'acquisition et des comparaisons réalisées dans le chapitre

De plus, pour comparer la théorie avec les résultats expérimentaux, une note de calculs a été produite. Les calculs théoriques se sont basés à la fois sur l'Eurocode et le Fib Model Code 2010 pour la prise en compte des fibres sur la maîtrise de la fissuration.

IV.2. Objectifs des essais

Après avoir étudié le béton fibré à l'échelle du matériau, cette campagne expérimentale a pour objectif d'étudier et d'analyser l'apport des fibres en présence d'armature de renforcement sur des poutres. Pour cela, quatre poutres ont été testées, à savoir :

- P1 : poutre avec taux de renforcement élevé (110 kg/m^3), béton sans fibre (formulation BR).
- P2 : poutre avec taux de renforcement plus faible (89 kg/m^3), béton renforcé par 30 kg/m^3 de FF20L6 (formulation FF30-20L6).
- P3 : poutre avec taux de renforcement plus faible (89 kg/m^3), béton renforcé par 5 kg/m^3 de FC-S24 (formulation FC5-S24).
- P4 : poutre avec taux de renforcement plus faible (89 kg/m^3), béton sans fibre (formulation BR).

Pour répondre aux objectifs de la campagne expérimentale, la poutre P4 sert de référence, elle a la même disposition d'armatures (configuration 2) que les poutres P2 et P3 qui contiennent

en plus des fibres. La poutre P1 (configuration 1) a été calculée pour résister à une charge environ 35% supérieure à la poutre P4. Le ferrailage a donc été adapté en conséquence. Les résultats des poutres P2 et P3 seront comparés à ceux des poutres P1 et P4 pour voir quel est l'impact des fibres avec une poutre ayant le même ferrailage et de voir s'il est possible de compenser une diminution du taux d'armatures par l'utilisation d'un béton renforcé par des fibres.

Les poutres ont été identifiées d'après la formulation utilisée et la configuration des aciers longitudinaux.

Nom de la poutre	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
N° poutre	1	2	3	4
Formulation	BR	FF30-20L6	FC5-S24	BR
Ferrailage	Configuration 2	Configuration 1		
Aciers longitudinaux	2HA14	2HA12		
Nombre de cadres	14	12		

Le détail des formulations est donné dans le paragraphe II.4.

IV.3. Préparation des poutres

La première étape a été de préparer les cages d'armatures. Pour cela, les cadres ont été soudés aux aciers longitudinaux et aux aciers de montage pour avoir un ensemble solidaire. Après la mise en place des différentes instrumentations destinées à être noyées dans le béton, les cages d'armatures ont été mises en place dans les coffrages. Ceux-ci ont été préalablement huilés en amont du coulage pour faciliter le décoffrage.

Les poutres ont été coulées avec le malaxeur de la marque KNIELE qui a été présenté dans le paragraphe II.4.1.2. Ce malaxeur a été conçu spécialement pour la confection des BRF. En parallèle, pour chaque coulage, 3 éprouvettes témoins ont été préparées pour déterminer les propriétés des bétons, à savoir : la résistance à la compression et le module d'élasticité.

Les poutres ont été démoulées 4 jours après le coulage et une attention particulière a été portée pour éviter de les endommager lors de la manipulation. Elles ont été stockées à température et humidité ambiante jusqu'au moment de l'essai, 28 jours après le coulage.

Les plans de ferrailage des poutres sont donnés sur la Figure IV. 2 pour la configuration 1, et la Figure IV. 3 pour la configuration 2.

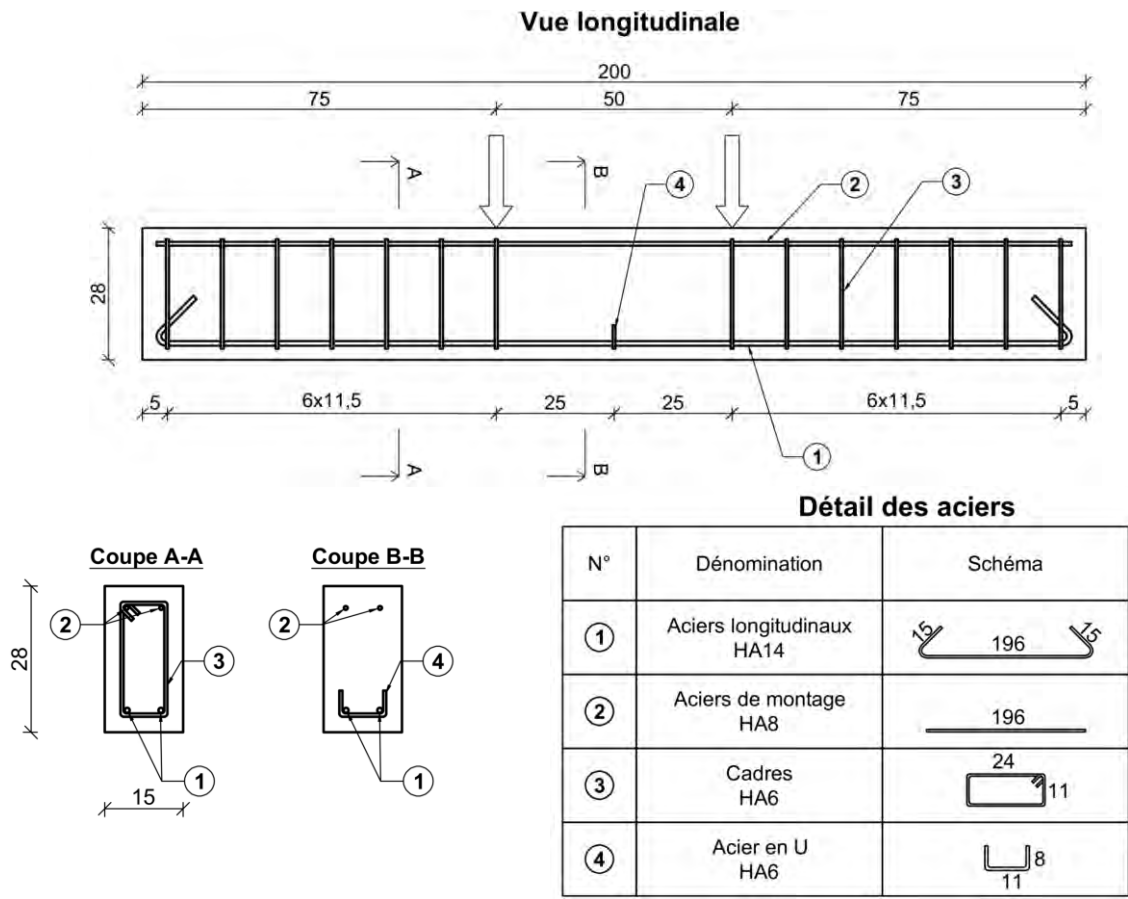


Figure IV. 2 : Plan de ferrailage de la configuration 1 (poutre P1)

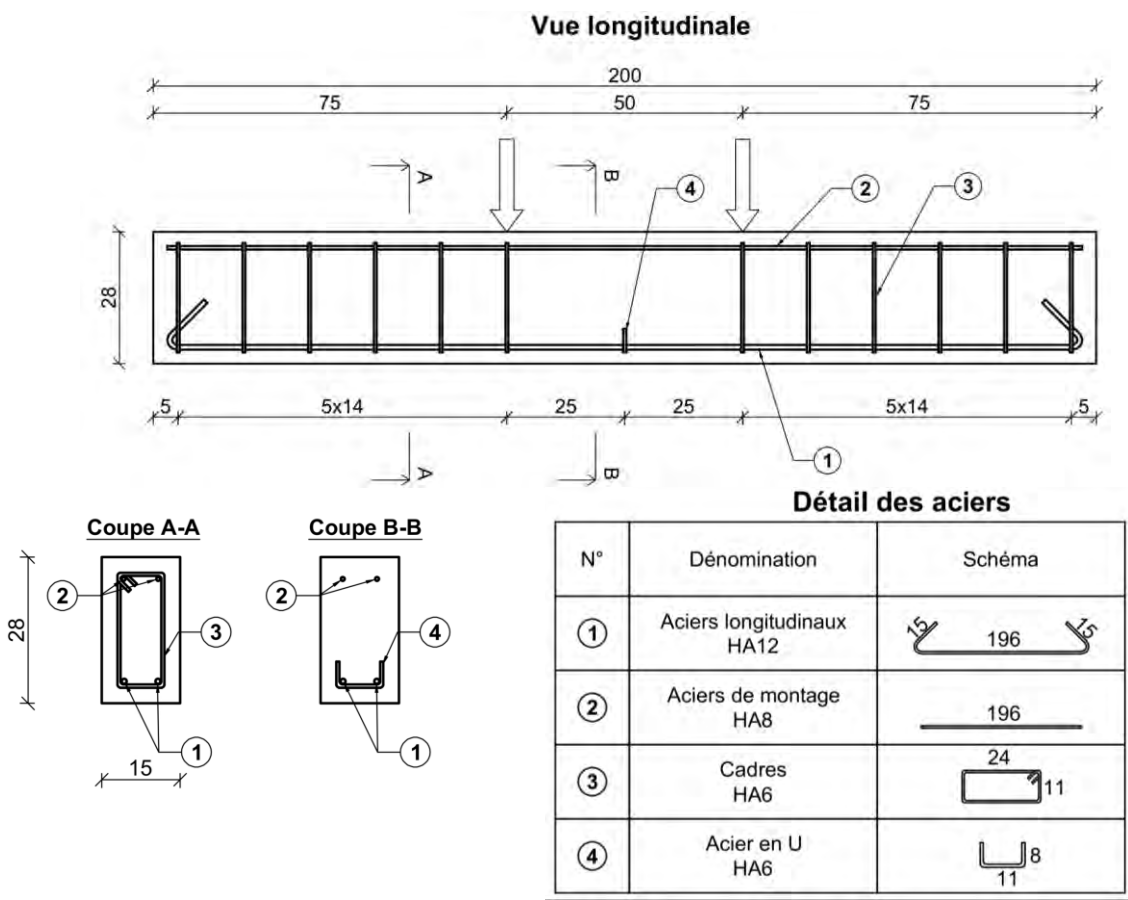


Figure IV. 3 : Plan de ferrailage de la configuration 2 (poutres P2 à P4)

IV.4. Méthodes

IV.4.1. Procédure de l'essai

Les poutres sont testées en flexion 4 points, avec une portée effective de 1,8 m et un entraxe de 50 cm entre les points d'application de la force. La Figure IV.4 montre la configuration de l'essai.

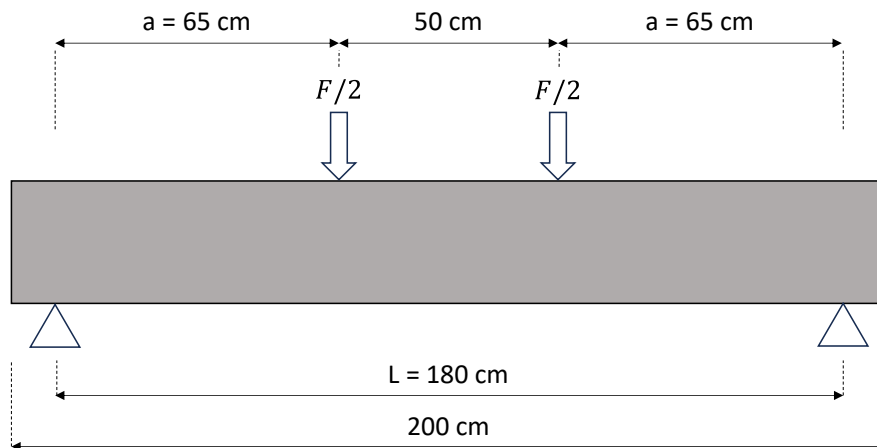


Figure IV.4 Disposition de l'essai

La vitesse de chargement initiale a été choisie de telle sorte que la charge augmente à une vitesse constante de 8 kN/min, jusqu'à l'apparition de la première fissure. La charge de première fissuration a été calculée en amont et a été vérifiée lors de l'essai. Une fois la poutre fissurée, la vitesse de chargement a été contrôlée par la flèche à raison de 10 mm/min jusqu'à la fin de l'essai. Un capteur LVDT a été placé à mi-travée pour mesurer la flèche.

IV.4.2. Instrumentations

IV.4.2.1. Mesures de la force et de la flèche

L'essai a pu être asservi d'abord en force jusqu'à la première fissuration puis en déplacement jusqu'à la fin de l'essai. Dans ce but, un capteur de force d'une capacité de 200 kN a été utilisé. Pour la flèche, un capteur de type LVDT avec 50 mm de course maximale a été placé à mi-travée, en butée contre la surface inférieure de la poutre. La fréquence d'acquisition de ces données a été fixée à 5 points par seconde (soit 5 Hz).

IV.4.2.2. Mesures par vidéo-corrélation

Un système de vidéo-corrélation a été utilisé pour suivre la déformation et l'ouverture des fissures sur la surface de la poutre au cours de l'essai. Pour cela, un mouchetis avec des points de 5 mm de diamètre a été réalisé sur l'une des faces latérales de la poutre et ce grâce à un rouleau qui permet d'imprimer des points de manière aléatoire. Pour couvrir suffisamment la

surface, plusieurs passages ont été réalisés. L'installation de la vidéo-corrélation est illustré sur la Figure IV.5.

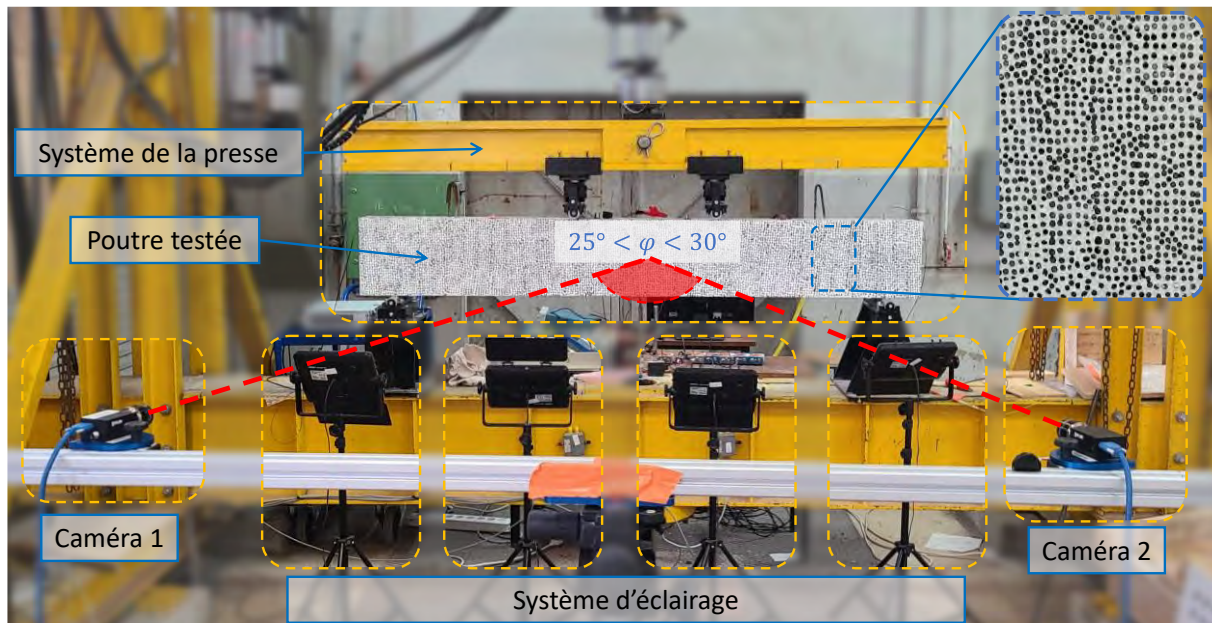


Figure IV.5 : Système de vidéo-corrélation

Deux caméras fixes ont été installées afin de viser le centre de la poutre en formant un angle φ compris entre 25 et 30 degrés. De plus, des spots lumineux ont été mis en place pour assurer un éclairage homogène sur l'ensemble de la surface.

Le logiciel utilisé pour l'acquisition de la vidéo corrélation est Vic-Snap, avec une fréquence d'enregistrement de 1 cliché par seconde (soit 1 Hz). Par la suite, le logiciel Vic3D a été utilisé pour le traitement des données. Ce logiciel permet de visualiser le champ de déformation sur la zone d'intérêt. Il est aussi possible d'y placer des capteurs virtuels de déplacement. Plusieurs configurations de ces capteurs virtuels ont été utilisées tout le long de ce chapitre, à chaque fois, la position de ceux-ci est détaillée dans le paragraphe concerné.

IV.4.2.3. Mesures électriques avec un pont de Wheaststone

Les mesures électriques ont été réalisées avec un pont de Wheaststone, cette installation a déjà été présentée dans la section III.5.1.

La mesure a été faite à l'aide d'électrodes noyées dans le béton. Ces électrodes sous forme de plaques métalliques perforées de dimensions 6×10 cm ont été installées à 10 cm de part et d'autre du centre de la poutre. Comme le montre la Figure IV.6, les électrodes ont été mises en place avant le coulage et suspendues à la cage d'armature par un fil en nylon. Pour appliquer le courant électrique, un fil de cuivre a été glissé à l'intérieur des perforations des plaques. Le fil de cuivre remontant à la surface supérieure du béton a permis de connecter le reste du pont de

Wheaststone. La différence de tension à l'intérieur du pont a été mesurée par un voltmètre dont la fréquence d'acquisition a été réglée à 2 Hz.

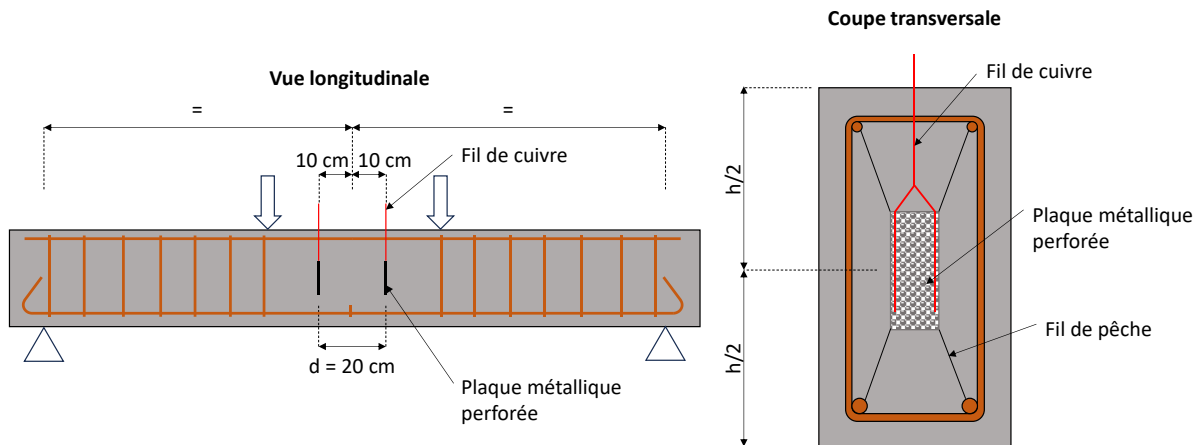


Figure IV.6 : Principe d'installation des électrodes

IV.4.2.4. Mesure des déformations par fibre optique

En complément de la vidéo-corrélation, une fibre optique a été positionnée à l'intérieur des cages d'armatures entre les deux armatures longitudinales pour mesurer la déformation du béton à la même hauteur que ceux-ci. L'installation de la fibre optique est schématisée de la Figure IV.7 à la Figure IV.9. Elle a été suspendue à la cage d'armature par des fils en nylon de telle sorte que la fibre soit libre de se déformer sur toute sa longueur. La fibre optique a été remonté jusqu'aux aciers de levage aux extrémités des poutres pour qu'elle soit accessible après le coulage.

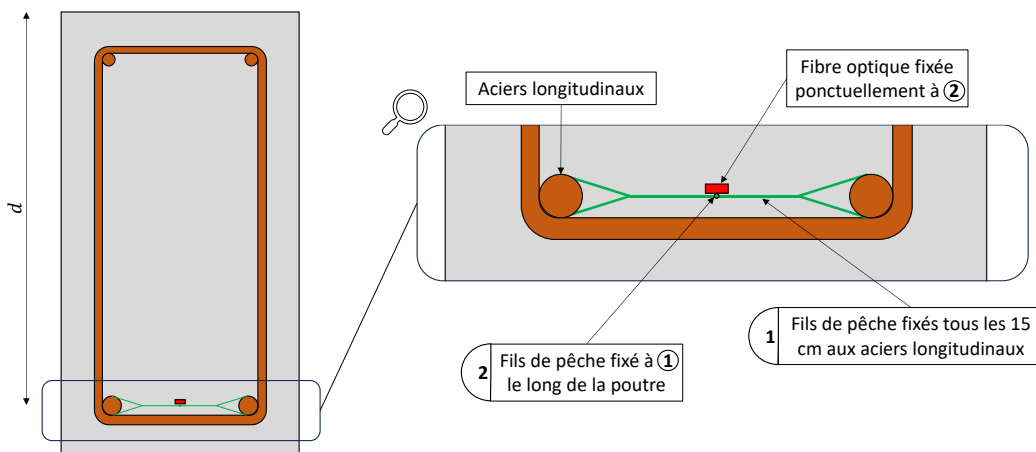


Figure IV.7 : Principe de l'installation de la fibre optique

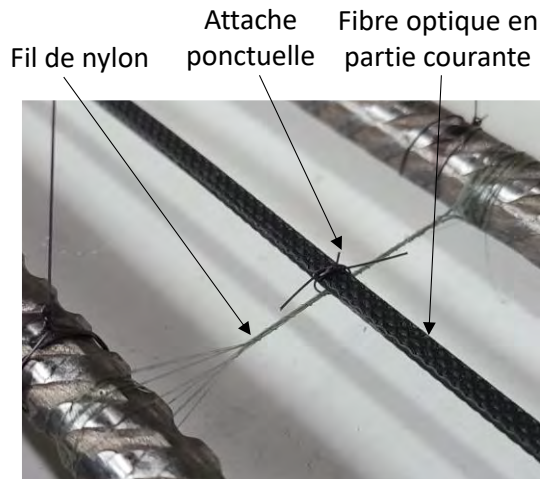


Figure IV.8 : Attache de la fibre optique sur les armatures longitudinales par un fil de nylon

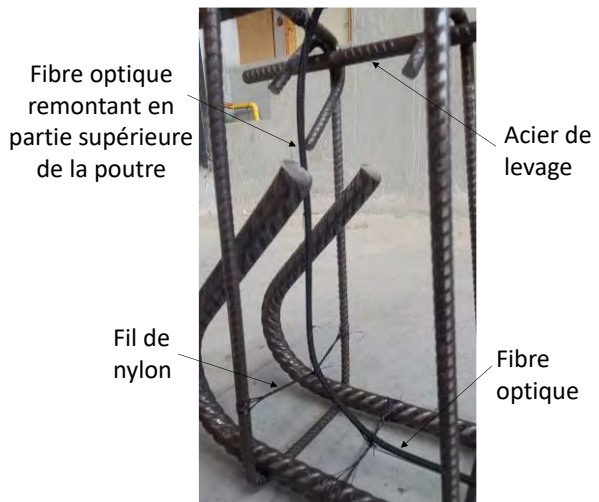


Figure IV.9 : Fibre optique remontant à l'extrémité de la cage d'armature

La fibre a été noyée dans le béton, et une attention particulière a été portée au moment du coulage pour ne pas la déloger avec l'écoulement du béton.

Les fibres optiques utilisées dans cette étude ont été fournies par l'entreprise NEUBREX. Il s'agit de la gamme FutureNeuro FN-SILL-3. Le câble de la fibre est constitué d'une gaine qui protège la fibre optique, de deux tiges métalliques pour rigidifier la gaine, et de deux fibres optiques. Il y en a deux par câble car il est possible de mesurer à la fois la température et la déformation. Dans cette application, seulement la déformation a été mesurée, donc une seule des deux fibres optiques a été utilisée. Ce câble a été spécialement conçu pour le génie-civil, et peut mesurer des déformations allant jusqu'à 5000 $\mu\text{m}/\text{m}$ environ.

Pour pouvoir raccorder la fibre optique à l'appareil de mesures, une longueur supplémentaire de 1,5 m en dehors de la poutre a été prévue de chaque côté. Cette longueur supplémentaire a été nécessaire étant donné l'encombrement de l'équipement autour de la presse au moment de l'essai. Aux deux extrémités de la fibre optique ont été soudées des pigtails d'une longueur de 1 m, un pigtail d'entrée où est raccordé l'interrogateur et un de sortie à l'extrémité de la fibre. Les soudures entre les pigtails et la fibre optique ont été protégées par des gaines thermo rétractables pour éviter un éventuel endommagement dans cette zone sensible. A l'extrémité du pigtail d'entrée, une terminaison permet de le connecter à l'interrogateur. A l'extrémité du pigtail de sortie, la même terminaison permet de limiter une trop grande diffusion du signal et peut servir d'interrogateur dans le cas d'une défaillance au niveau de l'entrée.

La longueur totale du système de mesure, constitué de la fibre et des deux pigtails, est d'environ 7,5 m. La déformation est mesurée tous les 0,65 mm, avec une fréquence de mesure de 0,20 Hz, c'est-à-dire une mesure toutes les 5 secondes. Ainsi, sur toute la longueur, il y a environ

150 000 points par minute et donc pour un essai d'environ 50 minutes, le nombre de données est colossal.

Pour limiter le temps de calcul, et alléger le travail de post-traitement, plusieurs étapes ont été nécessaires. Dans un premier temps, la zone d'intérêt a été définie, celle-ci est positionnée entre les deux appuis de la poutre (sur une longueur de 1,8 m). Pour réussir à identifier cette zone sans avoir accès à la fibre, la gaine a été légèrement tordue à l'endroit où la fibre se noie dans le béton (illustré par le point A sur la Figure IV.10) et ce point a été repéré sur l'écran de l'interrogateur avec un saut de valeur de déformation.

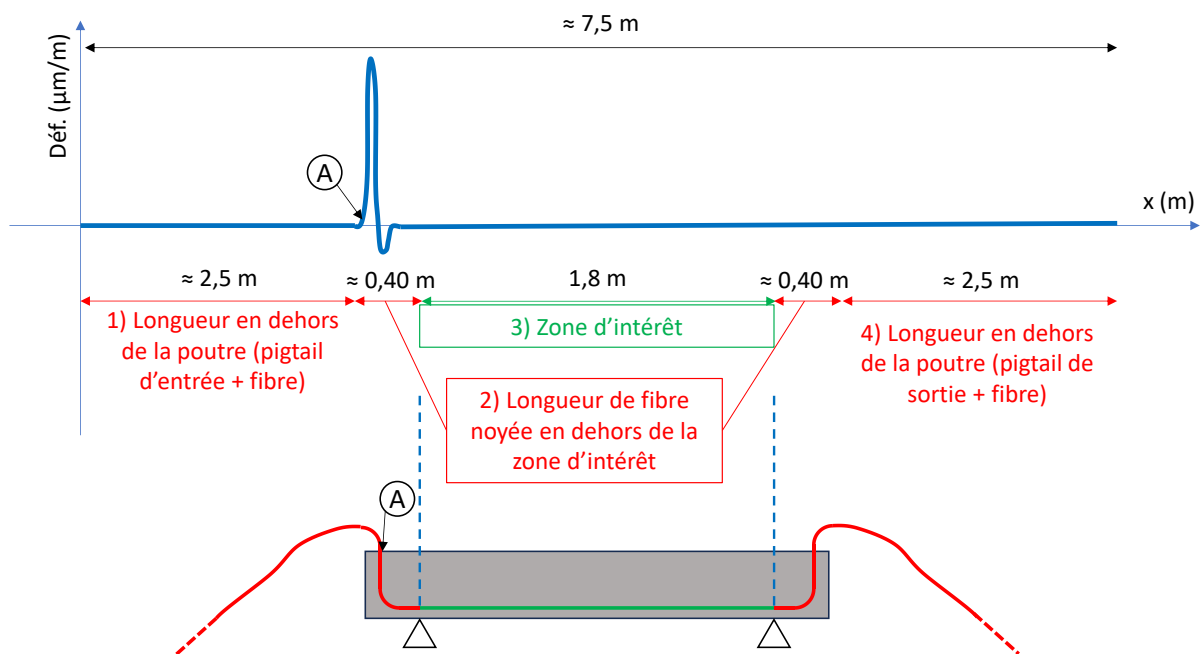


Figure IV.10 : Méthode pour définir la zone d'intérêt des mesures par fibre optique

Dans le même objectif de limiter le nombre de données, la moyenne des déformations sur 5 intervalles successifs a été faite. De ce fait, une seule valeur de déformation est donnée tous les 3,25 mm. Ainsi, avec la réduction de la zone d'intérêt et la moyenne sur plusieurs valeurs de déformation, le nombre de données est passé de 150 000/minutes à 6 650/minutes.

IV.4.2.5. Mesures par émission acoustique

Le système d'acquisition utilisé pour les mesures d'émission acoustique est composé de différentes parties. Les signaux sont captés par des capteurs piézoélectriques résonants fixés avec une colle silicone à prise rapide sur la surface de la poutre. Les capteurs ont été reliés à des préamplificateurs de 40 dB. Les signaux sont ensuite reçus par une carte d'acquisition de 8 voies et traités par le logiciel d'acquisition et de traitement de données EAwIn.

Huit capteurs ont été collés en se concentrant sur la partie centrale de la poutre, c'est-à-dire entre les deux points d'application de la force, où le moment est maximal. La disposition a été

faite de telle sorte qu'une distance moyenne de 30 cm entre les capteurs soit respectée. La position des capteurs est donnée sur le Tableau IV.1 et la Figure IV.11.

Tableau IV.1 : Position des capteurs et distances des uns par rapport aux autres (dist. = distance)

N°	x (cm)	y (cm)	z (cm)	dist. à C1	dist. à C2	dist. à C3	dist. à C4	dist. à C5	dist. à C6	dist. à C7
C1	97,9	21,2	0	X	X	X	X	X	X	X
C2	107,9	7	0	17,4	X	X	X	X	X	X
C3	77,5	22	0	20,4	33,9	X	X	X	X	X
C4	129,5	5	0	35,5	21,7	54,7	X	X	X	X
C5	118,7	14,1	0	22	12,9	42	14,1	X	X	X
C6	87,7	7	0	17,5	20,2	18,1	41,9	31,8	X	X
C7	87,7	28	4,9	13,3	29,7	12,9	48,1	34,4	21,8	X
C8	119,5	28	9,8	24,7	26,1	43,6	27,1	17,2	39,5	32,2

Parmi les 8 capteurs utilisés, 6 ont été positionnés sur la face latérale libre de la poutre (c'est-à-dire celle sans mouchetis) et les 2 restants, sur la face supérieure. Pour pouvoir comparer les résultats, les capteurs ont été placés dans les mêmes positions pour les 4 poutres testées.

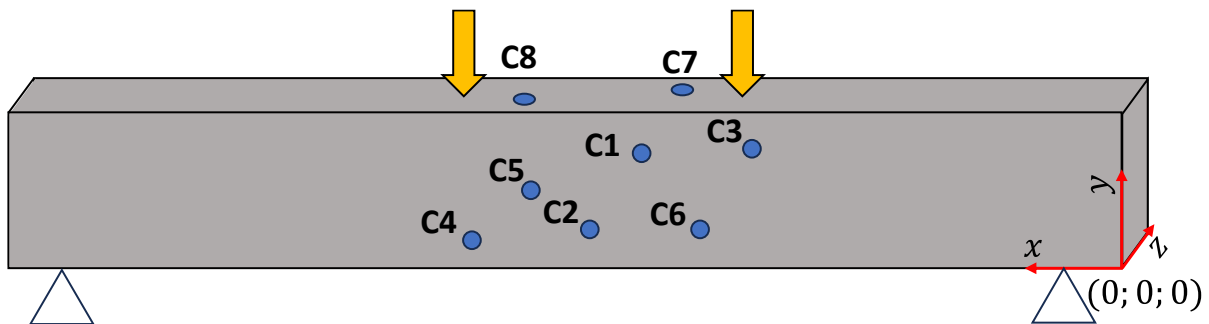


Figure IV.11 : Position des capteurs d'émission acoustique

Les paramètres utilisés pour l'acquisition des données d'émission acoustique sont donnés dans le Tableau IV.2. Ces paramètres ont été définis dans la section I.7.

Tableau IV.2 : Paramètres utilisés pour l'acquisition de l'émission acoustique

Paramètres	Valeurs
Seuil d'acquisition	40 dB
Fréquence d'échantillonnage	1 MHz
Fréquence de coupure du filtre bas	100 kHz
Fréquence de coupure du filtre haut	400 kHz
PDT	200 μ s
HDT	400 μ s
HLT	800 μ s
Pre-trigger	90 μ s
Durée maximale des signaux	1000 μ s

IV.5. Comportement mécanique

IV.5.1. Dimensions des poutres et diagrammes des sollicitations

Les poutres de dimensions $15 \times 28 \times 200$ cm ($b \times h \times l$) ont été soumises à de la flexion 4 points, avec une distance entre appuis (L) de 180 cm, un entraxe entre les points d'application des forces de 50 cm et une distance a de 65 cm par rapport à l'appui le plus proche. La Figure IV.12 donne la disposition de l'essai et les diagrammes des sollicitations.

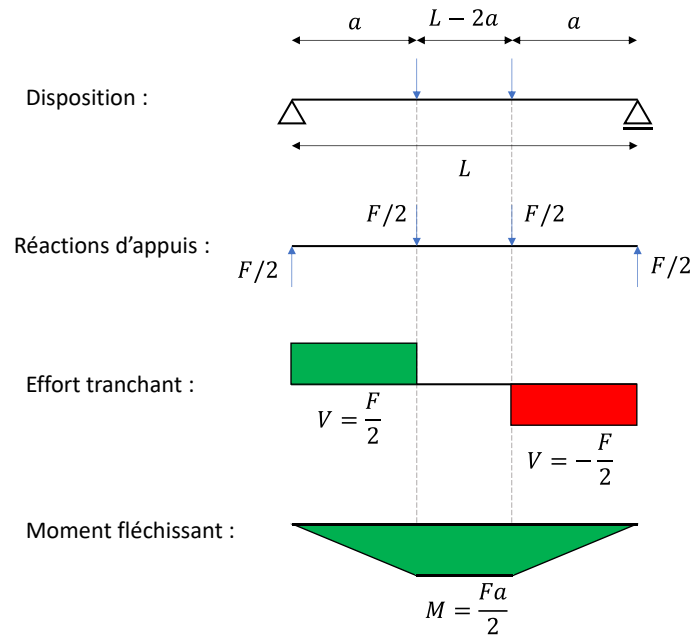


Figure IV.12 : Disposition de l'essai et diagrammes des sollicitations

Le moment est maximal au milieu de la poutre, entre les deux points d'application de la force avec une valeur de $M = \frac{Fa}{2}$. L'effort tranchant est nul sur ce même intervalle, et est constant aux deux extrémités, avec une valeur de $V = \mp \frac{F}{2}$.

IV.5.2. Comportement général et forces caractéristiques

La Figure IV.13 montre le comportement mécanique des 4 poutres pendant l'essai. Trois phases sont clairement identifiables :

- Une première phase élastique mise en lumière par la Figure IV.14, où les courbes Force-Flèche sont linéaires et toutes les poutres présentent plus ou moins le même comportement. Pendant cette phase, la poutre n'est pas fissurée, la contrainte dans le béton tendue est inférieure à sa résistance à la traction. Les aciers, ainsi que les fibres n'impactent pas le comportement mécanique. En effet, pour que les fibres soient sollicitées, il faut que la fissuration soit initiée.
- Une deuxième phase, dite élastique fissurée est caractérisée par un changement de pente de la courbe Force-Flèche par rapport à la première phase. Les courbes restent linéaires car même si le béton est fissuré, les aciers sont toujours dans leur domaine élastique.
- La troisième phase débute au moment où la force commence à se stabiliser et se prolonge jusqu'à la rupture des poutres. Lors de cette phase, les aciers ne sont plus dans le domaine élastique, ils se plastifient et s'allongent en même temps que les poutres fléchissent.

Ce palier témoigne de la capacité qu'ont les aciers à se déformer. La force reste relativement constante alors que la poutre continue à se déformer. Les aciers longitudinaux s'allongent alors que le béton dans la partie supérieure se comprime. Deux modes de ruptures ont alors été observés, la poutre P1, qui contient une section d'aciers plus importante que les autres poutres a rompu par écrasement du béton, c'est-à-dire que la contrainte a dépassé sa résistance à la compression. Les poutres P2, P3 et P4 ont rompu différemment, les aciers tendus ont peu à peu atteint leur limite de déformation lorsque les poutres ont fléchi et les armatures ont finalement rompu.

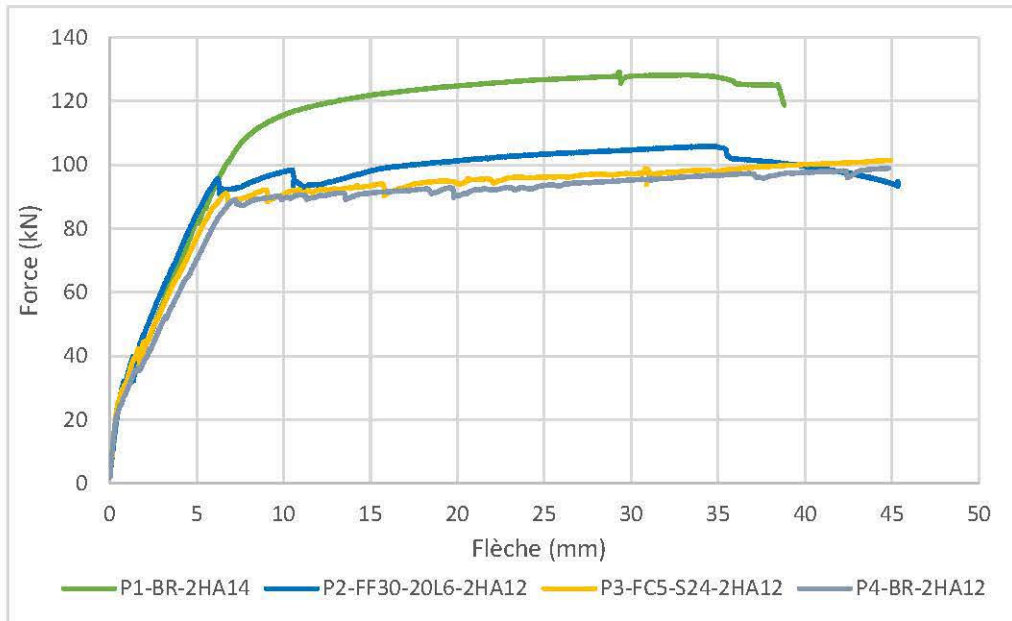


Figure IV.13 : Courbe Force-Flèche (0 à 50 mm)

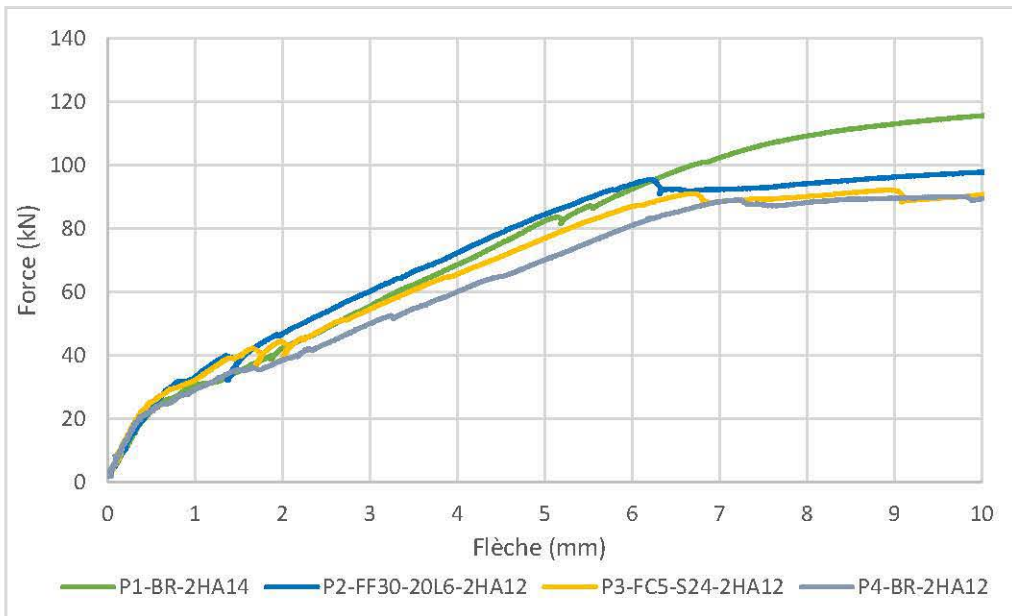


Figure IV.14 : Courbe Force-Flèche (0 à 10 mm)

Pour les différentes configurations, la force et la flèche de première fissuration (F_{pf} et δ_{pf}), la force et la flèche de plastification des aciers (F_{plas} et δ_{plas}), la force et la flèche ultime (F_{ult} et δ_{ult}) sont déterminées graphiquement d'après la Figure IV.15. Ces forces caractéristiques serviront de référence pour l'ensemble du chapitre afin de comparer les résultats des différentes poutres.

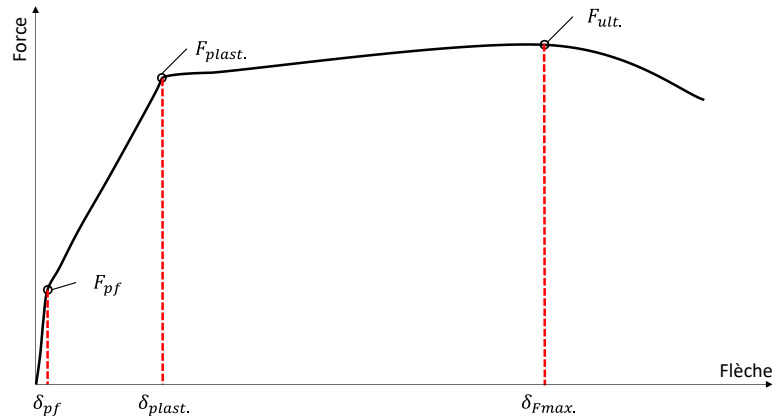


Figure IV.15 : Détermination des forces caractéristiques

Avec :

- F_{pjf} , la force à partir de laquelle il y a un premier changement significatif de pente de la courbe Force-Flèche. Elle correspond à la force de première fissuration.
- F_{plast} , la force à partir de laquelle un palier de force est observé. Elle correspond au début de la plastification des aciers.
- F_{ult} , la force maximale atteinte pendant le palier de plastification.

Les résultats des différentes poutres sont donnés le Tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Résultats mécaniques expérimentaux

		P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
Première fissure	F_{pjf} (kN)	26,0	30,1	25,5	24,4
	δ_{pjf} (mm)	0,7	0,7	0,6	0,6
Plastification des aciers	F_{plast} (kN)	107,2	95,6	91,0	88,8
	δ_{plast} (mm)	7,6	6,2	6,6	7,1
Force ultime	F_{ult} (kN)	129,2	106,0	101,5	99,0
	δ_{ult} (mm)	29,3	34,5	44,9	44,7

Comme attendu, les configurations P1, P3 et P4, ont des forces de première fissuration semblables, aux alentours de 24 à 26 kN, avec une flèche de 0,6 à 0,7 mm. Pour la P2, qui est renforcée par des FIBRAFLEX, on observe une légère augmentation de cette force et de la flèche associée. La force est environ 20% supérieure aux autres, cette augmentation peut être expliquée par les essais présentés dans le paragraphe II.9. Ces essais ont montré que la résistance à la traction par flexion de la formulation FF30-20L6 était environ, elle aussi, 20% supérieure à celle du béton de référence (BR). A ce stade, les aciers n'ont pas d'impact, seule la résistance à la traction du béton affecte le comportement.

La force de plastification, est majoritairement affectée par la section des aciers longitudinaux. Cependant, la présence de fibres FIBRAFLEX semble également jouer un rôle dans le retardement de la plastification des armatures. En revanche, la flèche associée δ_{plast} est plus

faible pour la P2. Une des raisons qui pourrait expliquer un tel comportement peut être la localisation des fissures, mais cela sera discuté plus en détail dans les paragraphes suivants. Les fibres de carbone semblent ne pas avoir d'impact significatif sur les performances mécaniques, en effet, la force à la première fissuration et la force au moment de la plastification sont du même ordre de grandeur que pour la P4.

De la même manière, la force ultime dépend essentiellement de la section des aciers longitudinaux. Pour les poutres P3 et P4, la force ultime correspond à la force à la rupture, sachant que la ruine des poutres s'est produite au moment où la force était maximale. Ce n'est pas le cas pour les poutres P1 et P2, où la force maximale a été atteinte à des flèches de 29 et 34 mm respectivement. Après avoir atteint ce pic, la capacité portante des poutres a légèrement diminué avant de rompre après une flèche supplémentaire d'environ 10 mm.

IV.5.3. Énergie et capacité de déformation

Une des façons de quantifier la capacité qu'a un élément à se déformer est de déterminer l'énergie de déformation. Cette énergie, appelée ici le travail effectif (T^*) est calculée avec l'aire sous la courbe Force-Flèche. A noter que vu la configuration de l'essai, l'énergie calculée ne correspond pas au travail réel car il s'agit d'essais en flexion 4 points et la flèche et l'application de la force ne coïncident pas. Cependant, il permet tout de même de quantifier la capacité de déformation des poutres. Plus l'énergie est élevée, plus la poutre aura une bonne capacité de déformation. Pour cela, plusieurs énergies sont définies à partir de la Figure IV.16. Le travail effectif est calculé à partir des flèches caractéristiques définies précédemment, à savoir la flèche au moment de la première fissuration, la flèche au moment de la plastification des aciers, et la flèche à la rupture.

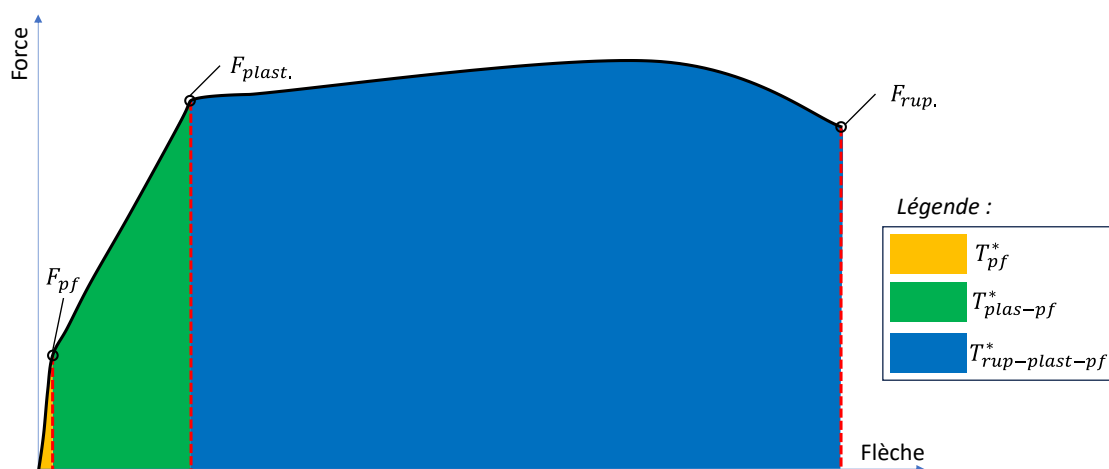


Figure IV.16 : Définition du travail effectif à partir des courbes Force-Flèche

La Figure IV.17 et le Tableau IV.4 donnent le détail du travail effectif à différents niveaux de chargement.

Tableau IV.4 : Travail effectif caractéristique des différentes poutres

	P1-BR -2HA14	P2-FF30-20L6 -2HA12	P3-FC5-S24 -2HA12	P4-BR -2HA12
T_{pf}^* (N.m)	10	13	8	10
$T_{plas-pf}^*$ (N.m)	480	360	372	377
$T_{rup-plas-pf}^*$ (N.m)	3857	3909	3671	3531

Les résultats montrent que l'énergie T_{pf}^* , nécessaire pour atteindre la force de première fissuration ne représente qu'une infime part du travail effectif total (0,2 à 0,3 %). En effet, lorsque le béton est soumis à des efforts de traction, il fissure très rapidement, ce qui signifie qu'une faible énergie est nécessaire pour arriver à ce stade. Pour les mêmes raisons que celles énoncées précédemment, l'énergie est du même ordre de grandeur pour les quatre poutres (entre 8 et 13 N.m).

Le travail effectif $T_{plas-pf}^*$ correspond à l'énergie développée entre la première fissuration et la plastification des aciers. Ce travail effectif est de 480 N.m pour la poutre P1-BR-2HA14. La section d'acier étant plus importante que les autres poutres, la charge nécessaire pour atteindre la plastification des aciers est plus grande. De plus, la flèche au moment de la plastification est légèrement plus avancée. Concernant les poutres P3-FC5-S24-2HA12 et P4-BR-2HA12, les deux travaux effectifs $T_{plas-pf}^*$ sont très similaires (respectivement 372 N.m et 377 N.m), montrant la faible capacité des fibres de carbone à contrôler la fissuration. En ce qui concerne la poutre P2, le travail effectif est légèrement plus faible comparé à la poutre de référence P4. Cela peut paraître contradictoire en connaissant l'évolution des courbes force-flèche. En effet, la courbe de P2-FF30-20L6-2HA12 est au-dessus de la courbe P4 sur l'ensemble de la phase élastique fissurée, ce qui devrait mener à un travail effectif plus élevé. Cependant, la plastification des aciers a été atteinte à une flèche plus faible, ce qui explique le travail effectif moins élevé.

Enfin, le travail effectif $T_{rup-plas-pf}^*$ correspond à l'énergie développée entre la plastification des aciers et la rupture de la poutre. La poutre P1 atteint 3857 N.m, ce qui est supérieur de 10 % par rapport à la poutre P4. Cette valeur peut paraître faible compte tenu de la différence des sections d'aciers (36 % de différence). Cependant, la poutre P1, contrairement à la P4, n'a pas atteint la ruine à cause de la rupture des aciers mais à cause de l'écrasement du béton. De ce fait, la rupture de la poutre a été observée à une valeur de flèche plus faible.

Les deux poutres P3 et P4 ont développé un travail effectif de 3671 et 3531 N.m respectivement. Et la poutre P2 est celle qui a montré la meilleure capacité de déformation en atteignant un travail effectif de 3908 N.m, cette valeur est d'ailleurs plus grande que la poutre ayant une section d'armature plus élevée car la rupture a été atteinte à une flèche plus importante.

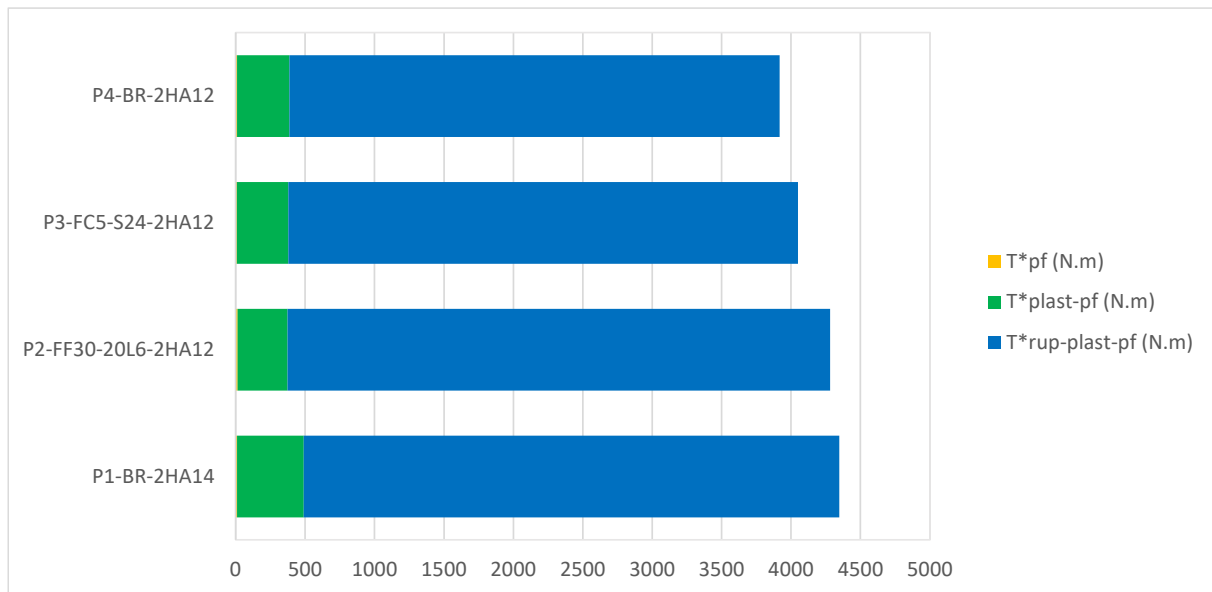


Figure IV.17 : Travail effectif développé aux différents stades d'endommagement des poutres

Pour s'affranchir des variations de flèches caractéristiques suivant les différentes configurations, le travail effectif a également été calculé suivant l'équation IV.1 avec de valeurs de flèches identiques pour toutes les poutres et un intervalle de 5 mm.

$$T_i = \int_0^{\delta_i} F(\delta) d\delta \quad IV.1$$

Avec :

T_i , le travail cumulé effectif (en N.m) jusqu'à une flèche de δ_i

δ_i , la flèche considérée (en mm), ici tous les 5 mm.

$F(\delta)$, la courbe force-flèche (F , en kN)

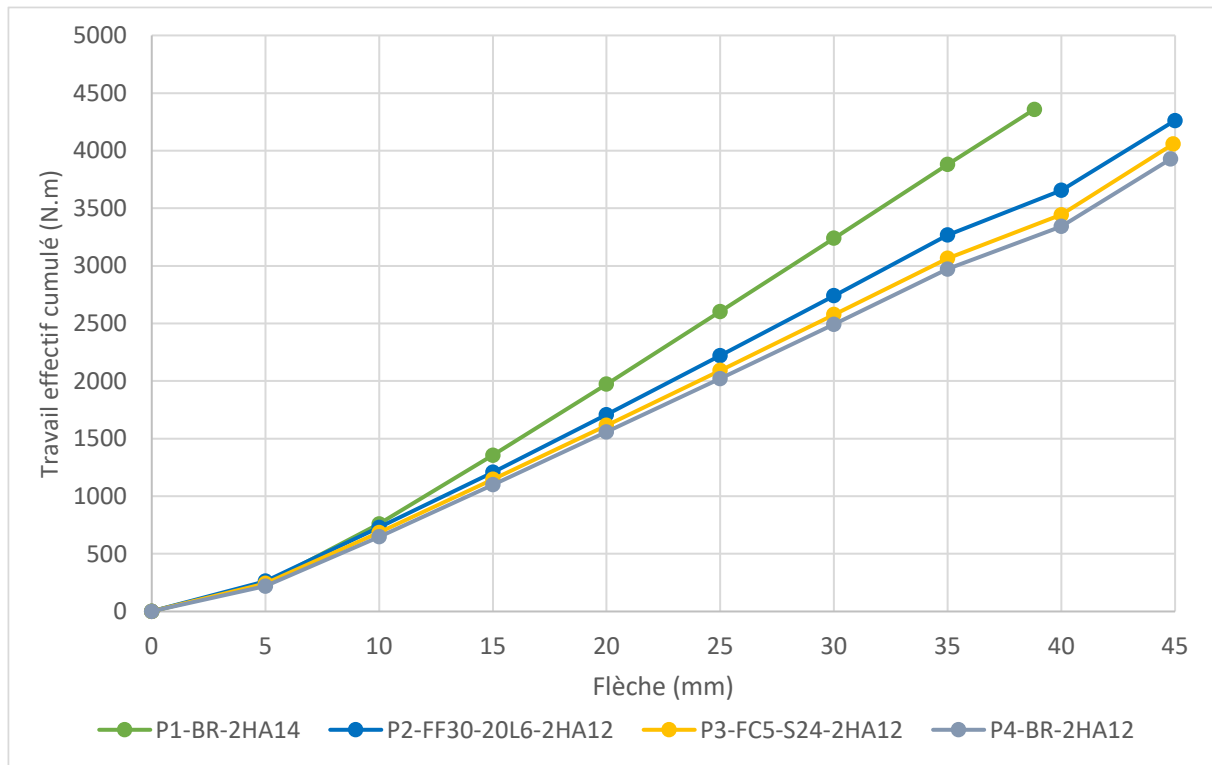


Figure IV.18 : Travail cumulé à différentes valeurs de flèches

La Figure IV.18 permet de se rendre compte de la capacité de déformation des différentes poutres pour de mêmes valeurs de flèche. La poutre P1 se démarque des autres, avec des valeurs plus élevées mais une rupture plus précoce. Les P3 et P4 ont un comportement similaire et la P2 montre une légère augmentation du travail effectif cumulé par rapport à la poutre de référence, qui confirme l'efficacité des fibres FIBRAFLEX.

IV.6. Caractéristique des matériaux

IV.6.1. Nomenclature

Afin de faciliter la compréhension des calculs théoriques, le Tableau IV.5 synthétise l'ensemble des symboles utilisés dans ce chapitre. Il reprend les différents paramètres qui définissent les dimensions des poutres, les caractéristiques des matériaux, les paramètres nécessaires aux calculs de résistance à la flexion, aux calculs de contrainte, de flèche et d'ouverture de fissures.

Chapitre 4 : Étude à l'échelle d'un élément de structure

Tableau IV.5 : Récapitulatif des symboles et des paramètres utilisés dans les calculs théoriques

Caractéristique des poutres			Forces caractéristiques			Calculs d'ouverture de fissure (EC2)		
Nom	Symbole	Unité	Nom	Symbole	Unité	Nom	Symbole	Unité
Largeur	b	m	Force/moment de première fissuration	F_{pf} M_{pf}	kN kN.m	Ouverture de fissure	w_k	mm
Hauteur	h	m	Force/moment de plastification des aciers	F_{plas} M_{plas}	kN kN.m	Espacement maximum entre les fissures	$s_{r,max}$	mm
Longueur	l	m	Force/moment ultime	F_{ult} M_{ult}	kN kN.m	Coefficients calcul de $s_{r,max}$	k_1	-
Portée	L	m	Force/Moment de « service »	$F_{serv.}$ $M_{servi.}$	kN kN.m		k_2	-
Distance appui/force	a	m	Flèches caractéristiques			Déformation moyenne entre les aciers et le béton	k_3	-
Enrobage	e	mm					Nom	
Caractéristique des bétons			Flèches caractéristiques			Calculs d'ouverture de fissure (MC2010)		
Nom	Symbole	Unité	Nom	Symbole	Unité	Nom	Symbole	Unité
Résistance moyenne à la compression	f_{cm}	MPa	Flèche de première fissuration	δ_{pf}	mm	Ouverture de fissure	w_k	mm
Module d'élasticité sécant	E_{cm}	GPa	Flèche de plastification des aciers	δ_{plast}	mm	Espacement entre les fissures	s_{rm}	mm
Module d'élasticité effectif	E_{eff}	GPa	Flèche ultime	δ_{ult}	mm	Diamètre aciers longitudinaux	\varnothing_l	cm^2
Coefficient de fluage	$\varphi(\infty, t_0)$	-	Caractéristique de la section			Surface de béton efficace	$A_{c,ef}$	cm^2
Caractéristique de la section			Nom	Symbole	Unité	Coefficient durée de chargement	k_t	-
Nom	Symbole	Unité	Section d'aciers longitudinaux	A_s	cm^2		Contrainte de traction dans les aciers	σ_s
Module homogénéisé	E_h	GPa	Axe neutre poutre non fissurée	x_I	cm	Calculs d'ouverture de fissure (MC2010)		
Résistance à la traction	f_{ctm}	MPa	Moment quadratique poutre non fissurée	I_I	cm^4	Ouverture de fissure	w_k	mm
Résistance à traction ultime du BRF	f_{ftu}	MPa	Axe neutre poutre fissurée - élastique	x_{II}	cm	Espacement entre les fissures	s_{rm}	mm
Résistance résiduelle à une CMOD de 2,5 mm	f_{R3}	MPa	Moment quadratique poutre non fissurée	I_{II}	cm^4	Diamètre aciers longitudinaux	\varnothing_l	cm^2
Résistance à traction de service du BRF	f_{ftsm}	MPa	Caractéristique de la section			Déformation moyenne entre les aciers et le béton	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	kN
Résistance résiduelle à une CMOD de 0,5 mm	f_{R1}	MPa						
Contrainte moyenne d'adhérence	τ_{bm}	MPa	Axe neutre poutre fissurée - élastique	x_{II}	cm	Ratio d'acier/béton efficace	$\rho_{s,eff}$	-
Coefficient réducteur hauteur comprimée	λ	-	Moment quadratique poutre non fissurée	I_{II}	cm^4	Surface de béton efficace	$A_{c,ef}$	cm^2
Coefficient réducteur résistance compression	η	-	Caractéristique de la section			Coefficient durée de chargement	β	-
Caractéristique de la section								

IV.6.2. Bétons

Lors du coulage, des éprouvettes témoins ont été préparées pour déterminer le module d'élasticité (suivant la norme NF EN-12390-13 [92]) et la résistance à la compression (suivant la norme NF-EN-12390-3 [91]) des bétons utilisés pour fabriquer les poutres. Pour chaque poutre, trois éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et 22 cm de hauteur ont servi pour les essais de caractérisation. Ces éprouvettes ont été stockées dans les mêmes conditions que les poutres, c'est-à-dire à température et humidité ambiante. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau IV.6 et coïncident avec la campagne expérimentale présentée dans le chapitre 0.

Tableau IV.6: Propriétés mécaniques des bétons étudiés d'après les essais sur éprouvettes témoins (les valeurs après les « ± » correspondent aux écarts type)

Poutres	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
f_{cm} (MPa)	74,1 (± 1,3)	72,9 (± 1,5)	75,2 (± 1,9)	74,3 (± 1,1)
E_{cm} (GPa)	42,6 (± 0,8)	42,3 (± 0,9)	42,9 (± 1,2)	42,8 (± 0,8)

A partir de ces résultats, les principales caractéristiques du béton peuvent être déterminées, celles-ci seront utiles pour tous les calculs théoriques. Dans un premier temps, la résistance à la compression du béton correspond à la résistance moyenne (f_{cm}).

La résistance à la traction du béton (f_{ctm}), qui ne prend pas en compte les fibres est calculée avec l'équation IV.2 :

$$f_{ctm} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad IV.2$$

Le module d'élasticité effectif du béton $E_{c,eff}$, est calculé d'après l'équation IV.3 :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \approx 17 \text{ GPa} \quad IV.3$$

Avec $\varphi(\infty, t_0) = 1,5$, déterminé suivant les conditions de stockage et l'âge du béton au moment de l'essai.

IV.6.3. Aciers

Les armatures sont de type haute adhérence (HA) caractérisées par une résistance réelle à la traction $f_{s,R}$ de et une limite élastique $f_{s,E}$. Avec :

$$f_{s,R} = 670 \text{ MPa}$$

$$f_{s,E} = 600 \text{ MPa}$$

Le module d'élasticité des aciers (E_s) :

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Le coefficient d'équivalence béton/acier (α_e) est utilisé pour les calculs théoriques, il permet d'homogénéiser la section. Sa valeur est de 15 pour un béton ordinaire, et pour un béton à haute performance, la valeur $\alpha_e = 9$ est retenue.

IV.7. Caractéristiques dimensionnelles des poutres

Deux configurations de poutres ont été testées dans ce chapitre, à savoir un renforcement avec 2 HA14 et une autre avec 2 HA12. Les plans de ferrailage de ces deux configurations ont été donnés sur la Figure IV. 2 et la Figure IV. 3.

Le Tableau IV.7 et la Figure IV. 19 résument les données relatives aux dimensions des poutres.

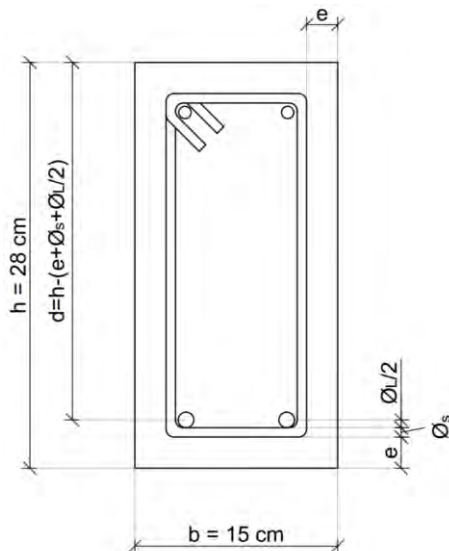


Figure IV. 19 : Coupe transversale d'une poutre

Tableau IV.7 : Caractéristiques dimensionnelles des poutres

Poutres	P1	P2-P3-P4
Aciers longitudinaux	2 HA14 $\Phi_L = 14 \text{ mm}$ $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$	2 HA12 $\Phi_L = 12 \text{ mm}$ $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
Cadres	HA6 $\Phi_s = 6 \text{ mm}$	
b (cm)	15,0	
h (cm)	28,0	
e (cm)	2,0	
d (cm)	24,7	24,8

IV.7.1. Résistances à la flexion sans fibre

IV.7.1.1. Force de première fissuration

Lorsque la poutre commence à être chargée, la première phase est dite élastique non fissurée, c'est-à-dire que la contrainte de traction dans le béton tendue est inférieure à sa résistance (f_{ctm}).

Si la poutre est déchargée, elle revient à l'état initial sans avoir perdu de rigidité. Cette configuration est illustrée par la Figure IV.20.

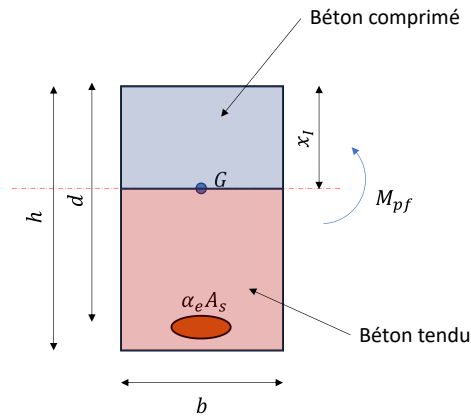


Figure IV.20 : Section élastique non fissurée – béton sans fibre

La position de l'axe neutre se calcule comme suit :

$$x_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_e A_s d - A_s d}{bh + \alpha_e A_s} \quad IV.4$$

Et le moment quadratique de la section se calcule avec le théorème de Huygens, en négligeant les termes liés à l'inertie propre aux aciers ($\frac{\pi\phi^4}{64}$).

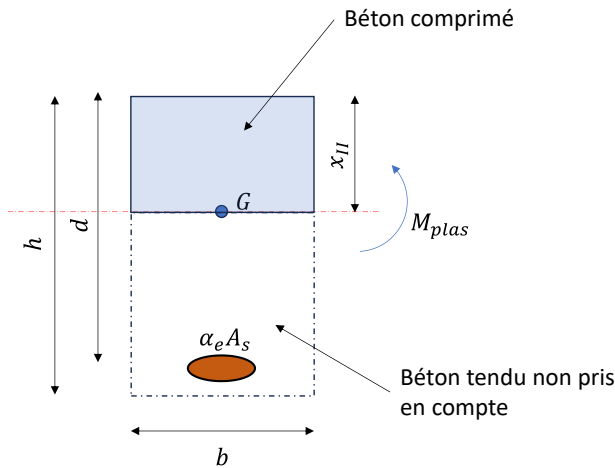
$$I_I = \frac{bh^3}{12} + \left(\frac{h}{2} - x_I\right)^2 bh + \alpha_e A_s (d - x_I)^2 \quad IV.5$$

Le moment qui entraîne la première fissuration est calculé en limitant la contrainte de traction dans le béton à f_{ctm} . Pour cela, on calcule le moment de première fissuration M_{pf} ou la force de première fissuration F_{pf} avec l'équation IV.6.

$$M_{pf} = \frac{I_I}{h - x_I} f_{ctm} \leftrightarrow F_{pf} = \frac{2}{a} \times \frac{I_I}{h - x_I} f_{ctm} \quad IV.6$$

IV.7.1.2. Force de plastification des aciers

Une fois que la force de première fissuration est dépassée, la deuxième phase, dite « élastique fissurée » commence. Dès lors, le béton est considéré comme fissuré, et donc la partie tendue du béton n'est plus prise en compte. Cependant, si le béton n'est plus dans son domaine élastique, les aciers y sont toujours, c'est pourquoi on parle de section élastique fissurée. Le moment quadratique I_{II} , et la position de l'axe neutre x_{II} , qui en résultent, se calculent suivant l'équation IV.7 et l'équation IV.8 d'après la Figure IV.21.



$$\frac{bx_{II}^2}{2} - \alpha_e A_s (d - x_{II}) = 0 \quad IV.7$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 \quad IV.8$$

Figure IV.21 : Section élastique fissurée - béton sans fibre

Cette fois-ci, la limite de la phase élastique fissurée dépend de la limite de plastification des aciers. Autrement-dit, on limite la contrainte de traction dans les aciers tendus à $f_{s,E} = 600 \text{ MPa}$ et la force de plastification se calculent alors avec l'équation IV.9.

$$M_{plast.} = A_s f_{s,E} \times \left(d - \frac{x_{II}}{2}\right) \leftrightarrow F_{plast.} = \frac{2}{a} A_s f_{s,E} \times \left(d - \frac{x_{II}}{2}\right) \quad IV.9$$

IV.7.1.3. Force ultime

La résistance ultime à la flexion, c'est-à-dire la force maximale atteinte par la poutre, se calcule en prenant en compte la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction des aciers ou sa limite élastique. Deux cas de figure sont possibles. Le premier cas est celui où les aciers atteignent leur limite de résistance à la traction et où la poutre a rompu à cause des aciers. Et le second cas de figure où la poutre rompt par écrasement du béton, c'est-à-dire lorsque la résistance à la compression de celui-ci est atteinte. Ces deux cas de figure se sont présentés lors des essais. En effet, la poutre P1, avec sa section d'acier plus importante que les autres a rompu suite à l'écrasement du béton en partie comprimée, tandis que la poutre P4, avec une section d'acier moins importante a rompu en atteignant la résistance à la traction des armatures.

Pour prendre en compte la distribution réelle des contraintes sur la section, la partie comprimée est réduite par deux coefficients η et λ , qui sont définis dans la Figure IV.22 :

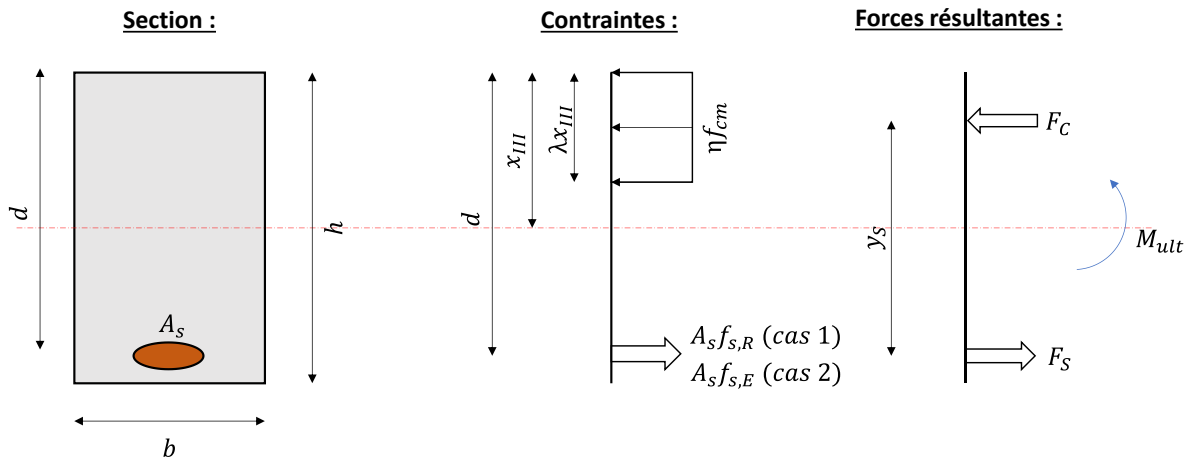


Figure IV.22 : Distribution des contraintes pour le calcul du moment ultime – béton sans fibre

Avec :

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre x_{III} , se calcule alors ainsi :

Cas 1	Cas 2	
$x_{III} = \frac{A_s f_{s,R}}{\lambda \eta b f_{cm}}$	$x_{III} = \frac{A_s f_{s,E}}{\lambda \eta b f_{cm}}$	IV.10

Par ailleurs la force et le moment ultime se calculent ainsi suivant si la poutre a rompu à cause des aciers (cas 1) ou à cause de l'écrasement du béton (cas 2) :

Cas 1	Cas 2	
$M_{ult} = A_s f_{s,R} \times \left(d - \frac{\lambda x_{III}}{2} \right)$	$M_{ult} = b \times (\eta f_{cm} \times \lambda x) \times \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right)$	IV.11
$\rightarrow F_{ult} = \frac{2}{a} \times A_s f_{s,R} \times \left(d - \frac{\lambda x_{III}}{2} \right)$	$\rightarrow F_{ult} = \frac{2}{a} \times b \times (\eta f_{cm} \times \lambda x) \times \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right)$	

IV.7.2. Résistances à la flexion avec fibres

IV.7.2.1. Section élastique non fissurée

Il a été montré dans la section II.9 que les fibres F20L6 ne permettent pas d'augmenter de manière significative la résistance à la traction du béton. Dès lors, la méthode pour calculer la force de première fissuration est la même que celle des poutres sans fibres. En effet, pour que les fibres commencent à être sollicitées, il faut que la fissuration soit déjà initiée. C'est pourquoi la contrainte limite de traction, qui correspond à la contrainte dans le béton tendu au moment de la première fissuration est la même que celle du béton sans fibre (f_{ctm}). Le calcul est décrit avec les équations IV.4 et IV.5.

IV.7.2.2. Section élastique fissurée

Dès l'initiation de la première fissuration, les fibres commencent à impacter le comportement de la poutre en flexion. C'est particulièrement le cas des fibres FF. Contrairement au béton sans fibres, cette fois-ci, la partie tendue du béton est prise en compte. Sur le diagramme des distributions de contraintes dans la section, une nouvelle composante est ajoutée, elle correspond à la contrainte de traction reprise par le béton fibré (σ_t). Ici, on cherche à déterminer le moment qui engendrerait une plastification des aciers, autrement dit qui se traduirait par une contrainte $f_{s,E}$ dans les aciers tendus.

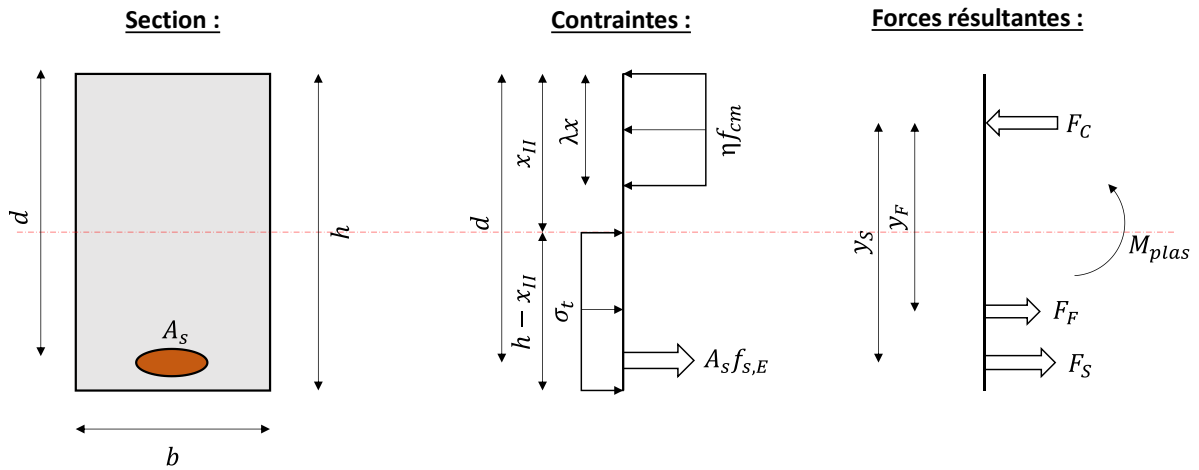


Figure IV.23 : Section élastique fissurée – béton renforcé de fibres

La position de l'axe neutre x_{II} se calcule alors suivant l'équation IV.13, avec le détail des forces résultantes et des bras de levier par rapport au centre de la zone comprimée donné dans le tableau ci-dessous :

	Forces résultantes	Bras de levier
Béton comprimé	$F_c = \lambda x_{II} \eta f_{cm} b$	$y_c = 0$
Béton tendue	$F_f = \sigma_f (h - x_{II}) b$	$y_f = \frac{h + x_{II}}{2} - \frac{\lambda x_{II}}{2}$
Aciers tendus	$F_s = A_s f_{s,E}$	$y_s = d - \frac{\lambda x_{II}}{2}$

$\sum F = 0$ donc :

$$F_c = F_f + F_s \quad IV.12$$

On en déduit :

$$x_{II} = \frac{\sigma_f h b + A_s f_{s,E}}{\sigma_f b + \lambda \eta f_{cm} b} \quad IV.13$$

$\sum M^C = 0$ donc :

$$F_f y_f + F_s y_s = M_{plast} \quad IV.14$$

$$M_{plas} = \sigma_f (h - x_{II}) b \times \left(\frac{h + x_{II}}{2} - \frac{\lambda x_{II}}{2} \right) + A_s f_{yd} \times \left(d - \frac{\lambda x_{II}}{2} \right) \quad IV.15$$

Le moment de plastification M_{plas} donnée par l'équation IV.15, correspond au moment atteint lorsque les aciers atteignent leur limite de plastification.

IV.7.2.3. Résistance ultime à la flexion

Dans le cas de la résistance ultime à la flexion, les calculs sont les mêmes que pour la détermination du moment de plastification, mais cette fois-ci, on cherche le moment M_{ult} qui entraîne une rupture des aciers qui correspond à $f_{s,R}$. La répartition des contraintes est illustrée sur la Figure IV.24, et les relations pour déterminer la position de l'axe neutre et le moment ultime sont définies par les équations IV.16 et IV.17. Dans le cas des poutres renforcées par des fibres, la ruine des poutres s'est opérée par une rupture des aciers.

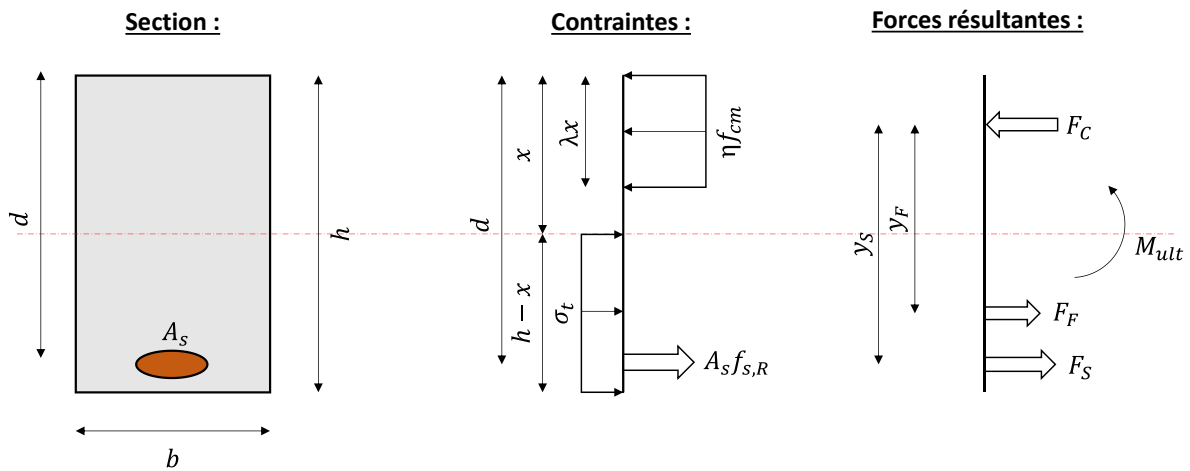


Figure IV.24 : Diagramme simplifié des contraintes dans une section de BRF armé – Moment ultime

$$x_{III} = \frac{\sigma_f h b + A_s f_{s,R}}{\sigma_f b + \lambda \eta f_{cm} b} \quad IV.16$$

$$M_{ult} = \sigma_F (h - x_{III}) b \times \left(\frac{h + x_{III}}{2} - \frac{\lambda x_{III}}{2} \right) + A_s f_{s,R} \times \left(d - \frac{\lambda x_{III}}{2} \right) \quad IV.17$$

IV.7.2.4. Détermination de la résistance à la traction du BRF

Il existe plusieurs méthodes pour estimer la résistance à la traction du BRF (σ_F), certaines d'entre elles ont été présentées dans le chapitre I.

La méthode qui a été retenue ici est celle de fib Model Code 2010 (MC2010) [106]. Le choix de travailler avec cette méthode a été motivé par plusieurs raisons, d'une part, la majorité des méthodes exposées dans la littérature sont appliquées à des fibres glissantes, c'est-à-dire des fibres qui fonctionnent par effet pull-out. Dans le cas de cette étude les fibres ne sont pas retirées de la matrice mais cassent une fois leur résistance à la traction atteinte. Dans ce cas, les formules ne sont pas forcément transposables. De plus, travailler avec le fib Model Code permet de déterminer les résistances à partir des essais de traction par flexion régis par la norme

européenne NF-EN 14651 [31]. Ce sont ces mêmes essais de traction par flexion sur éprouvettes entaillées qui ont été présentés dans la section II.9 pour caractériser l'apport des fibres sur les performances du béton.

Le MC2010 propose deux méthodes simplifiées pour déterminer la résistance à la traction du béton : le modèle rigide plastique et le modèle linéaire. Ici, c'est le modèle rigide plastique qui a été adopté. Ce modèle se base sur l'hypothèse d'une résistance à la traction constante sur la hauteur de la section de BRF. Cette résistance à l'état limite ultime (f_{Ftu}) est établie à partir de l'équation IV.18, et dépend de la résistance résiduelle f_{R3} , qui est déterminée à une ouverture de fissure (CMOD) de 2,5 mm.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad IV.18$$

IV.7.3. Calculs théoriques de flèche

Il est possible d'estimer la flèche théorique des poutres à partir de leurs propriétés mécaniques. En s'appuyant sur les calculs précédents, le moment quadratique, la force théorique à la première fissuration ainsi que la force au moment de plastification des aciers ont été déterminés.

D'après l'équation IV.19, la flèche théorique à la première fissuration (δ_{pf}) peut donc être calculée.

$$\delta_{pf} = \left(-\frac{F_{pf}aL^2}{16} + \frac{F_{pf}a^3}{12} \right) / I_I E_h \quad IV.19$$

Avec :

E_h , le module homogénéisé sur la section, calculé avec l'équation IV.20.

$$E_h = \frac{E_{c,eff}(bh - A_s) + E_s A_s}{bh + A_s} \quad IV.20$$

De la même manière, la flèche au moment de la plastification des aciers (δ_{plas}) est déterminée suivant l'équation IV.21.

$$\delta_{plas} = \left(-\frac{F_{plas}aL^2}{16} + \frac{F_{plas}a^3}{12} \right) / I_{II} E_h \quad IV.21$$

IV.7.4. Comparaison des résultats issus de calculs théoriques et des résultats expérimentaux :

Le Tableau IV.8 résume les résultats théoriques de forces caractéristiques et de flèches en les comparant aux résultats expérimentaux. Pour chaque valeur, le rapport entre le résultat expérimental et théorique est donné par la colonne **Exp./Theo**. Pour rappel, les résultats expérimentaux sont donnés dans le Tableau IV.3.

Tableau IV.8 : Comparaison entre calculs théoriques et résultats expérimentaux

		P1-BR-2HA14		P2-FF30-20L6-2HA12		P3-FC5-S24-2HA12		P4-BR-2HA12	
		Théo.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Theo.}}$	Théo.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Theo.}}$	Théo.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Theo.}}$	Théo.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Theo.}}$
Première fissuration	x_I (cm)	14,5		14,4		14,4		14,4	
	I_I (cm ⁴)	30429		29712		29712		29712	
	F_{PF} (kN)	31,3	0,83	30	0,97	30,5	0,84	30,3	0,81
	δ_{PF} (mm)	0,66	1,00	0,64	1,13	0,66	0,91	0,65	0,92
Plastification	x_{II} (cm)	7,9		1,8		6,9		6,9	
	I_{II} (cm ⁴)	10286		10780		8165		8165	
	F_{plas} (kN)	118	0,91	102,1	0,98	89,0	1,02	89,0	1,00
	δ_{plas} (mm)	6,8	1,12	5,72	1,10	6,59	1,00	6,59	1,07
Force ultime	x_{III} (cm)	2,3		2		1,9		1,9	
	F_{ult} (kN)	135	0,95	113,4	1,06	112,2	0,90	112,2	0,88

La comparaison entre les calculs théoriques et les résultats expérimentaux montre une bonne correspondance. En effet, le ratio entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques (Exp./Theo. dans le tableau) varie entre 0,81 et 1,13. Il semblerait que les forces de première fissuration soient excessives dans le calcul des poutres P1, P3 et P4. Cela suppose une éventuelle surestimation de la résistance théorique à la traction du béton avec l'équation IV.2. Pour le reste des paramètres, il y a une bonne corrélation des résultats. La méthode présentée pour le calcul du béton fibré et armé semble être en adéquation avec les résultats expérimentaux. Cela permet de valider l'approximation du MC2010 en ce qui concerne la résistance à la traction du BRF.

IV.8. Ouvertures de fissures théoriques

L'ouverture des fissures est un paramètre essentiel pour les questions relatives à la durabilité du béton. Lorsque le béton s'endommage, il se fissure, et cela entraîne un chemin préférentiel pour les agents agressifs, ce qui accélère la corrosion des armatures et le vieillissement de la structure. Il s'agit donc d'un paramètre essentiel à étudier. L'Eurocode 2 propose une méthode qui permet de quantifier l'ouverture des fissures et l'espacement moyen de celles-ci. Cette méthode ne reflète pas la réalité mais permet de cadrer le dimensionnement vis-à-vis de la fissuration. Ici, le niveau de chargement a été fixé arbitrairement à une force « de service » F_{serv} équivalente à 60 % de la force ultime. Ainsi, on se rapproche du cadre dans lequel les calculs d'ouverture de fissure sont d'habitude fait, c'est-à-dire à l'état limite de service. Cette partie a pour objectif de comparer deux méthodes de calculs, la première proposée par l'EC2 (sans prendre en compte l'apport des fibres), et la seconde proposée par le MC2010 qui permet de prendre en compte l'apport des fibres. Plus loin, dans la suite du chapitre, les résultats

théoriques seront comparés avec ceux expérimentaux obtenus grâce à l'analyse par vidéo-corrélation. Le Tableau IV. 9 donne le détail des forces et des moments fléchissant de service considérés pour le calcul des ouvertures de fissures des différentes poutres.

Tableau IV. 9 : Détail des forces et moments de service pour le calcul des ouvertures de fissures

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
F_{serv} (kN)	81,4	68,0	67,3	67,3
M_{serv} (kN.m)	29,3	22,1	22,9	22,9

IV.8.1. Calculs d'ouverture de fissure d'après l'EC2

L'ouverture des fissures (w_k) se calcule avec l'équation IV.22 :

$$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad IV.22$$

Avec :

$s_{r,max}$, l'espacement maximum entre les fissures

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$, la différence de déformation moyenne entre les aciers et le béton

L'espacement maximum entre les fissures ($s_{r,max}$) se calcule avec l'équation IV.23, dans le cas où la distance entre les armatures tendues est relativement faible (c'est le cas pour les poutres).

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi_l}{\rho_{p,eff}} \quad IV.23$$

Où :

ϕ_l , correspond au diamètre des armatures longitudinales (en mm)

$k_1 = 0,8$, pour des barres à haute adhérence

$k_2 = 0,5$ dans le cas de flexion

$$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3}$$

c correspond à l'enrobage qui est de 2 cm

$$k_4 = 0,425$$

La différence de déformation moyenne entre les aciers et le béton ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$), se calcule suivant l'équation IV.24.

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad IV.24$$

Avec :

σ_s , la contrainte dans les armatures tendues, considérant la section fissurée :

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{serv}}{I_{II}} (d - x_{II})$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} b$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) \\ (h - x_{G,II})/3 \\ h/2 \end{array} \right\}$$

$k_t = 0,6$, dans le cas d'un chargement à courte durée

Le Tableau IV.10 récapitule les résultats théoriques obtenus liés à la différence de déformation moyenne entre les aciers et le béton.

Tableau IV.10 : Détails des calculs théoriques de déformation moyenne entre les aciers et le béton suivant l'EC2

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001382	0,001288	0,001395	0,001399
σ_s (MPa)	389,4	424,6	430,3	430,3
k_t	0,6			
$f_{ct,eff}$ (MPa)	4,51	4,48	4,48	4,54
$\rho_{p,eff}$	0,0306	0,0188	0,0215	0,0215
α_e	9,00			
$A_{c,eff}$ (m ²)	0,0101	0,0120	0,0105	0,0105
$h_{c,ef}$ (m)	0,067	0,080	0,070	0,070

Le

Tableau IV.11 reprend les résultats théoriques obtenus pour les calculs théoriques d'ouverture de fissure.

Tableau IV.11 : Détails des calculs théoriques d'ouverture de fissure suivant l'EC2

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
ω_k (mm)	0,202	0,227	0,227	0,228
$s_{r,max}$	145,8	176,2	162,9	162,9
k_1	0,8			
k_2	0,5			
k_3	3,40			
k_4	0,425			

Dans les 4 configurations, le calcul de l'ouverture de fissure proposé dans l'EC2 donne des valeurs théoriques très proches les unes des autres, avec des valeurs de l'ordre de 0,20 à 0,23 mm au niveau de chargement F_{serv} . L'EC2, préconise de limiter cette valeur à 0,3 mm dans le

cas d'une classe d'exposition XC3, qui correspond à celle pris en compte dans le cas le plus défavorable du projet Cigéo. Pour les 4 configurations, cette préconisation est donc respectée. Il est important de noter que cette méthode ne prend pas en compte la résistance résiduelle apportée par les fibres pour les poutres P2 et P3. C'est pour cela que la méthode proposée par le MC2010 a également été appliquée.

IV.8.2. Calculs d'ouverture de fissure d'après le MC2010

En considérant le même cas de chargement que précédemment, le MC2010 permet de prendre en compte la résistance résiduelle apportée par les fibres. Pour cela, la méthode est similaire à l'EC2. La première étape consiste à calculer la déformation moyenne entre le béton et les armatures avec l'équation IV.25 :

$$w_k = 2(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \times s_{rm} \quad IV.25$$

Avec :

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - \beta \sigma_{sr}}{E_s} \quad IV.26$$

Où :

$\beta = 0,6$, pour une charge à courte durée

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad IV.27$$

$$\rho_{s,ef} = A_s / A_{c,ef} \quad IV.28$$

$$A_{c,ef} = b \times \min \left\{ \begin{array}{l} h/2 \\ 2,5e \\ (h-x)/3 \end{array} \right\} \quad IV.29$$

Ensuite, l'espacement entre les fissures se calcule de la manière suivante :

$$s_{rm} = 1,17 \times \left(\frac{\Phi_l}{4\rho_{s,ef}} \times \frac{f_{ctm} - f_{Ftsm}}{\tau_{bm}} + e \right) \quad IV.30$$

Avec :

$f_{Ftsm} = 0,45f_{R1}$, la contrainte résiduelle de calculs avec f_{R1} d'après la norme NF EN 14651

$\tau_{bm} = 1,8 f_{ctm}$, la contrainte d'adhérence du béton avec l'acier

Le Tableau IV.12 donne le résultat des applications numériques.

Tableau IV.12 : Détails des calculs théoriques de déformation moyenne entre les aciers et le béton suivant le MC2010

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,001495	0,001555	0,001576	0,001579
σ_s (MPa)	389	424	430	430
β	0,6			
σ_{sr} (MPa)	150	189	192	191
s_{rm}	0,079	0,069	0,088	0,088
$\rho_{s,ef}$	0,041	0,030	0,030	0,030
f_{ctm} (MPa)	4,51	4,48	4,54	4,51
τ_{bm} (MPa)	8,12	8,07	8,17	8,13
f_{Ftsm} (MPa)	0	1,341	0	0
e (m)	0,02			
f_{R1} (MPa)	0	2,98	0	0
A_s (cm ²)	3,08	2,26	2,26	2,26
$A_{c,ef}$ (m ²)	0,0075	0,0075	0,0075	0,0075
ω_k (mm)	0,235	0,213	0,277	0,278

Au contraire de l'EC2, avec la méthode du MC2010, les ouvertures de fissures diffèrent suivant les configurations. Cette méthode permet de prendre en compte la résistance résiduelle de calcul f_{Ftsm} , qui est nulle dans le cas des poutres P1, P3 et P4. Cette résistance résiduelle est calculée d'après la contrainte résiduelle de traction par flexion F_{R1} , d'après la norme NF EN 14651 [31]. En prenant en compte cette résistance, l'espacement entre les fissures est réduit et ainsi, l'ouverture des fissures l'est aussi. La P2 obtient une ouverture de fissure réduite de 25% par rapport à la poutre de référence P4, montrant ainsi l'efficacité théorique des fibres dans la maîtrise de la fissuration.

IV.8.3. Comparaison entre l'EC2 et le MC2010

Le Tableau IV.13 permet de comparer les ouvertures de fissures obtenues par la méthode proposée par l'EC2 ($\omega_{k,EC2}$) et celle proposée par le MC2010 ($\omega_{k,MC2010}$).

Tableau IV.13 : Comparaison des ouvertures de fissures calculées avec l'EC2 et le MC2010

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
$\omega_{k,MC2010}$ (mm)	0,235	0,213	0,277	0,278
$\omega_{k,EC2}$ (mm)	0,202	0,227	0,227	0,228
$\frac{\omega_{k,MC2010}}{\omega_{k,EC2}}$	1,16	0,94	1,22	1,22

Dans les configurations où la résistance résiduelle est nulle, autrement dit, où la méthode du MC2010 devrait donner les mêmes résultats que l'EC2, on obtient $\omega_{k,MC2010} > \omega_{k,EC2}$ avec

une différence de l'ordre de 16 à 23%. Cela montre que le MC2010 est plus conservateur que l'EC2. Cependant, malgré cela, dans le cas de la poutre P2, cette fois-ci, l'ouverture de fissure calculée par le MC2010 est inférieure à celle résultant de l'application de l'EC2.

Encore une fois, les deux méthodes présentées ne reflètent pas la réalité, il n'y a pas vraiment de détails dans les normes à propos de ces calculs. Il n'est pas spécifié dans les normes l'endroit exact où ces fissures sont positionnées, s'il s'agit d'une ouverture moyenne, d'une ouverture maximale ou autre. Même si la définition n'est pas claire, ce calcul peut servir de base de comparaison pour les ouvertures de fissures mesurées par vidéo corrélation.

IV.9. Ouvertures de fissures mesurées par vidéo-corrélation

IV.9.1. Méthode de traitement adoptée

Dans toute la suite du chapitre, les résultats des différents systèmes d'acquisition de données sont présentés avec la même méthode de comparaison entre les poutres. Afin de comparer les poutres entre elles, des forces de référence ont été déterminées à partir des résultats exposés précédemment. Pour ce faire, 5 forces de référence ont été définies d'après les courbes force-flèche comme sur la Figure IV. 25.. L'analyse s'est portée sur toute la phase élastique non fissurée et fissurée. Le comportement après la plastification des aciers n'a pas fait l'objet d'une étude approfondie.

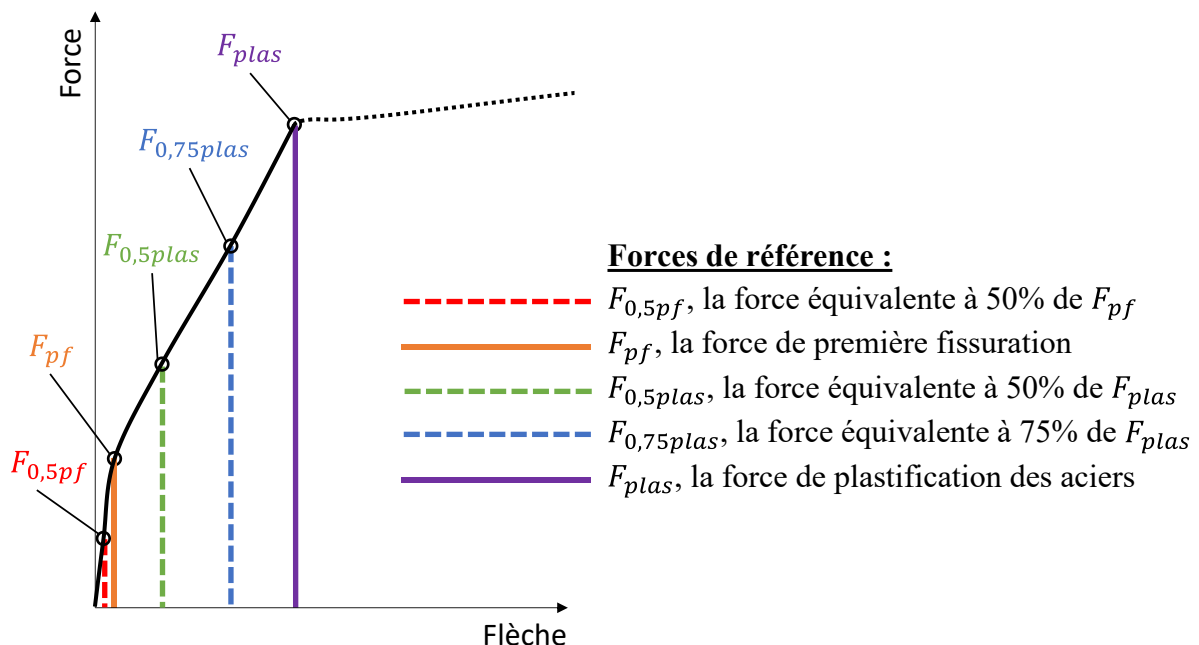


Figure IV. 25 : Définition des forces de référence

Le Tableau IV. 14 récapitule les valeurs des forces de référence déterminées à partir des résultats expérimentaux pour les différentes poutres.

Tableau IV. 14 : Récapitulatif des forces de référence pour la comparaison des résultats entre les poutres

	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
$F_{0,5pf}$ (kN)	13,0	15,5	12,8	12,2
F_{pf} (kN)	26,0	31,0	25,5	24,4
$F_{0,5plas}$ (kN)	53,6	47,8	45,5	44,4
$F_{0,75plas}$ (kN)	80,4	71,7	68,3	66,6
F_{plas} (kN)	107,2	95,6	91,0	88,8

IV.9.2. Champs de déformation

De la Figure IV. 26 à la Figure IV. 29 sont présentées les déformations horizontales obtenues par l'analyse de vidéo-corrélation (DIC pour « Digital Image Correlation » en anglais) des quatre poutres aux différents niveaux de chargement de référence. Pour mieux visualiser l'apparition des fissures, l'échelle varie de $0 \mu m/m$ jusqu'à 80 % de l'allongement maximal observé lors du chargement F_{plas} . Sur ces figures, les positions des appuis et les points d'application des forces sont indiquées par les pointillés rouges. Sur les bords de la face analysée, il est possible de voir des tâches parasites qui sont dues aux erreurs entraînées par la mise au point des caméras.

Pour toutes les poutres, des tâches bleues sont observées au moment de la première fissuration, les déformations sont alors très faibles mais ces tâches indiquent les amorces des premières fissures. Ces tâches sont situées en partie inférieure des poutres, lieu de l'initiation des fissures.

Lorsque la force passe de $F_{0,5plas}$ à $F_{0,75plas}$, les tâches se sont développées et se sont propagées sur la hauteur. La zone concernée est très large et atteint pratiquement les appuis, montrant que les déformations sont réparties sur une majorité de la portée.

Enfin, lorsque la force atteint F_{plas} , les fissures se sont davantage ouvertes, comme en témoigne l'apparition des tâches rouges.

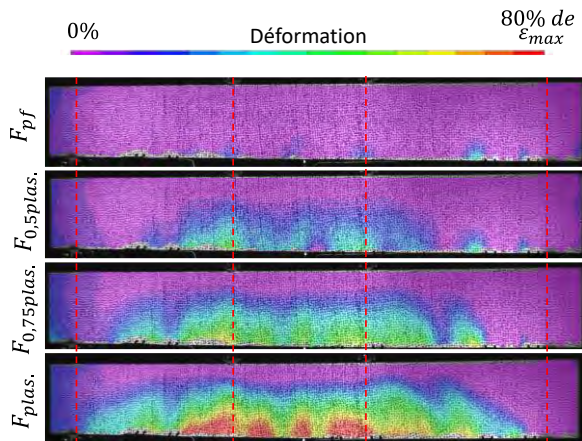


Figure IV. 26 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement – Poutre P1-BR-2HA14

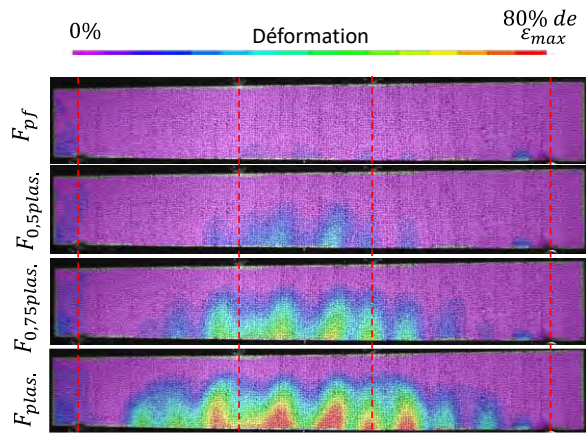


Figure IV. 27 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement – Poutre P2-FF30-20L6-2HA12

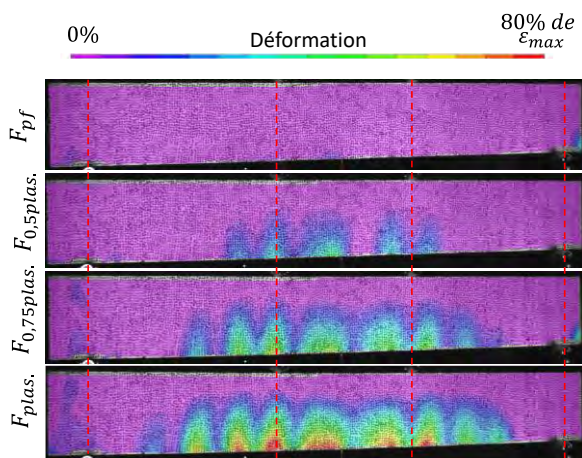


Figure IV. 28 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement – Poutre P3-FC5-S24-2HA12

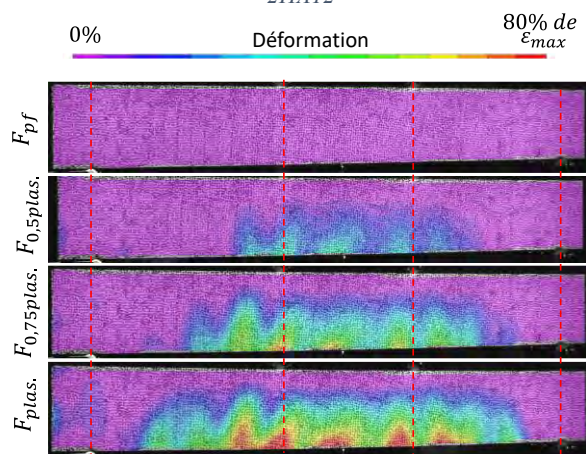


Figure IV. 29 : Champs de déformation suivant l'axe x à différents niveaux de chargement – Poutre P4-BR-2HA12

IV.9.3. Ouverture de fissures en fibre inférieure mesurée par DIC

La vidéo-corrélation permet de mesurer l'ouverture de fissure. Pour ce faire, un capteur fictif de déplacement a été positionné à la même hauteur que les aciers longitudinaux. Il n'a pas été placé au niveau de la fibre inférieure de la poutre car il n'est pas possible d'avoir les données sur l'entièreté de la surface avec la vidéo-corrélation. Ce capteur est divisé en 180 tronçons égaux et à chaque nouveau tronçon, une valeur de déplacement horizontal (U_x) est donnée. Lorsque la poutre fléchit, les valeurs de déplacement sont négatives à gauche du milieu de la poutre et sont positives à droites. Ainsi, une valeur de déplacement est donnée tous les 1 cm, si une fissure se forme dans l'intervalle d'un tronçon, un saut brutal de déplacement y sera observé.

La Figure IV. 30 décrit la méthode pour déterminer la distribution des fissures sur la portée d'une poutre. Chaque fissure engendre localement une augmentation brutale de la valeur de déplacement. Ainsi, pour considérer un déplacement U_x comme une fissure, un seuil de 0,04

mm a été défini. Si le saut est inférieur à ce seuil, la fissuration n'est pas considérée, au contraire, si le saut est supérieur au seuil, alors une fissure est détectée. La valeur seuil de 0,04 mm a été déterminée en se basant sur l'état de première fissuration (F_{pf}). Le détail de la méthode qui a été utilisée pour déterminer ce seuil de détection de fissure est donné en annexe de ce manuscrit.

Sur l'exemple, neuf sauts sont clairement visibles, mais seulement quatre d'entre eux sont identifiés comme étant une fissure, les autres sont considérés comme des allongements localisés du béton. Chaque fissure est définie à la fois par sa valeur de saut (ΔU_i) et sa position, déterminée en prenant l'abscisse moyenne du saut (x_i). Ainsi, le nombre de fissures, avec leur position, l'ouverture maximale et l'ouverture moyenne peuvent être déterminés à différents niveaux de chargement.

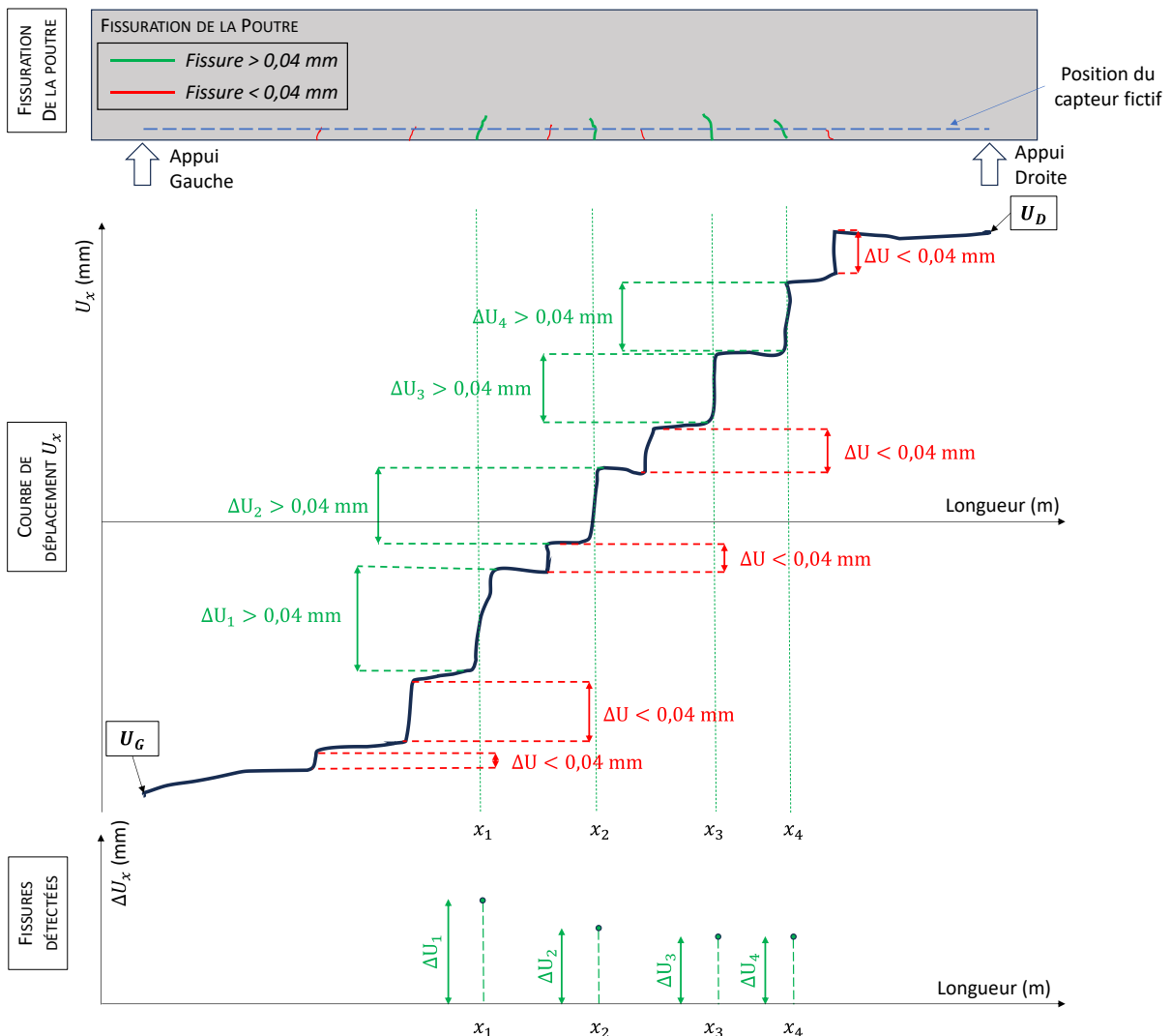


Figure IV. 30 : Méthode de détection de fissures par vidéo corrélation

Dans la suite du chapitre, une distinction entre l'ouverture cumulée des fissures et l'allongement total est faite.

L'allongement total (U_{tot}) correspond à la somme de tous les déplacements sur l'ensemble de la portée, elle se calcule avec l'équation IV.31. Elle permet de quantifier l'état de fissuration en prenant en compte tous les déplacements, aussi petits soient-ils.

$$U_{tot} = U_D - U_G \quad IV.31$$

Avec :

U_{tot} , l'allongement total à la même hauteur que les aciers longitudinaux (mm)

U_D , la valeur de déplacement au niveau de l'appui de droite (mm)

U_G , la valeur de déplacement au niveau de l'appui de gauche (mm)

L'ouverture cumulée des fissures est différente, ici c'est la somme des ouvertures de fissures détectées qui est faite, avec l'équation IV.32. Autrement dit, il s'agit des fissures supérieures à 0,04 mm. Ainsi, on s'affranchi de l'allongement résidues entre les fissures.

$$\omega_{cum} = \sum \Delta U \quad IV.32$$

Avec :

ω_{cum} , l'ouverture cumulée des fissures (mm)

ΔU , les ouvertures de fissures détectées (mm)

L'ouverture moyenne des fissures est calculée en faisant la moyenne des ouvertures fissures sur l'ensemble de la poutre, elle se calcule avec l'équation IV.33.

$$\omega_{moy} = \frac{\omega_{cum}}{n_f} \quad IV.33$$

Avec :

ω_{moy} , l'ouverture moyenne des fissures (mm)

U_{cum} , l'ouverture cumulée des fissures (mm)

n_f , le nombre de fissures détectées

Enfin, l'ouverture maximale (ω_{max}) de fissure correspond à la plus haute valeur d'ouverture de fissure.

IV.9.3.1. Ouvertures et positions des fissures pour les forces de référence

Les ouvertures de fissures ont été déterminées pour chaque configuration aux niveaux de chargements de référence définis par $F_{0,5pf} - F_{pf} - F_{0,5plas} - F_{0,75plas} - F_{plas}$.

Les positions des fissures sont données de la Figure IV. 31 à la Figure IV. 34. Ces représentations permettent d'observer la répartition des fissures sur l'ensemble de la portée des poutres à différents niveaux de chargement. Pour visualiser l'évolution de l'ouverture des

fissures au cours du temps, chaque point correspond à un niveau de chargement donné. Les carrés orange pour la force de première fissuration, les ronds verts pour la force $F_{0,5pl}$, les losanges bleus pour $F_{0,75pl}$ et enfin les triangles violets pour F_{pl} . Ainsi, pour une fissure s'étant ouverte tout le long de l'essai, son ouverture (en ordonnée) augmente et sa position reste la même (donc même abscisse). Cette méthode servira de base de comparaison pour les résultats obtenus avec l'émission acoustique et les fibres optiques.

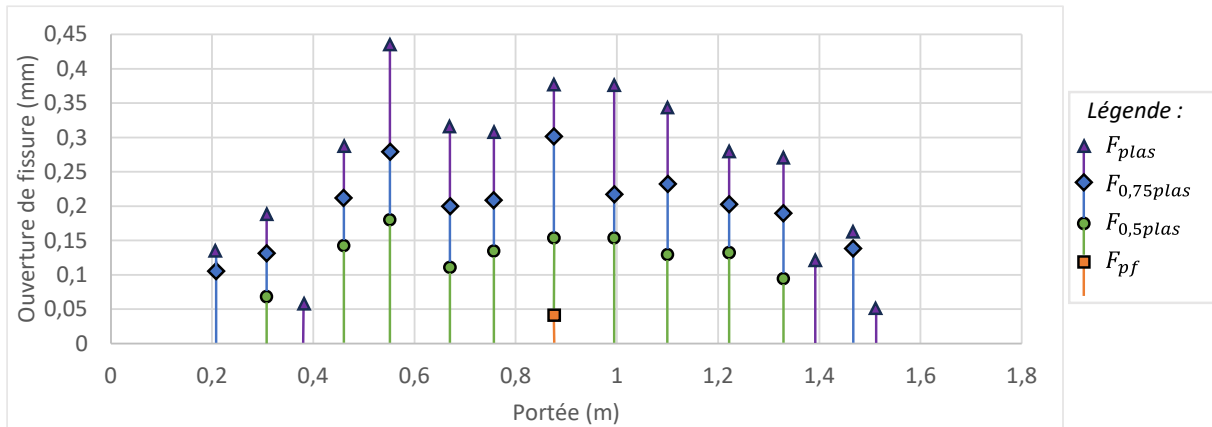


Figure IV. 31 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P1-BR-2HA14

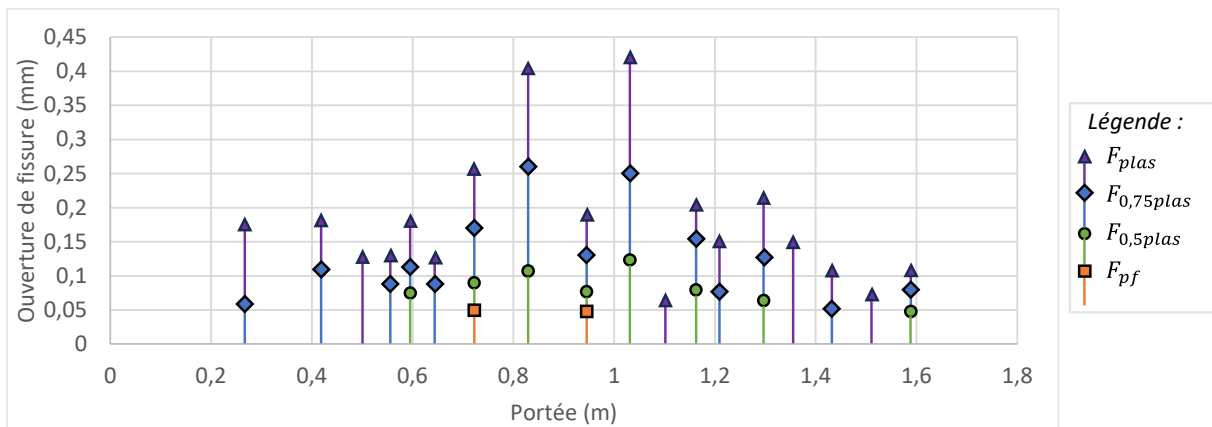


Figure IV. 32 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm - P2-FF30-20L6-2HA12

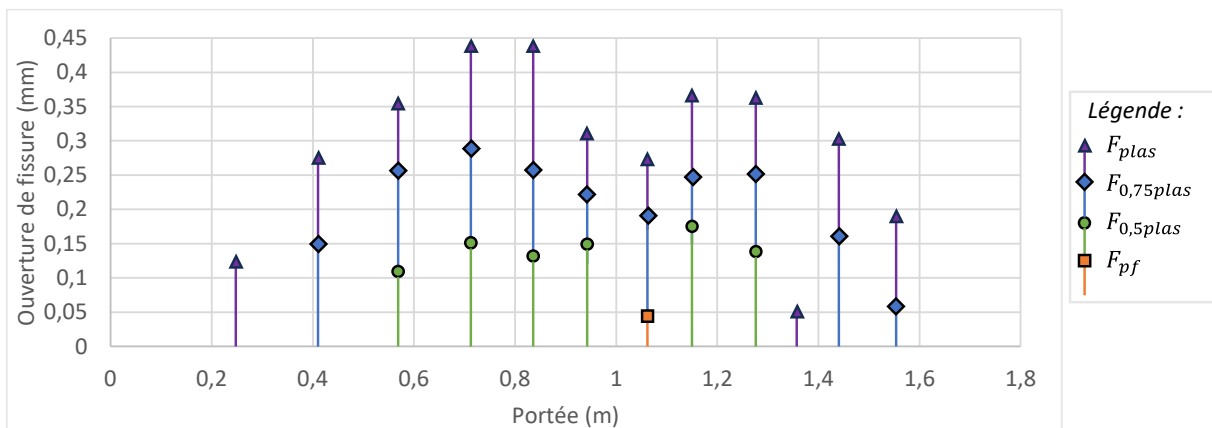
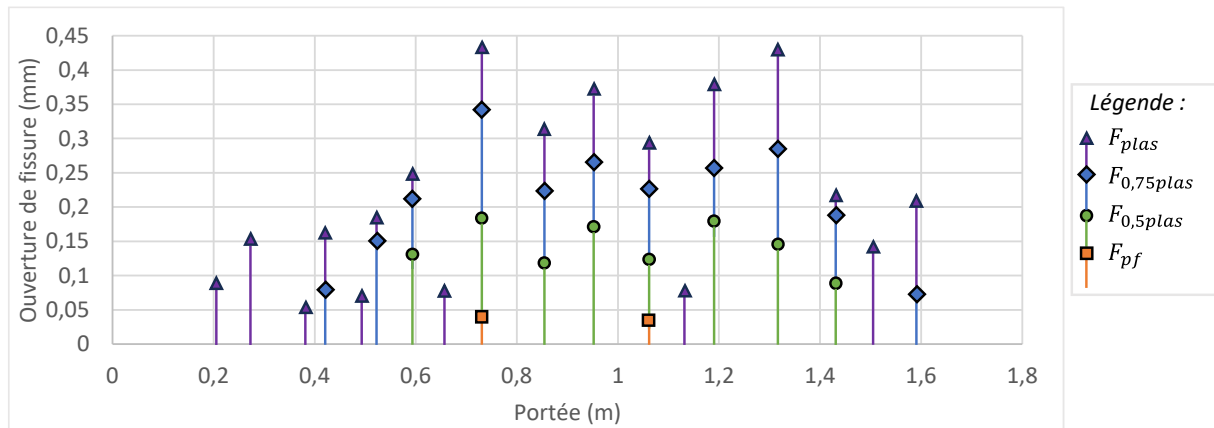


Figure IV. 33 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P3-FC5-S24-2HA12


 Figure IV. 34 : Ouvertures et positions des fissures $\geq 0,04$ mm – P4-BR-2HA12

La poutre P1-BR-2HA14 a montré une seule fissure à mi-travée lorsque la force de première fissuration a été atteinte. Ensuite, au moment de $F_{0,5plas}$, une dizaine de fissures se sont alors développées de manière répartie sur l'ensemble de la portée avec une ouverture moyenne de 0,125 mm. Après avoir atteint $F_{0,75plas}$, puis F_{plas} , de nouvelles fissures se sont formées, et les fissures déjà présentes se sont davantage ouvertes. Cette poutre présente la plus importante ouverture cumulée des fissures en atteignant 3,91 mm au moment de la plastification des aciers. Cela est dû à la section d'acier plus importante que pour les autres poutres, et par conséquent la charge nécessaire à plastifier les aciers est plus grande. Dès lors, la contrainte de traction appliquée au béton tendu a été plus importante, entraînant ainsi une fissuration plus avancée.

La poutre P4-BR-2HA12, a montré initialement deux fissures situées entre les deux points d'application des forces au moment de la première fissuration. Par la suite, les fissures se sont multipliées pour atteindre une ouverture cumulée de 1,13 et 2,34 mm aux niveaux de chargement correspondant à $F_{0,5plas}$ et à $F_{0,75plas}$ respectivement. Au moment de la plastification des aciers, 16 fissures se sont développées pour finalement atteindre une ouverture de fissure cumulée de 3,88 mm.

Concernant la poutre P2-FF30-20L6, de la même façon que la poutre P4, jusqu'à 50% de la force de plastification les fissures se développent sur l'ensemble de la poutre. L'ouverture cumulée des fissures est à ce moment-là de 0,59 mm, ce qui représente une réduction de 48 % par rapport à la poutre P4 au même niveau de chargement. A partir de 75% de la force de plastification, deux fissures se sont davantage développées que les autres dans la partie centrale de la poutre. Ces fissures ont été observées à la même position que les plaques métalliques perforées servant d'électrodes pour les mesures électriques. Ces électrodes ont entraîné un point de faiblesse en engendrant localement une discontinuité dans la distribution des fibres. En effet, sur une surface de 60 cm² pour chaque électrode, ce qui représente environ 14% de la section

de la poutre, les fibres n'ont pas pu jouer leur rôle. Malgré ces deux fissures, la poutre P2-FF30-20L6-2HA12 montre une meilleure maîtrise de la fissuration au moment de la plastification des aciers, avec un même nombre de fissures mais une ouverture cumulée 20% plus faible que les poutres P1 et P4.

La poutre P3-FC5-S24-2HA12, renforcée avec des fibres de carbone montre un profil de fissuration très semblable à celui de la poutre de référence P4-BR-2HA12. Au moment de la première fissuration, une seule fissure s'est développée. Lorsque la charge a atteint $F_{0,5plas}$, six fissures se sont développées donnant lieu à une ouverture de fissures cumulée de 0,84 mm. A la force $F_{0,75plas}$, de nouvelles fissures se sont développées avec des ouvertures relativement constantes pour atteindre en cumulé 2,09 mm, soit une réduction de 10% par rapport à la P4. Enfin, au moment de la plastification des aciers, deux fissures se sont davantage développées que les autres pour atteindre environ 0,45 mm. A ce moment-là, l'ouverture cumulée des fissures est de 3,46 mm, soit là aussi, une réduction de 10% par rapport à la poutre P4.

La Figure IV. 35 permet de comparer les ouvertures cumulées de fissures à de même niveau de chargement. Pendant toute la phase élastique, c'est-à-dire jusqu'à la plastification des aciers, c'est la poutre P2 contenant des FF qui a montré la meilleure maîtrise de la fissuration. En effet, à partir de calculs sur les courbes de tendance, les résultats de la poutre P2 montrent que pour une force donnée, l'ouverture cumulée des fissures a été d'environ 30 % inférieure à celle de la poutre P4 et environ 12 % inférieure à celle de la P1.

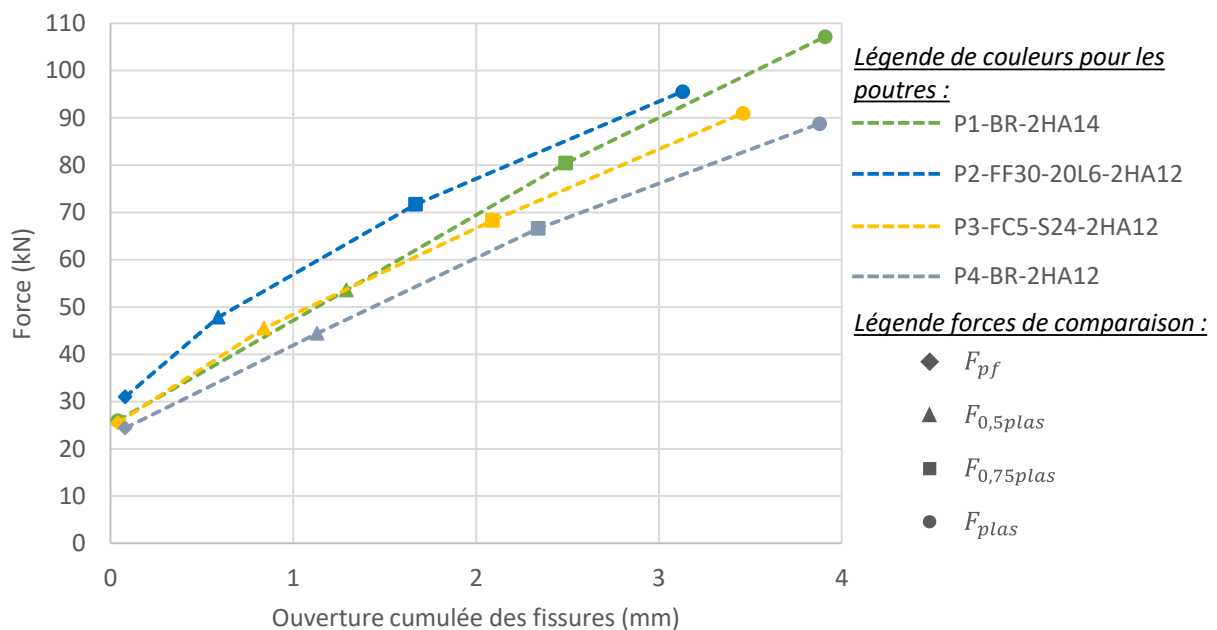


Figure IV. 35 : Force en fonction de l'ouverture cumulée des fissures – P1 à P4

Pour récapituler les résultats, la Figure IV. 36 expose les ouvertures cumulées des fissures pour les différentes forces de référence allant de F_{pf} à gauche jusqu'à F_{plas} à droite.

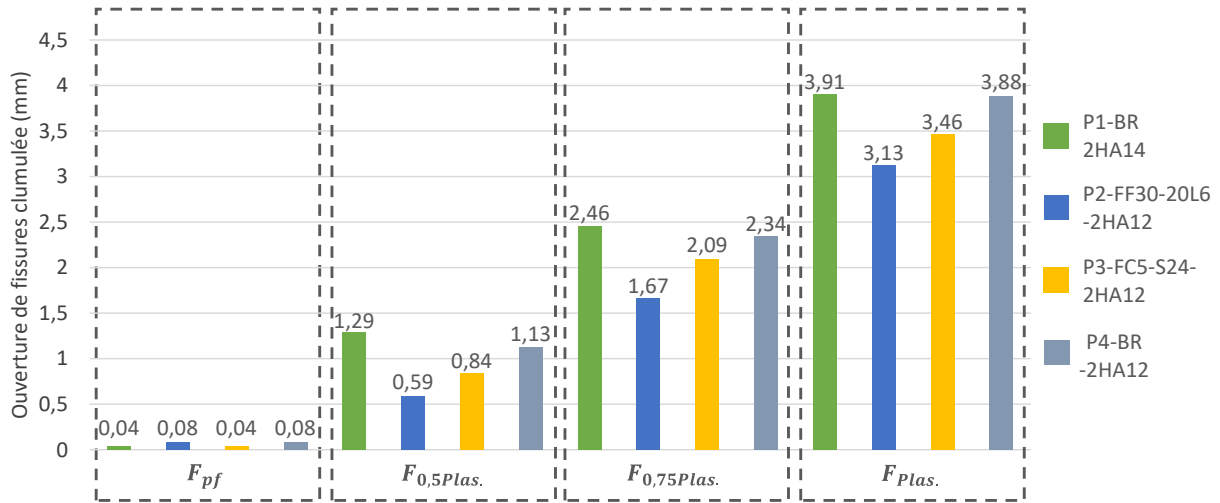


Figure IV. 36 : Ouverture de fissure cumulée pour les différentes forces de référence

Sur la Figure IV. 37, le nombre de fissures de chaque poutre est donné en fonction du niveau de chargement et de leurs ouvertures, avec :

- En jaune les fissures comprises entre 0,04 et 0,1 mm
- En bleu, les fissures comprises entre 0,1 et 0,2 mm
- En vert, les fissures comprises entre 0,2 et 0,3 mm
- En rouge, les fissures supérieures à 0,3 mm

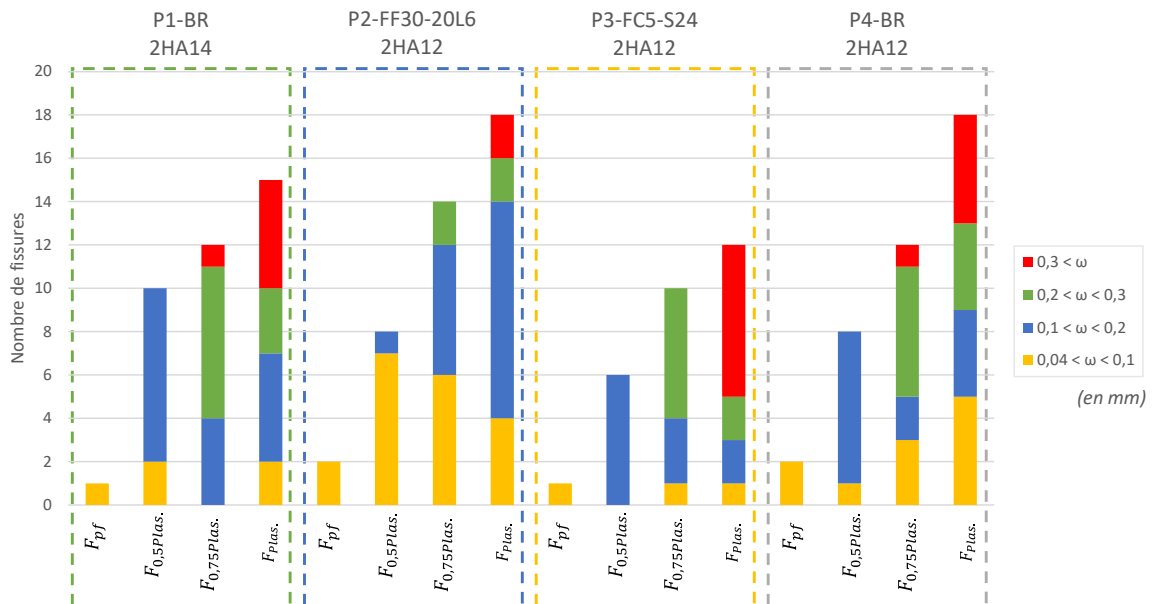


Figure IV. 37 : Nombre de fissures en fonction de leur ouverture (ω) et du niveau de chargement

Pour toutes les poutres, le nombre de fissures augmente avec le niveau de chargement. Lorsque le niveau de chargement atteint $F_{0,5plas}$, environ la moitié des fissures se sont déjà développées.

Ensuite, au fur et à mesure que la charge augmente, les fissures existantes s'ouvrent davantage, ce qui se traduit progressivement par une augmentation du nombre de fissures dans les plages de valeurs plus élevées. Parallèlement, de nouvelles fissures se développent, menant à l'apparition de nouvelles valeurs dans la gamme d'ouverture de fissures la plus faible (0,04 à 0,1 mm). Pour la force de comparaison $F_{0,75plas}$, la poutre renforcée par les FF montre aussi un plus grand nombre de fissures tout en ayant une ouverture cumulée de fissure plus faible.

IV.9.3.2. Ouvertures des fissures au niveau de chargement F_{serv}

Ce même travail a été réalisé pour le cas de charge F_{serv} , qui se rapproche d'une situation de limite de service dans le cadre d'un dimensionnement. Le but étant de corrélérer les résultats expérimentaux avec les prévisions d'ouvertures de fissures théoriques présentées dans la section IV.8. Pour rappel, les calculs théoriques de l'EC2 et le MC2010 ne reflètent pas forcément la réalité mais sont utilisés habituellement pour le dimensionnement d'éléments vis-à-vis de la limitation de la fissuration.

Dans le Tableau IV. 15 sont données les ouvertures moyennes de fissures calculées ($\omega_{moy.}$) pour une charge correspondante à F_{serv} . Pour rappel, l'ouverture moyenne des fissures est calculée en faisant la moyenne des ouvertures de fissures détectées.

Tableau IV. 15 : Comparaison des ouvertures de fissures expérimentales (Exp) et les ouvertures calculées d'après le Model Code 2010 (MC2010) et l'Eurocode 2 (EC2) à la force F_{serv}

	Paramètre	Nom	P1-BR-2HA14	P2-FF30-20L6-2HA12	P3-FC5-S24-2HA12	P4-BR-2HA12
Exp.	Ouverture moyenne des fissures (mm)	$\omega_{moy.}$	0,195	0,141	0,218	0,217
MC2010	Ouverture de fissure (mm)	$\omega_{k,MC2010}$	0,235	0,213	0,277	0,278
	Différence relative (%)	$\frac{\Delta\omega}{\omega_{k,MC2010}}$	16,9 %	33,7 %	21,2 %	21,6 %
EC2	Ouverture de fissure (mm)	ω_{EC2}	0,202	0,227	0,227	0,228
	Différence relative (%)	$\frac{\Delta\omega}{\omega_{EC2}}$	3,3 %	37,8 %	3,8 %	4,4 %

Les résultats du Tableau IV. 15 et de la Figure IV. 38 montrent qu'au niveau de chargement F_{serv} , les poutres P3 et P4 ont atteint des ouvertures moyennes de fissure très proches (0,218 mm et 0,217 mm respectivement). Au même niveau de chargement, la poutre P1 a montré une ouverture moyenne 10 % inférieure par rapport à la P4. La poutre P2, renforcée par des FF, se démarque des autres avec une ouverture moyenne mesurée à 0,141 mm. Cela montre l'efficacité

des fibres FIBRAFLEX à maîtriser et ralentir la propagation des fissures à l'état limite de service. En effet, alors que la section d'acier est la même pour les deux, l'ouverture moyenne des fissures est 35 % plus faible pour la poutre P2 par rapport à la poutre P4. Par ailleurs, l'ouverture moyenne des fissures de la poutre P2 est également plus faible de 28 % par rapport à celle de la poutre P1 qui a pourtant une section d'aciers 36 % supérieure.

Comme il est montré sur la Figure IV. 38, pour les poutres P1, P3 et P4, la méthode de calculs d'ouverture des fissures proposée par l'EC2 semble bien correspondre aux valeurs expérimentales puisque les différences relatives sont comprises entre 3,3 % et 4,4 %. Dans le cas de la méthode proposée par le MC2010, les calculs théoriques semblent surestimés les fissures car cette fois-ci les différences relatives sont comprises entre 16,9 % et 21,6 %.

Concernant la poutre P2, avec les deux méthodes, et malgré la prise en compte de l'apport des fibres dans le MC2010, les résultats surestiment largement l'ouverture de fissure théorique. En effet, les différences relatives entre la théorie et l'expérimentale est de 33,7 % et 37,8 % pour le MC2010 et l'EC2 respectivement. Cela montre que la prise en compte des FF dans la maîtrise de la fissuration est largement sous-estimée.

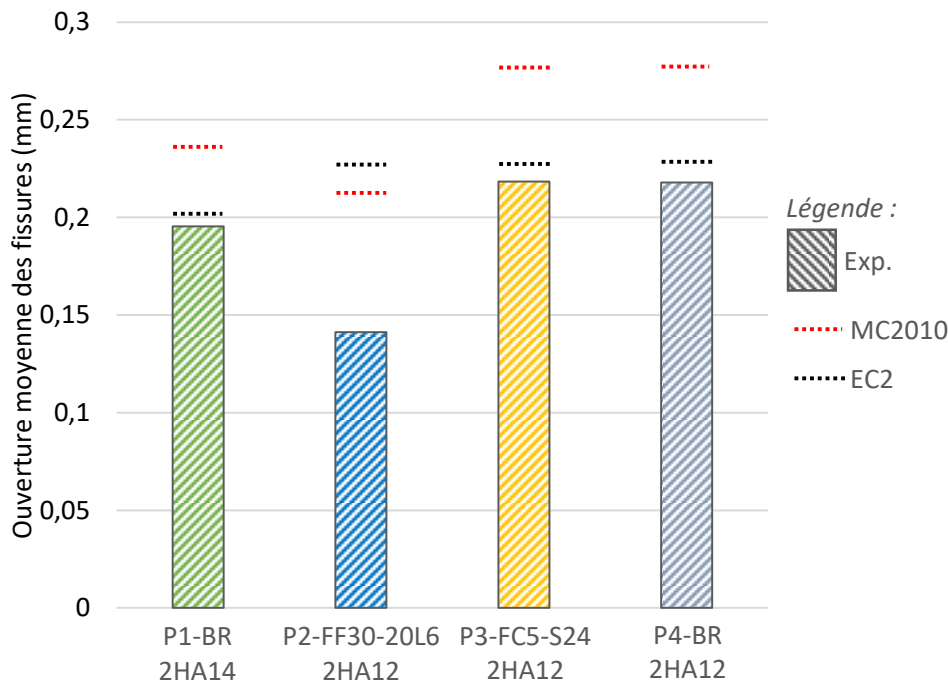


Figure IV. 38 : Ouverture de fissure moyenne pour la force F_{serv}

IV.9.4. Répartition des fissures sur la hauteur des poutres

Le paragraphe précédent a permis de déterminer la position et l'ouverture des fissures au niveau des aciers longitudinaux. L'objectif ici est de suivre l'évolution de la fissuration des poutres sur leur hauteur. Pour cela, 8 capteurs d'allongement (C1 à C8) illustrés sur la Figure IV. 39 ont été positionnés à intervalle régulier sur la hauteur de la poutre pour déterminer les allongements horizontaux ($U_{tot_{C1}}$ à $U_{tot_{C8}}$) en fonction de la position (y) des capteurs. L'allongement mesuré par chaque capteur donne un indice sur le niveau de fissuration à une hauteur et un niveau de chargement donné.

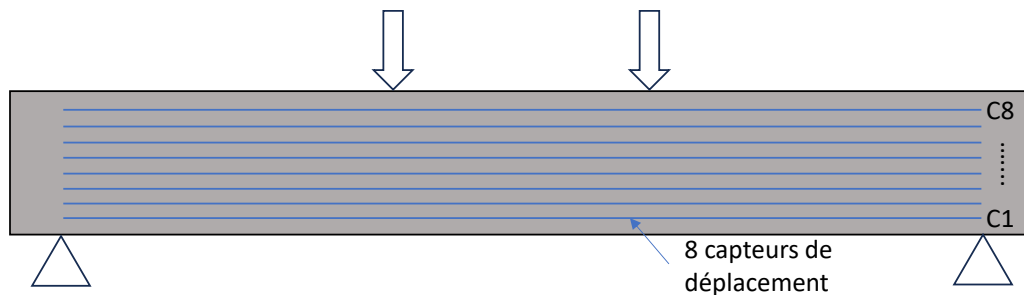


Figure IV. 39 : Position des capteurs pour déterminer la répartition des fissures sur la hauteur des poutres

Les valeurs positives d'allongement correspondent à une expansion (en zone tendue) et les valeurs négatives traduisent une contraction (en zone comprimée). Par ailleurs, comme les fissures s'initient en fibre inférieure, l'allongement est maximal à $y = 0$ et diminue progressivement sur la hauteur de la poutre. Toutefois, la vidéo corrélation ne permet pas d'avoir les informations sur l'ensemble de la surface, il n'est donc pas possible d'obtenir de données sur quelques centimètres sur les bords de la poutre. Or le bord inférieur, illustré par le point rouge sur la Figure IV. 40, est l'endroit où les fissures sont les plus ouvertes. Afin de connaître l'ouverture des fissures à $y = 0$, il est nécessaire de procéder à une extrapolation suivant la méthode présentée sur la Figure IV. 40. Il est alors supposé que la fissuration se développe de manière linéaire sur la hauteur de la poutre. Une analyse des résultats obtenus sur le reste de la hauteur a permis de valider cette hypothèse. L'équation IV. 34 met en relation y , la hauteur de la poutre et U , l'allongement horizontal à cette même hauteur. Cette équation est déterminée par une analyse régressive. Pour déterminer l'allongement total au niveau de la fibre inférieure ($U_{tot_{C0}}$), il suffit de résoudre l'équation pour $y = 0$, c'est-à-dire l'équation IV. 35.

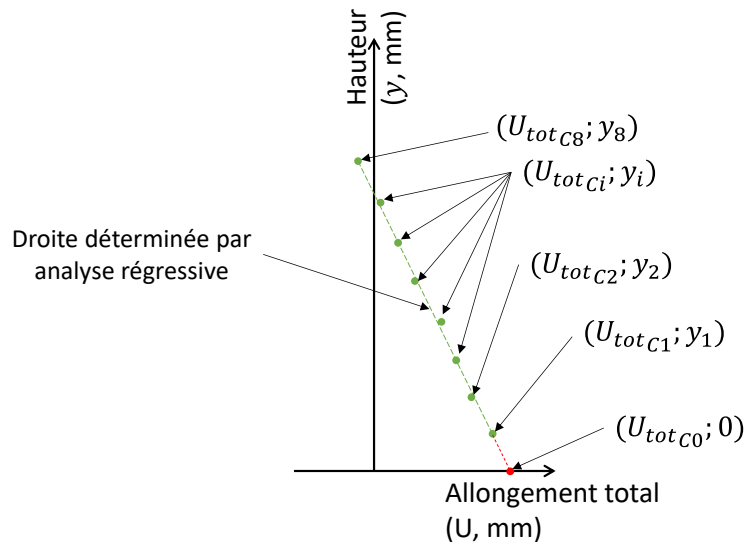


Figure IV. 40 : Évolution typique de l'allongement en fonction de la hauteur de la poutre

$$y = a \times U + b \quad \text{IV. 34}$$

$$U_{totC0} = -\frac{b}{a} \quad \text{IV. 35}$$

Les résultats de la Figure IV. 41 à la Figure IV. 44 montrent l'allongement mesuré sur la hauteur des poutres en faisant apparaître la valeur extrapolée en $y = 0$. Les points correspondent aux allongements mesurés par les capteurs, et la droite qui relie ces points est construite à partir de l'analyse régressive. Les résultats qui sont présentés correspondent aux forces de comparaison définies précédemment. Les fissures se développent de manière proportionnelle suivant la hauteur. Avec un allongement maximal en partie inférieure de la poutre et une diminution progressive en même temps que l'on se rapproche de la fibre supérieure.

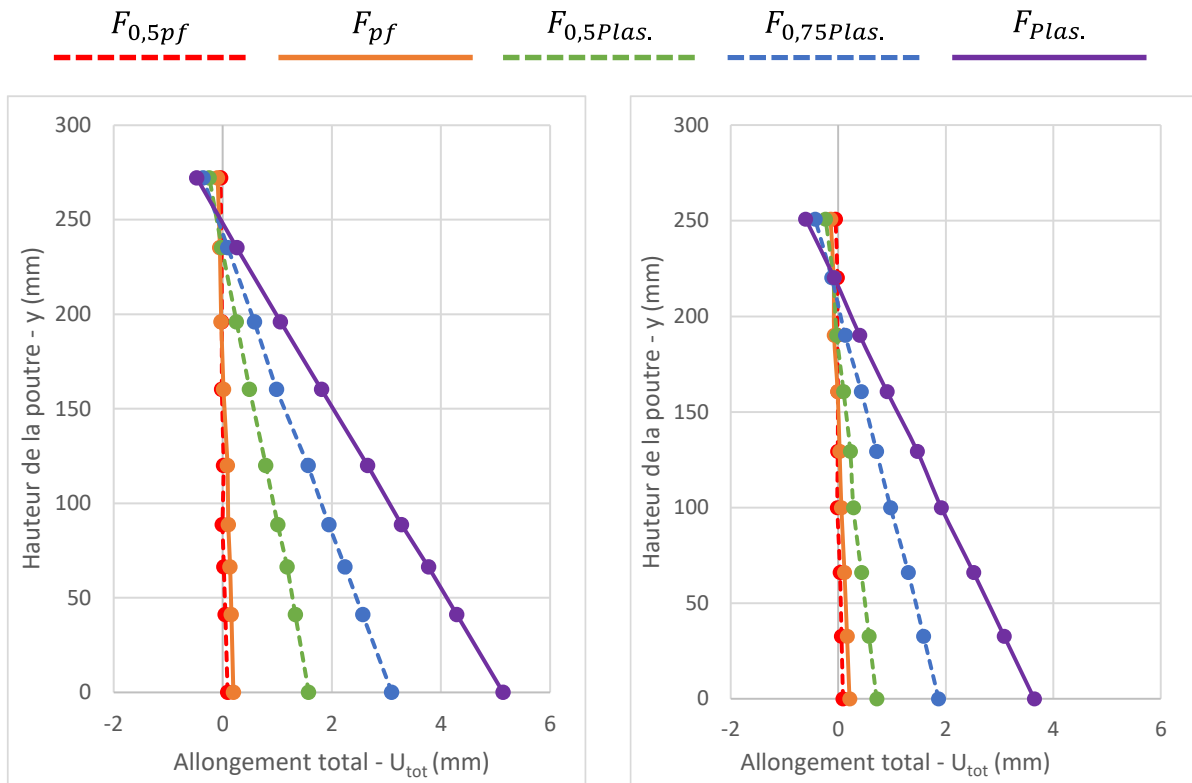


Figure IV. 41 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P1-BR-2HA14

Figure IV. 42 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P2-FF30-20L6-2HA12

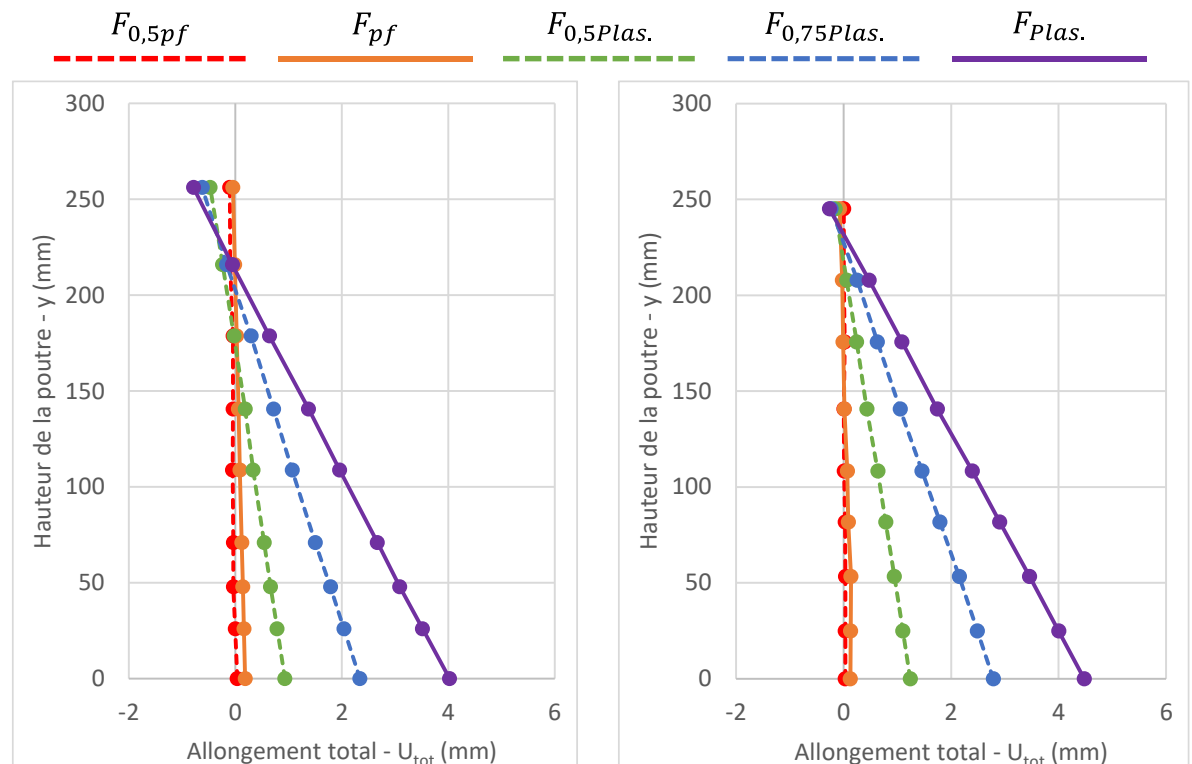


Figure IV. 43 : Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P3-FC5-S24

Figure IV. 44 Allongements totaux répartis sur la hauteur de la section – P4-BR-2HA12

A partir de ces diagrammes, il est possible de déterminer ce qui va être appelé la hauteur de fissuration dans la suite du chapitre. Elle correspond à la hauteur pour laquelle l'allongement est supérieur à une valeur seuil. Cette valeur a été fixée à 0,15 mm de telle sorte à couvrir l'essai

dans sa globalité, depuis la force de première fissuration jusqu'à la force de plastification des aciers. La méthode qui a permis de définir ce seuil est donnée dans les annexes du manuscrit.

Pour déterminer la hauteur de fissuration, la méthode consiste à trouver la hauteur y_{fiss} qui mène à un allongement de 0,15 mm. Pour cela, l'équation IV. 36 est résolue pour les différentes forces de comparaison.

$$y_{fiss} = a \times U_{seuil} + b \quad \text{IV. 36}$$

Avec :

y_{fiss} , la hauteur fissurée (en mm)

a et b , les coefficients déterminés par une analyse régressive

U_{seuil} , l'allongement seuil avec une valeur de 0,150 mm

La Figure IV. 45 montre un exemple de détermination des hauteurs de fissuration pour cinq niveaux de chargement différents. Le diagramme de gauche correspond à l'évolution de l'allongement en fonction de la hauteur de la poutre. La ligne en pointillés rouge représente le seuil utilisé pour définir la hauteur de la poutre fissurée. A droite, le diagramme représente les hauteurs fissurées qui en résultent. Pour la force n°1, le niveau de fissuration n'a pas été suffisant pour que le seuil soit dépassé, donc la poutre est considérée non fissurée pour ce niveau de chargement. Pour les autres forces, l'état de fissuration est plus avancé de telle sorte que la hauteur fissurée a pu être définie.

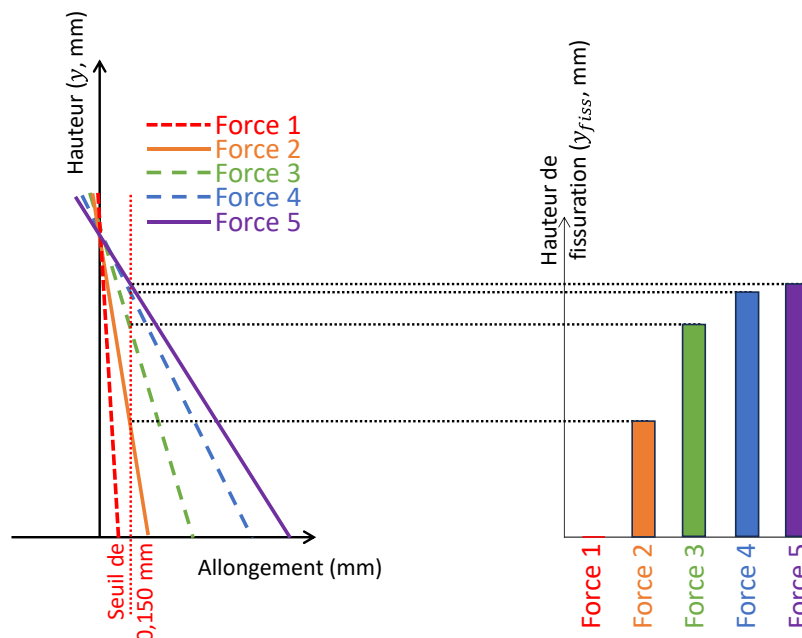


Figure IV. 45 : Exemple de détermination des hauteurs fissurées

La Figure IV. 46 montre les hauteurs de fissuration obtenues pour les quatre poutres et les cinq forces de comparaison.

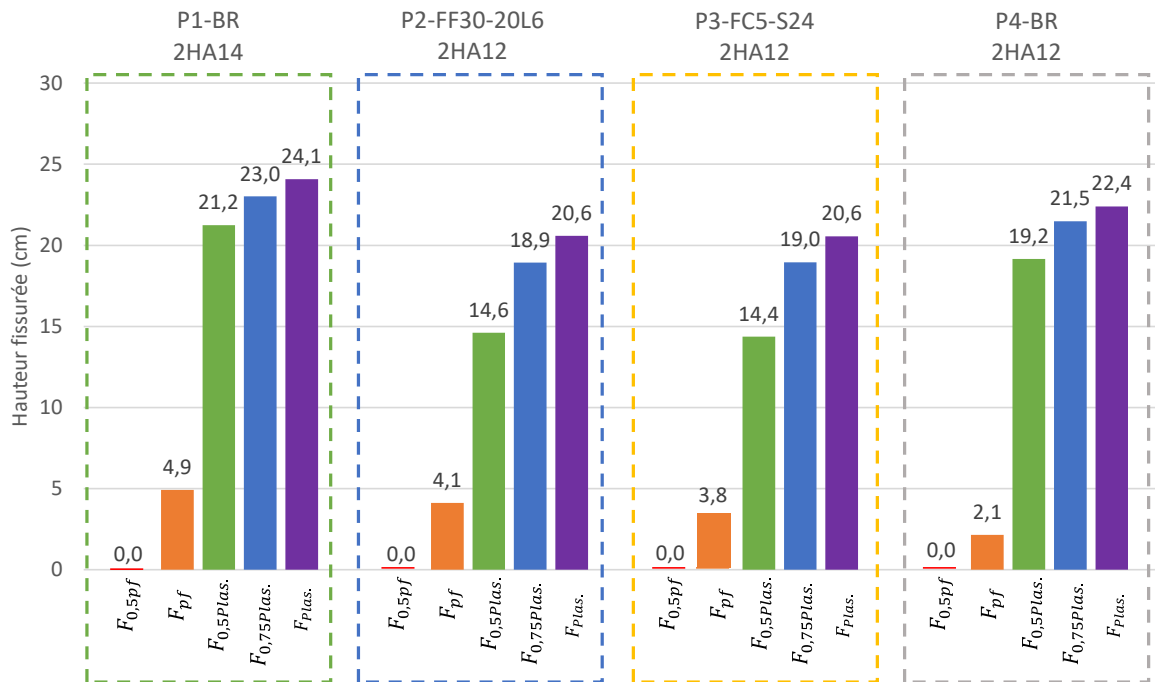


Figure IV. 46 : Hauteurs de fissuration en fonction du niveau de chargement pour les différentes poutres

Pour toutes les poutres, pour la force $F_{0,5pf}$, la hauteur fissurée est de 0 cm, ce qui signifie que même au niveau de la fibre inférieure de la poutre, l'allongement total n'a pas dépassé 0,150 mm. Au moment de la force de première fissuration (F_{pf}), cette fois-ci, le seuil a été dépassé, et le niveau de fissuration résulte en une hauteur fissurée entre 2,1 et 4,9 cm pour les quatre poutres.

Les deux poutres sans fibre P1 et P4 montrent un comportement similaire avec une hauteur fissurée respectivement de 21,2 et 19,2 cm à la force $F_{0,5plas}$. A partir de là, la hauteur de fissuration montre qu'une légère augmentation avec le niveau de chargement. Cela s'explique par le fait que même si les fissures continuent de s'ouvrir, le béton comprimé en partie supérieure atteint petit à petit sa déformation maximale qui est relativement faible. Au contraire, en partie inférieure, grâce à la ductilité des aciers longitudinaux, les allongements atteignent des valeurs beaucoup plus élevées.

Lorsqu'elles sont soumises à une charge de $F_{0,5plas}$, les deux poutres renforcées par des fibres ont des hauteurs fissurées environ 25% plus faibles par rapport à la poutre P4. Ensuite, lorsque la charge augmente, la hauteur fissurée se rapproche davantage de celle de la poutre de référence P4.

IV.10. Mesures de déformations par fibre optique

La fibre optique, positionnée à la même hauteur que les aciers longitudinaux, permet de mesurer la déformation du béton. Contrairement à la vidéo-corrélation, il s'agit de la déformation à l'intérieur du volume de béton. En fonction de l'endroit où se forment les fissures et de leur direction de propagation, il est possible que les résultats obtenus par ces deux techniques de mesure diffèrent. De plus, les fibres optiques sont habituellement utilisées dans des applications où les déformations sont très faibles, par exemple dans le cas de gonflements internes du béton. Le choix d'utiliser cette technique pour ces essais destructifs a été motivé par la volonté de détecter le moment où les fissures s'initient.

Ainsi, les détails des mesures de déformation au début de l'essai sont présentés de la Figure IV. 47 à la Figure IV. 50 pour les quatre poutres testées. Les fibres optiques peuvent donner des déformations sur une gamme de valeur très large. Pour une meilleure lisibilité des résultats obtenus, le choix a été fait de représenter l'évolution des déformations tout au long de la poutre à des niveaux de charges régulières, pour des déformations allant de 0 à 150 $\mu\text{m/m}$. Pour cette gamme de déformations, la charge appliquée atteint alors environ 2/3 de la force de première fissuration. Les données ne vont pas jusqu'à la force de première fissuration pour une question de visibilité car à ce moment-là il y a une augmentation brutale des déformations mesurées par les fibres optiques. En parallèle, sur ces figures, la position des premières fissures détectées par vidéo corrélation sont illustrées par les traits verticaux en pointillés rouges (ces positions ont été déterminées dans la section IV.9.3).

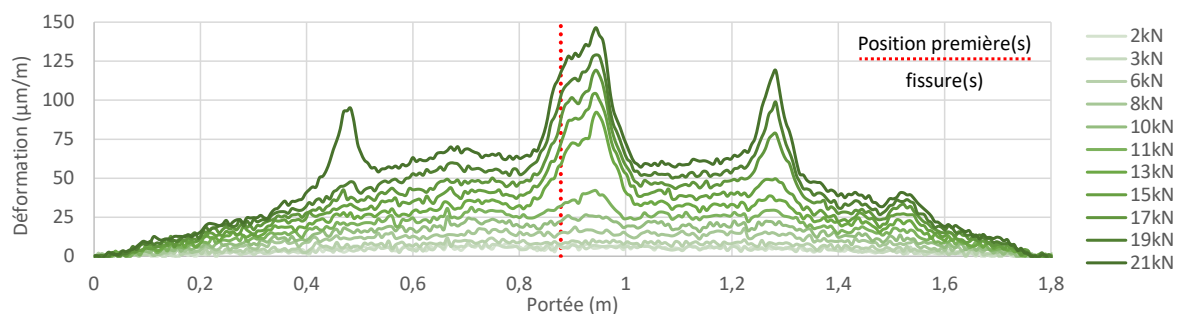


Figure IV. 47 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 $\mu\text{m/m}$) - P1-BR-2HA14

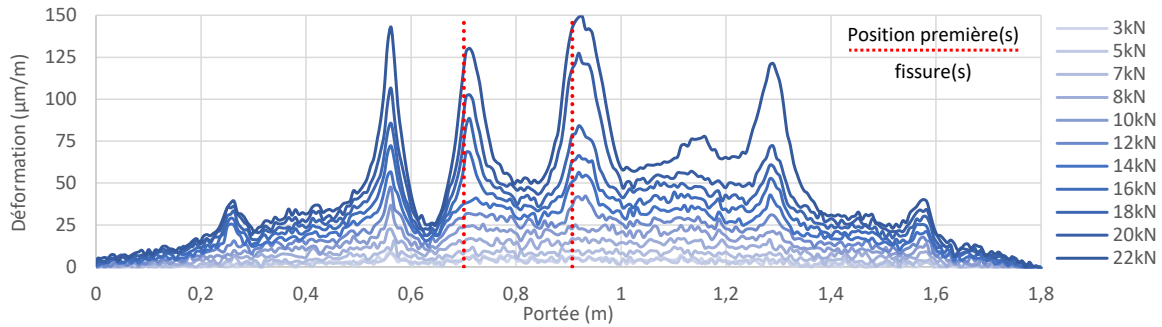


Figure IV. 48 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 µm/m) – P2-FF30-20L6-2HA12

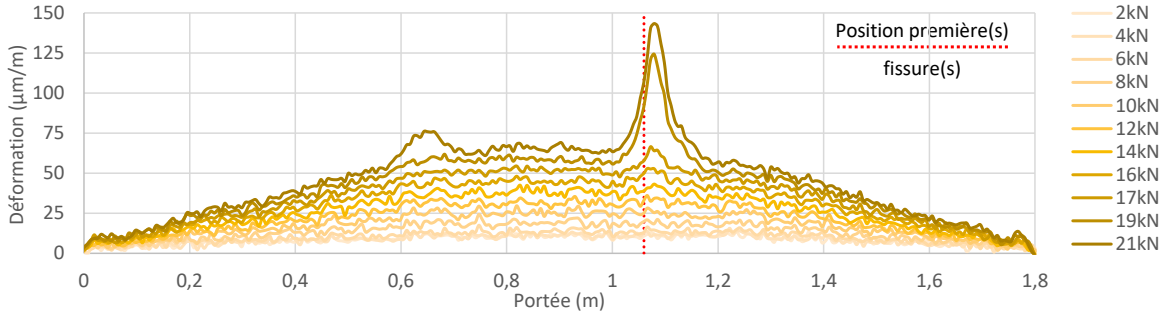


Figure IV. 49 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 µm/m) – P3-FC5-S24-2HA12

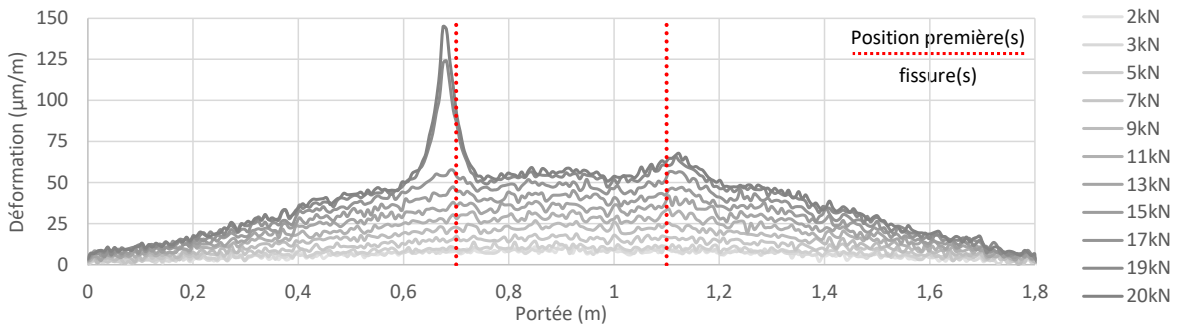


Figure IV. 50 : Déformation mesurée par fibre optique au début de l'essai (0-150 µm/m) – P4-BR-2HA12

Pour les quatre poutres, il est important de noter qu'une localisation des déformations est observée bien avant d'atteindre la force de première fissuration (F_{pf}). De plus, ces localisations correspondent aux positions des premières fissures détectées avec la vidéo corrélation. Un léger décalage de la localisation entre ces deux systèmes d'acquisition est facilement compréhensible car la fissuration n'est pas nécessairement plane ni perpendiculaire à la surface observée par la vidéo corrélation. Cela peut entraîner un décalage entre les mesures internes (fibre optique) et les mesures en surface (vidéo corrélation). D'un autre côté, il est possible que les fissures se forment dans le volume de béton de manière différée par rapport à celles observées en surface. C'est d'ailleurs ce qui s'est passé pour la poutre P2 où sept prémices de fissures sont clairement identifiables avec la fibre optique alors que la vidéo-corrélation n'a permis d'en détecter que deux au moment de F_{pf} . Toutefois, pour un niveau de chargement plus élevé, ces fissures sont effectivement visibles en surface.

La fibre optique apparait donc comme un moyen efficace pour détecter l'imminence de l'amorce de la fissure et la localisation de cette dernière. En effet, les calculs théoriques et les mesures par vidéo-corrélation ont montré que les fissures se forment aux alentours de 30 kN pour les quatre poutres. Or, avec les mesures par fibre optique, il est possible d'identifier clairement l'apparition de déformations très localisées dès l'application d'une force de 15 à 20 kN.

IV.11. Émission acoustique

L'émission acoustique permet de localiser l'endommagement du béton. Dans cette section, les données acquises grâce au logiciel AEWIn sont exploitées. Ce logiciel permet d'enregistrer en temps réel les signaux reçus par les capteurs et de localiser la source des signaux par une méthode de triangulation « Simplex ». Pour chaque signal reçu, si les conditions détaillées dans la section I.7.2 sont respectées, alors le signal est considéré comme un évènement et est localisé en 2 dimensions. Les évènements acoustiques sont alors caractérisés par trois paramètres principaux : l'instant auquel ils ont été émis, une position suivant la longueur et une position suivant la hauteur de la poutre. La Figure IV.51 illustre un exemple d'une localisation à la suite d'un essai. Chaque point rouge correspond à un évènement localisé par l'algorithme du logiciel.

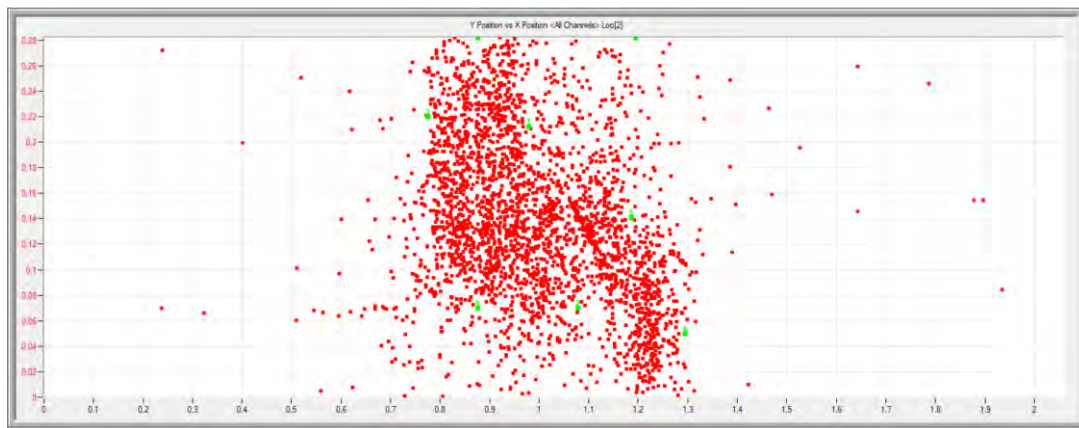


Figure IV.51 : Exemple de localisation en 2 dimensions donnée par le logiciel EAWin

L'analyse des résultats d'émission acoustique a été réalisée jusqu'à la plastification des aciers. Au-delà, le béton a atteint des niveaux de fissuration élevée et comme l'analyse se base sur la vitesse de propagation des signaux au sein du béton, la localisation des évènements acoustiques peut être parasitée par des artefacts car un niveau d'endommagement trop élevé peut perturber la propagation des signaux. En effet, avec un matériau dont les fissures sont multiples, les ondes ne se propagent plus de façon directe mais peuvent subir des réflexions avant d'être reçues par les capteurs, faussant ainsi l'interprétation des résultats.

IV.11.1. Évolution du nombre d'évènements acoustiques au cours du temps

Le nombre d'évènements acoustiques peut être un bon indice de l'état d'endommagement de la structure. Lorsqu'un grand nombre d'évènements par unité de temps est capté, cela signifie que le matériau a subi un endommagement important. De la Figure IV. 52 à la Figure IV. 55 sont données l'évolution de la force et du nombre d'évènements pour les poutres P1 à P4 jusqu'au palier de plastification des aciers. Le nombre d'évènements est compté sur une plage de temps de 10 secondes. Et sur chaque figure est identifiée la force de première fissuration (F_{pf}) qui correspond au moment où la résistance à la traction du béton est théoriquement atteinte et donc où le béton commence à fissurer.

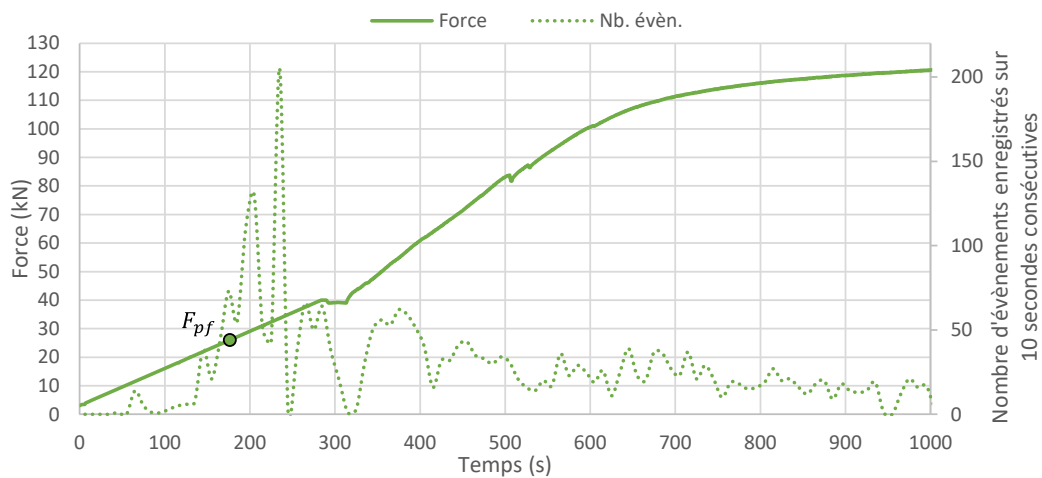


Figure IV. 52: Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps – P1-BR-2HA14

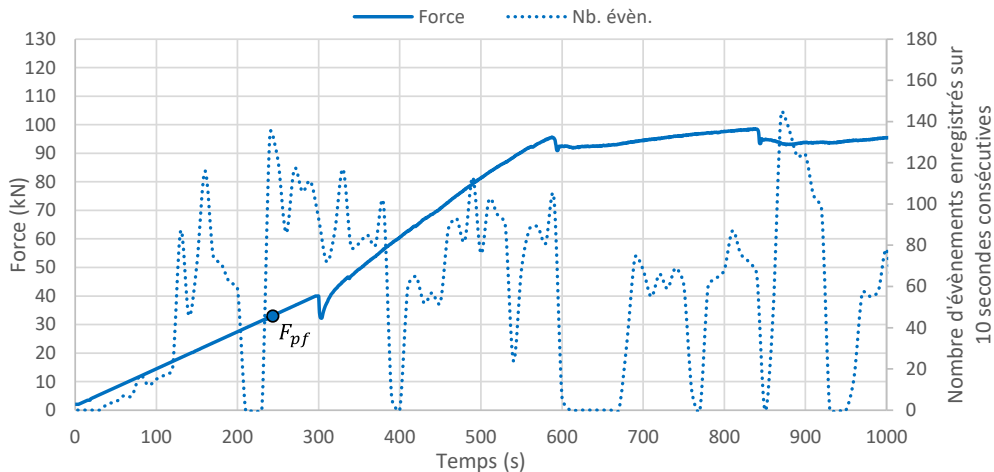


Figure IV. 53 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps – P2-FF30-20L6-2HA12

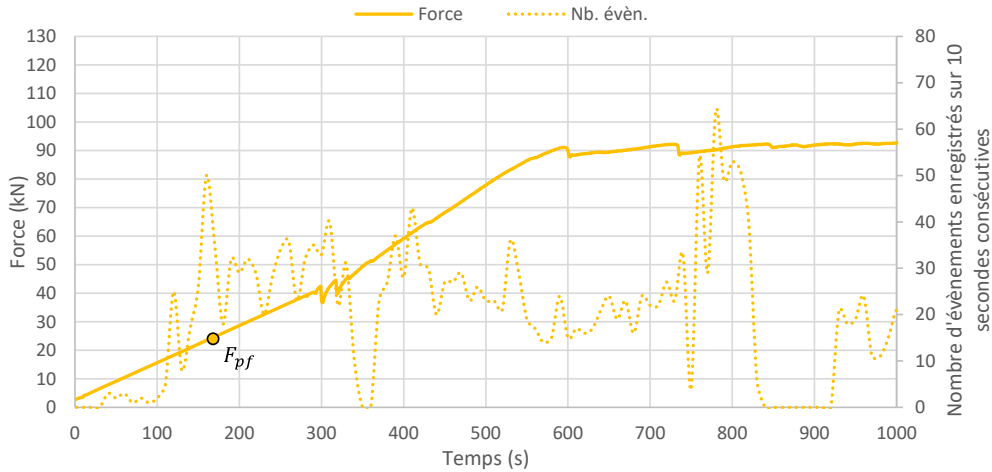


Figure IV. 54 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps – P3-FC5-S24-2HA12

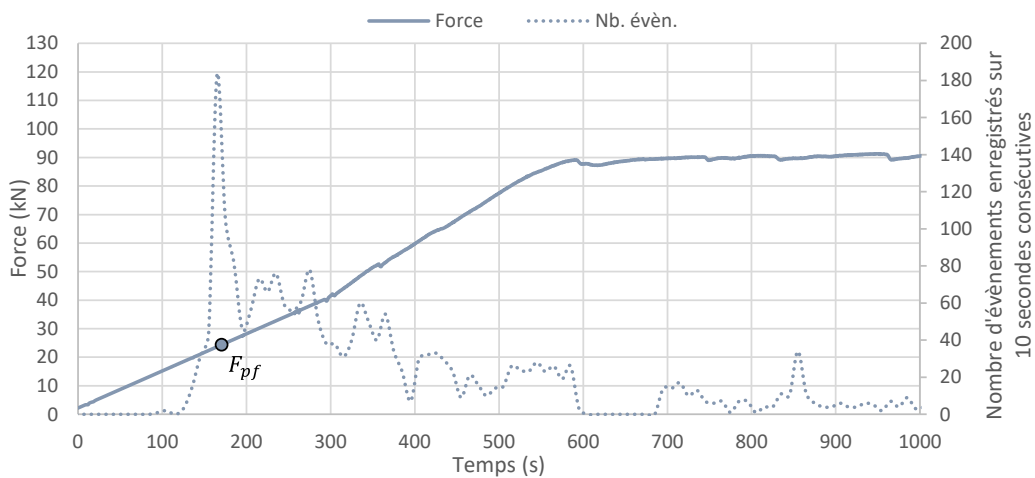


Figure IV. 55 : Force et nombre d'évènements sur une plage de 10 seconde vs temps – P4-BR-2HA12

Au début des essais, les poutres ne subissent pas d'endommagement majeur, et donc avant d'atteindre la force de première fissuration le nombre d'évènements acoustiques captés est relativement faible. Pour toutes les poutres, lorsque la force de première fissuration est atteinte, un grand nombre d'évènements a été capté. Ce pic est d'autant plus identifiable sur la P4, qui ne contient pas de fibre. Pour la poutre P1, qui ne contient, elle aussi, pas de fibre, au moment de la première fissuration, il y a certes un pic, mais l'activité est plus importante au cours des instants qui suivent. Après avoir dépassé F_{pf} , l'activité acoustique est largement ralentie, le nombre d'évènements captés est de plus en plus faible.

Dans le cas de la poutre renforcée par des fibres FIBRAFLEX (P2), des évènements sont captés en amont de la première fissuration. Il est possible que des premiers signaux soient captés lorsque les fibres commencent à être sollicitées au niveau de leur ancrage avant même d'atteindre la force de première fissuration. Il faut également rappeler que cette force de première fissuration a été déterminée graphiquement à partir de la courbe force-flèche. Il est donc possible qu'en réalité des premières fissures se sont formées en amont. D'ailleurs, les

mesures par fibre optique ont montré qu'avant d'atteindre F_{pf} , les déformations sont déjà très localisées et peuvent donc témoigner d'une initiation de fissures. Cependant, il y a tout de même un pic d'évènements acoustiques observé au moment de la F_{pf} , mais contrairement aux poutres sans fibre (P1 et P4), l'activité reste relativement importante jusqu'à la plastification des aciers. Les mêmes observations pour la poutre P3, contenant des fibres de carbone peuvent être faites. Cependant, il est important de noter que la fréquence d'enregistrement d'évènements est environ 2 à 3 fois plus faible que pour la poutre P2.

Il est également possible de suivre l'activité acoustique en s'intéressant au nombre cumulé d'évènements au cours du temps et de le comparer à l'évolution de la force. La Figure IV. 56 donne les résultats obtenus pour les quatre poutres.

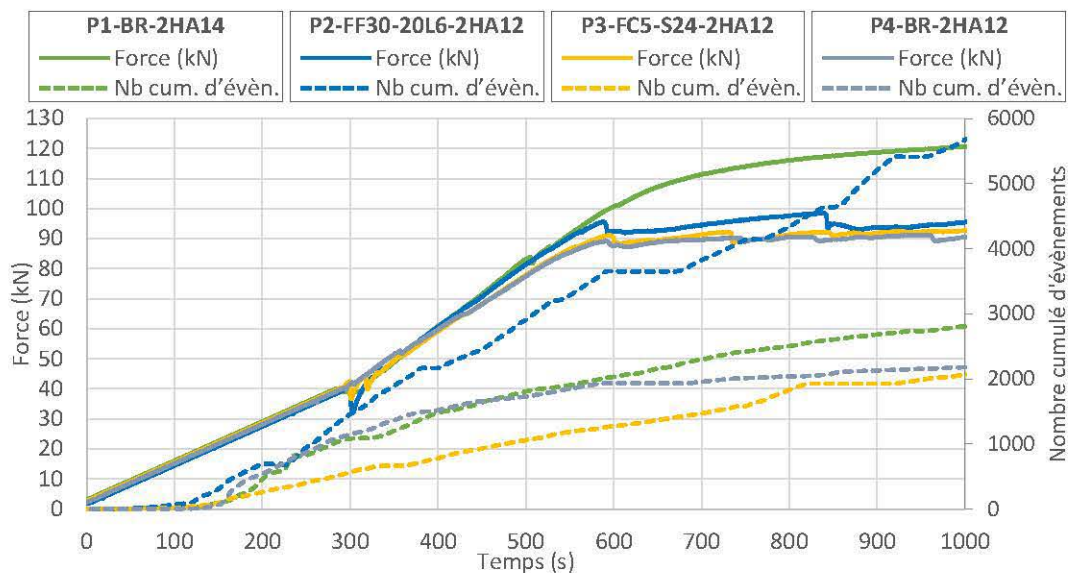


Figure IV. 56 : Évolution du nombre cumulé d'évènements acoustiques et de la force au cours du temps – P1 à P4

Pour les poutres P1, P3 et P4, même si au début de l'essai l'activité acoustique est faible, après avoir dépassé la force F_{pf} , il y a une bonne corrélation entre l'évolution de la force et celle du nombre cumulé d'évènements acoustiques. En effet, le nombre d'évènements augmente en même temps que la force, et au moment du palier de plastification des aciers, l'activité acoustique est fortement ralentie.

La poutre P2 se démarque des autres, elle montre le plus grand nombre d'évènements acoustiques. Même après la plastification des aciers, le nombre d'évènements continue à croître de manière significative. Cette différence de comportement s'explique par le fait que lorsque les poutres s'endommagent, des fissures se créent et se propagent sur la hauteur. L'avancement du front de fissuration entraîne des évènements acoustiques. Dans le cas d'une poutre sans fibre, les évènements captés sont causés par de l'endommagement au niveau de la matrice cimentaire.

Dans le cas des bétons fibrés, le même phénomène est observé mais l'endommagement de l'interface fibre-matrice et la rupture des fibres génèrent aussi des événements acoustiques. Les fibres FF sont sollicitées et cassent en même temps que le front de fissuration progresse sur la hauteur, ce qui explique pourquoi un plus grand nombre d'évènements est reçu et continu d'être reçu même après un niveau de chargement plus avancé.

IV.11.2. Localisation d'évènements acoustique

La localisation d'évènements a été réalisée grâce au logiciel EAWin avec une méthode de résolution simplex. Chaque évènement répondant aux critères est défini par sa position sur la portée (x) et la hauteur de la poutre (y). Les localisations d'évènements des poutres P1 à P4 sont illustrées sur la Figure IV. 57. Chaque point représente un évènement localisé suivant le repère x, y depuis le début de l'essai jusqu'à la force F_{plas} .

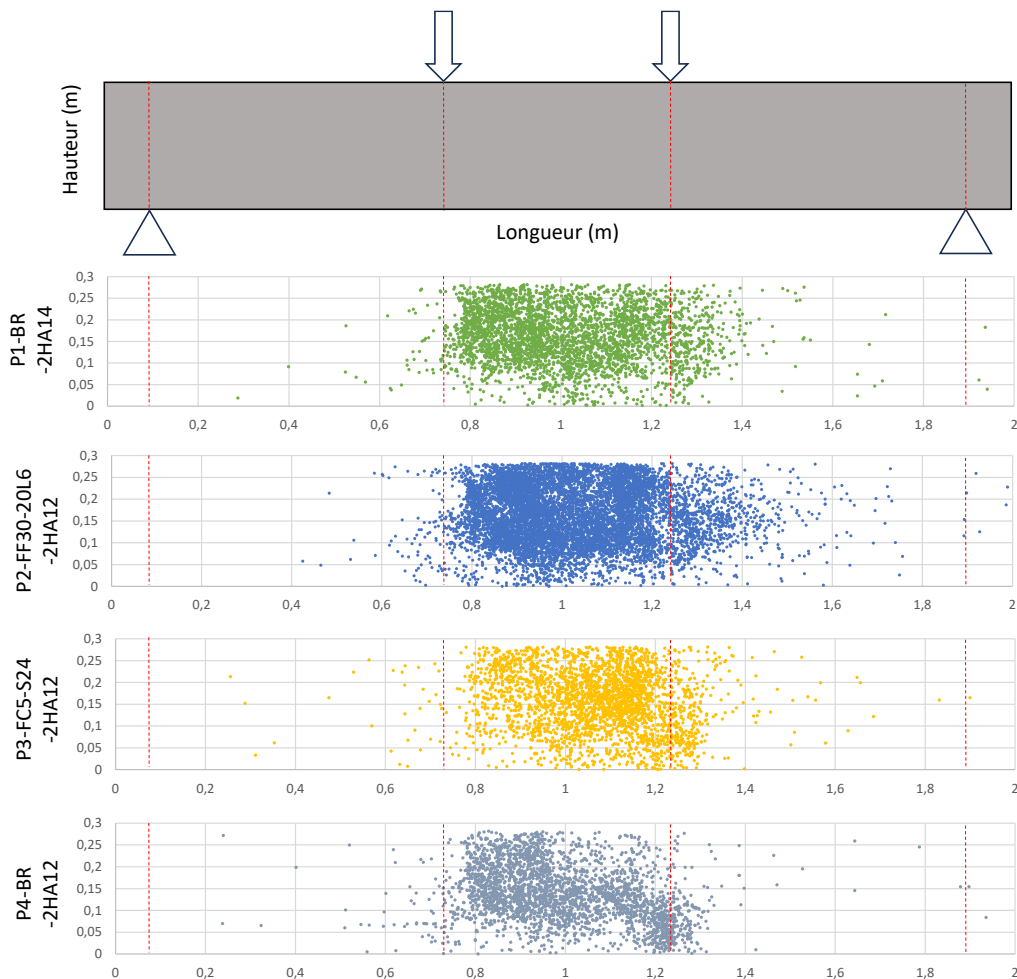


Figure IV. 57 : Localisation des évènements acoustiques des poutres P1 à P4

Les graphiques montrent qu'une grande majorité des évènements est localisée au milieu de la poutre, entre les points d'application des forces. Et ce pour deux raisons. La première est mécanique : la rupture de ces poutres est survenue par flexion, c'est à cet endroit que le moment

est maximal et que les fissures se sont le plus développées. La seconde raison est expliquée par la position des capteurs qui ont été concentrés dans la partie centrale de la poutre. Par conséquent, il est possible que les évènements qui se sont produits en dehors de cette zone n'aient pas été aussi bien captés.

IV.11.3. Cartes de densités d'évènement

Pour localiser l'endommagement par émission acoustique, des cartes de densités ont été construites en s'inspirant de la thèse de Boniface [77]. Pour construire ces cartes, les poutres ont été divisées en maille de $1 \times 1 \text{ cm}^2$. La carte de densité consiste à comptabiliser le nombre d'évènements survenus dans chaque maille de la poutre. Ensuite, une couleur est attribuée à chaque maille en fonction du nombre d'évènements qui y ont eu lieu. La Figure IV. 58 en est un exemple d'application.

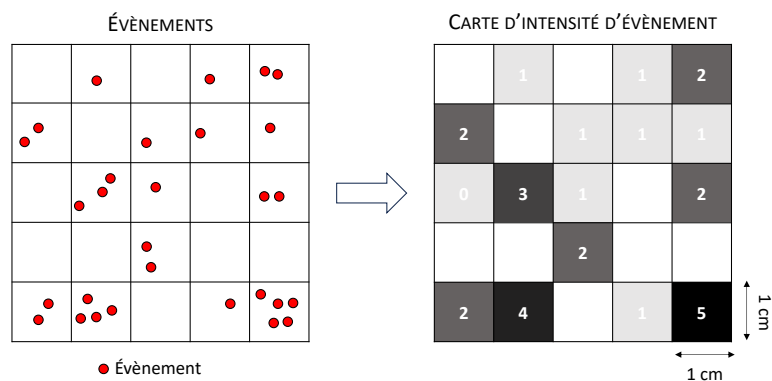


Figure IV. 58 : Exemple d'application d'une carte de densité d'évènements

Une couleur est donnée à chaque maille en fonction du nombre d'évènements qui y sont détectés. Avec du blanc dans le cas où il n'y a eu aucun évènement, et du noir dans la maille où le plus d'évènements ont été détectés. Ces cartes ont été réalisées aux différentes forces de comparaison et sont présentées de la Figure IV. 59 à la Figure IV. 62. Pour les quatre poutres, la même échelle a été adoptée. En l'occurrence, le blanc représente l'absence d'évènements, le noir signifie qu'il y a eu cinq ou plus évènements, et des nuances de gris plus ou moins foncées ont été utilisées pour représenter les valeurs intermédiaires.

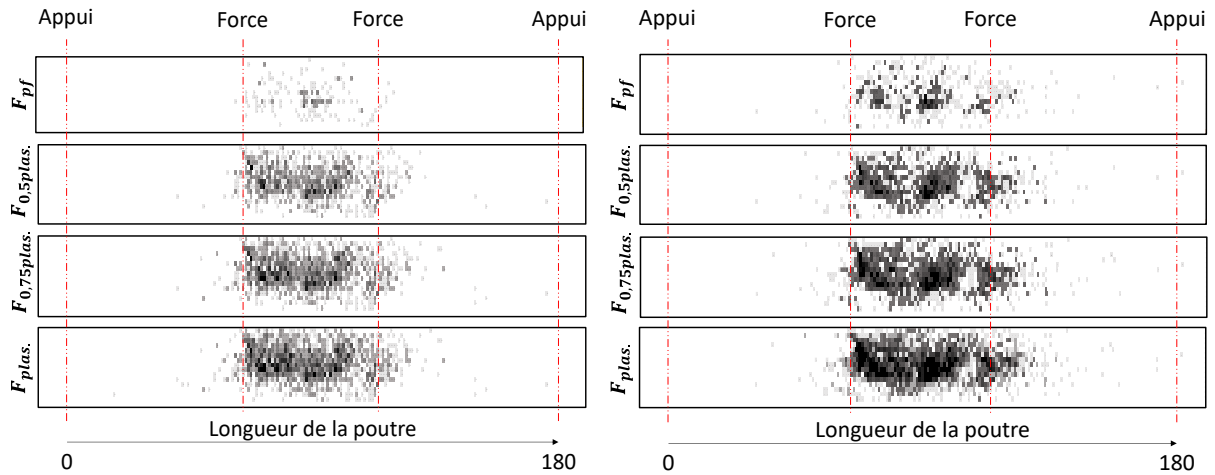


Figure IV. 59 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P1-BR-2HA14

Figure IV. 60 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P2-FF30-20L6-2HA12

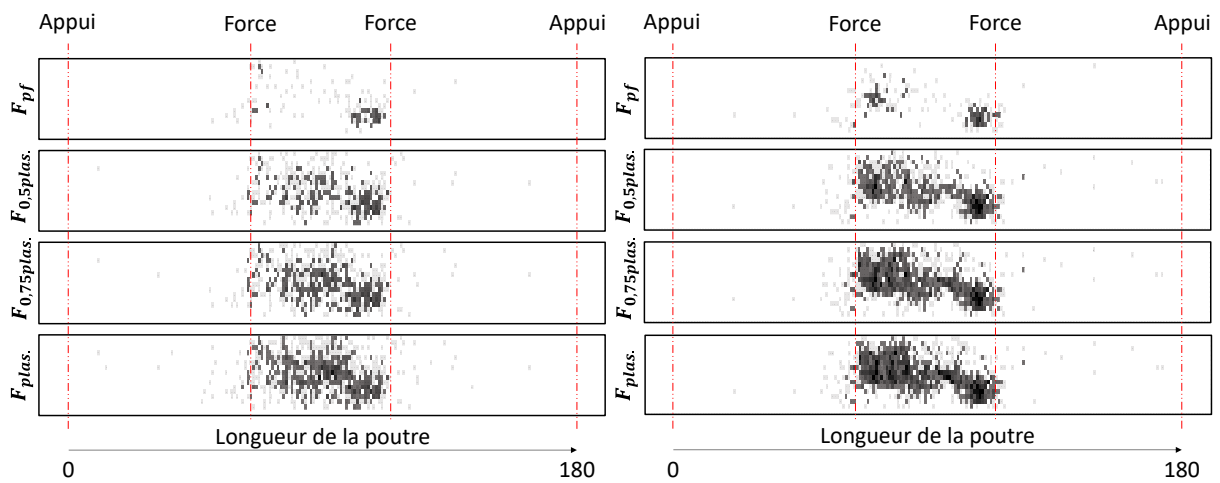


Figure IV. 61 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P3-FC5-S24-2HA12

Figure IV. 62 : Cartes de densité d'évènements acoustiques - P4-BR-2HA12

Les cartes de densité montrent qu'au moment de la première fissuration (F_{pf}), il y a une, deux, ou trois zones où les évènements sont concentrés. Au fur et à mesure que le chargement se poursuit, l'endommagement des poutres progresse. Les tâches qui paraissaient petites au début se propagent à la fois sur la hauteur et sur la longueur. Comme il a été mentionné précédemment, une très grande majorité des évènements a été localisée entre les deux points d'application des forces. C'est à partir de ces cartes de densité que la localisation de l'endommagement suivant la longueur et la hauteur des poutres a été faite.

IV.11.3.1. Localisation de la fissuration par EA suivant la longueur des poutres

D'après les cartes de densité, la localisation de l'endommagement peut se faire suivant la longueur de la poutre en comptant le nombre d'évènements détectés à une abscisse donnée. Comme illustré sur la Figure IV. 63, le nombre d'évènements est alors donné aux différents niveaux de chargement de comparaison, en prenant en compte les évènements cumulés depuis le début de l'essai (t_0) jusqu'à la force en question.

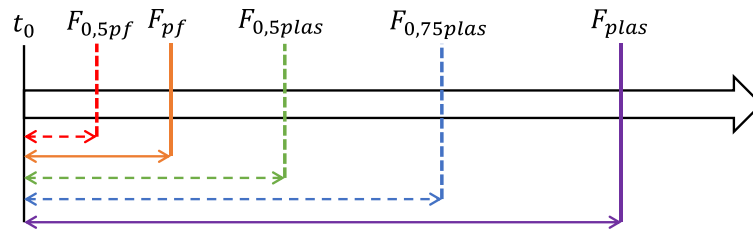


Figure IV. 63 : Méthode de comptabilisation des évènements acoustiques pour la localisation de la fissuration par EA suivant la longueur

Les résultats des quatre poutres sont donnés de la Figure IV. 64 à la Figure IV. 67. Pour toutes les poutres, les évènements sont concentrés dans la partie centrale (entre 0,6 et 1,2 m), où les capteurs piézoélectriques ont été judicieusement placés. Les pics augmentent au fur et à mesure que le chargement progresse. Comme expliqué précédemment, en amont de la première fissuration très peu d'évènements ont été enregistrés. C'est à partir de la force F_{pf} que des pics d'activité sont identifiables.

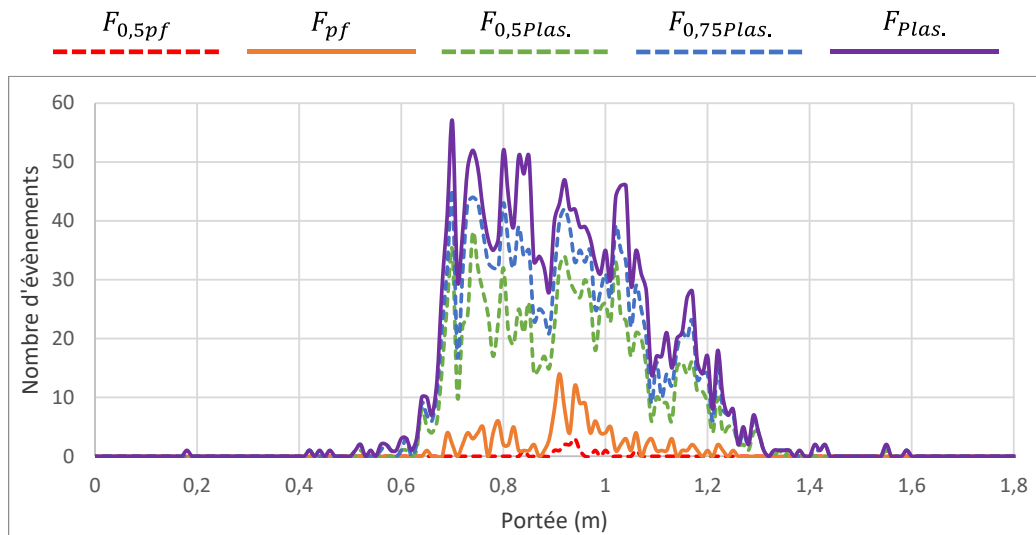


Figure IV. 64 : P1-BR-2HA14 - Nombre d'évènements répartis sur la portée pour différents niveaux de chargement

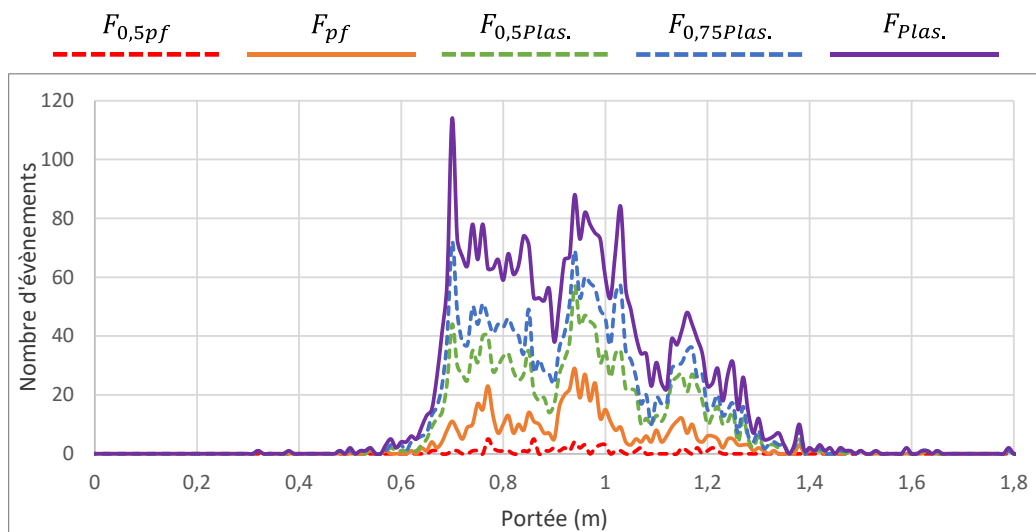


Figure IV. 65 : P2-FF30-20L6-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée pour différents niveaux de chargement

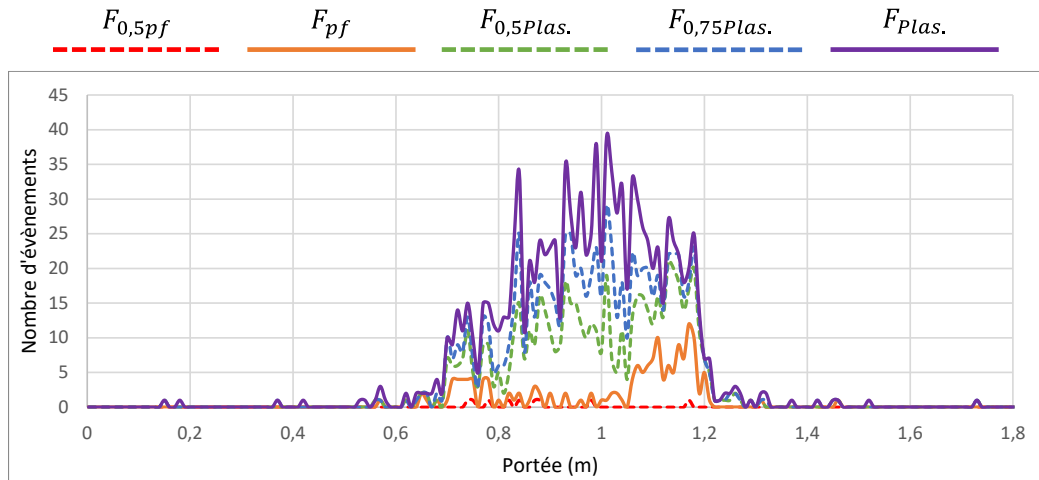


Figure IV. 66 : P3-FC5-S24-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée pour différents niveaux de chargement

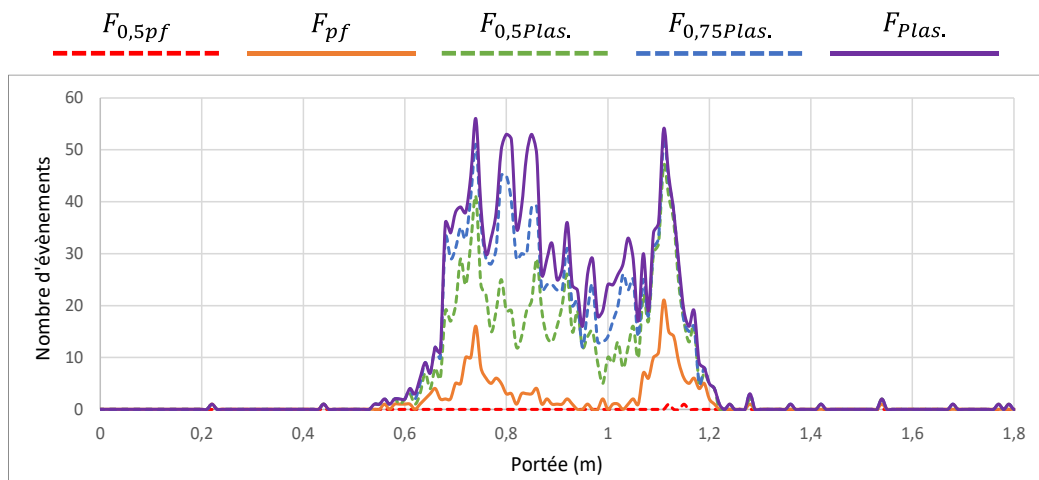


Figure IV. 67 : P4-BR-2HA12 - Nombre d'évènements répartis sur la portée pour différents niveaux de chargement

Il est montré de la Figure IV. 68 à la Figure IV. 71 que ces pics coïncident bien avec les positions des premières fissures détectées avec la vidéo-corrélation (DIC). Pour les poutres P1 et P3, un seul pic est identifié ce qui traduit la formation d'une seule fissure. Pour les poutres P2 et P4, deux pics sont identifiés, ce qui est confirmé par la vidéo-corrélation où deux fissures ont également été localisées à ces mêmes positions. On observe un certain décalage entre les mesures d'émission acoustique et la corrélation vidéo, ce décalage s'expliquant par les mêmes raisons que celles des mesures de fibres optiques. C'est-à-dire que dans un cas il s'agit de mesures sur l'ensemble du volume de béton, et dans l'autre, les mesures sont surfaciques.

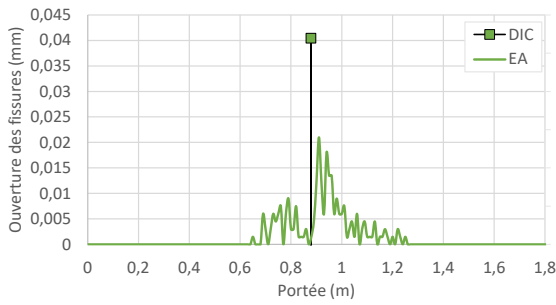


Figure IV. 68 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P1-BR-2HA14

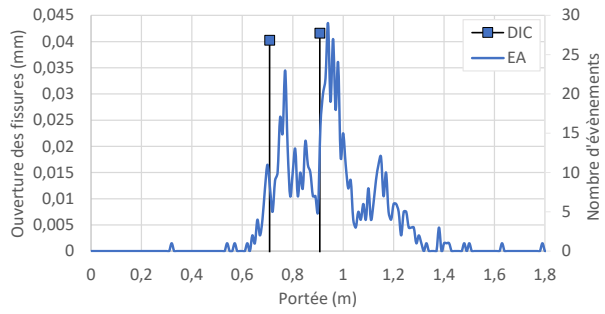


Figure IV. 69 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P2-FF30-20L6-2HA12

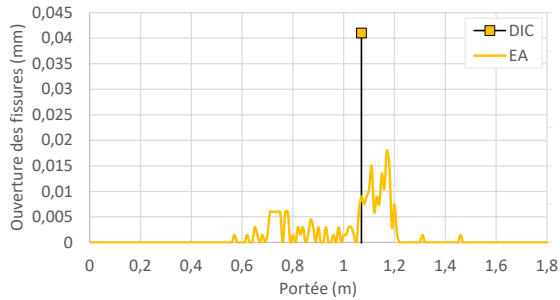


Figure IV. 70 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P3-FC5-S24-2HA12

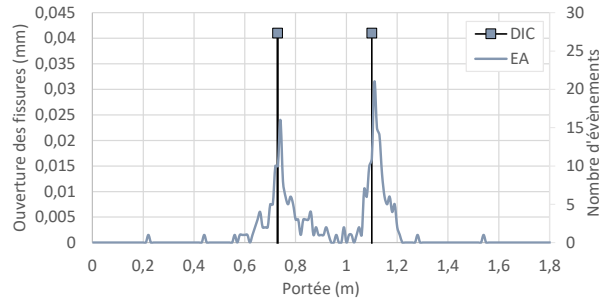


Figure IV. 71 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à F_{pf} – P4-BR-2HA12

Pour les niveaux de chargement plus élevés, les évènements acoustiques se multiplient et sont plus répartis sur la zone où le moment est maximal. Des pics de concentration d'évènements sont alors clairement identifiables. Ces pics peuvent également être reliés à la propagation des fissures. Mais cette analyse a des limites car dans le cas de l'émission acoustique, on analyse la projection de tous les évènements sur l'axe x . Alors que pour la vidéo-corrélation, les mesures ne sont faites qu'à partir d'un capteur positionné à la même hauteur que les aciers longitudinaux. La propagation d'une fissure n'étant pas forcément ni plane ni verticale, dans le cas de l'EA, les évènements induits vont se répartir sur une zone plus large, ce qui n'est pas le cas pour la vidéo corrélacion. Par exemple, si une fissure se propage sur la hauteur avec un angle différent de 0° , les évènements acoustiques vont se déporter au fur et à mesure sur le côté. Au contraire, le capteur de déplacement par vidéo corrélacion ne permet pas de visualiser ce décalage.

Ainsi, il est montré à travers les résultats à la force $F_{0,5pl}$ que la localisation des évènements acoustiques semble moins correspondre à la position des fissures mesurées par vidéo-corrélacion. Il y a toujours une certaine correspondance entre ces deux systèmes de mesures mais le décalage est davantage visible. De plus, comme les capteurs ont été placés au centre de la poutre, les fissures qui se propagent en dehors de la zone d'intérêt échappent au maillage des capteurs piézoélectriques (ce qui explique pourquoi les fissures formées aux extrémités ne sont pas détectées).

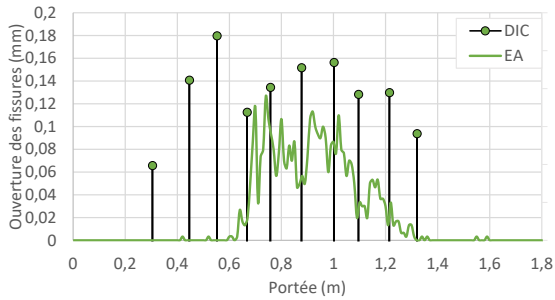


Figure IV. 72 : Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5pl\text{as}}$ -P1-BR-2HA14

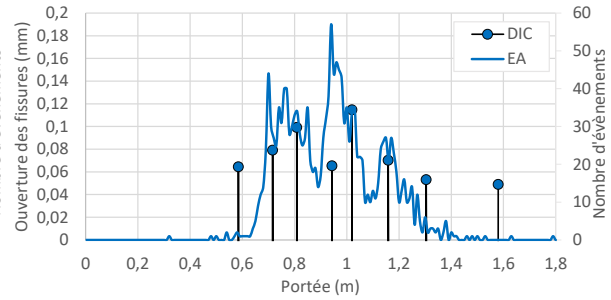


Figure IV. 73: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5pl\text{as}}$ -P2-FF30-20L6-2HA12

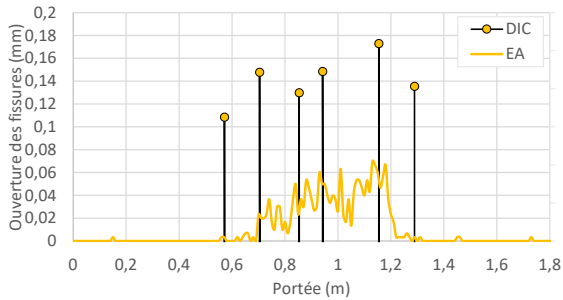


Figure IV. 74: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5pl\text{as}}$ -P3-FC5-S24-2HA12

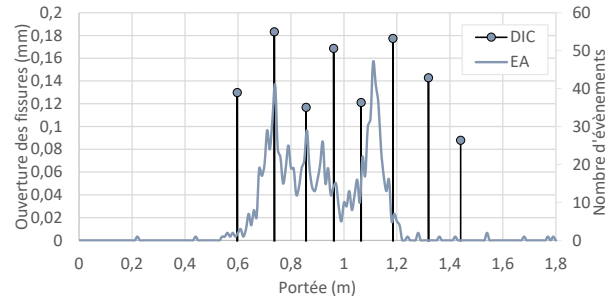


Figure IV. 75: Localisation de la fissuration par EA et par DIC à $F_{0,5pl\text{as}}$ -P4-BR-2HA12

IV.11.4. Localisation de la fissuration par EA suivant la hauteur

La même analyse a été faite suivant la hauteur des poutres, en comptant cette fois-ci le nombre d'évènements s'étant produit à la même ordonnée. Se faisant, l'objectif est de déterminer la hauteur fissurée moyenne de la poutre.

Les résultats de la Figure IV. 77 à la Figure IV. 80 illustrent le nombre d'évènements s'étant produit entre deux forces de comparaison sur une même ordonnée. La Figure IV. 76 illustre la méthode utilisée dans cette partie, par exemple, la courbe $F_{0,5pl\text{as}}$ correspond au nombre d'évènements s'étant produit entre F_{pf} et $F_{0,5pl\text{as}}$. De cette manière, il est possible de suivre l'évolution de la distribution des évènements sur la hauteur de la poutre, niveau de chargement par niveau de chargement. Il faut noter que cette fois-ci les courbes ne sont pas « rangées dans l'ordre » car il n'y a pas forcément eu un nombre croissant d'évènements entre toutes les forces de comparaison.

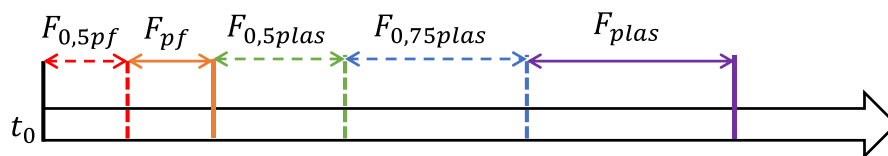


Figure IV. 76 : Méthode de comptabilisation des évènements acoustiques pour la localisation de la fissuration par EA suivant la hauteur

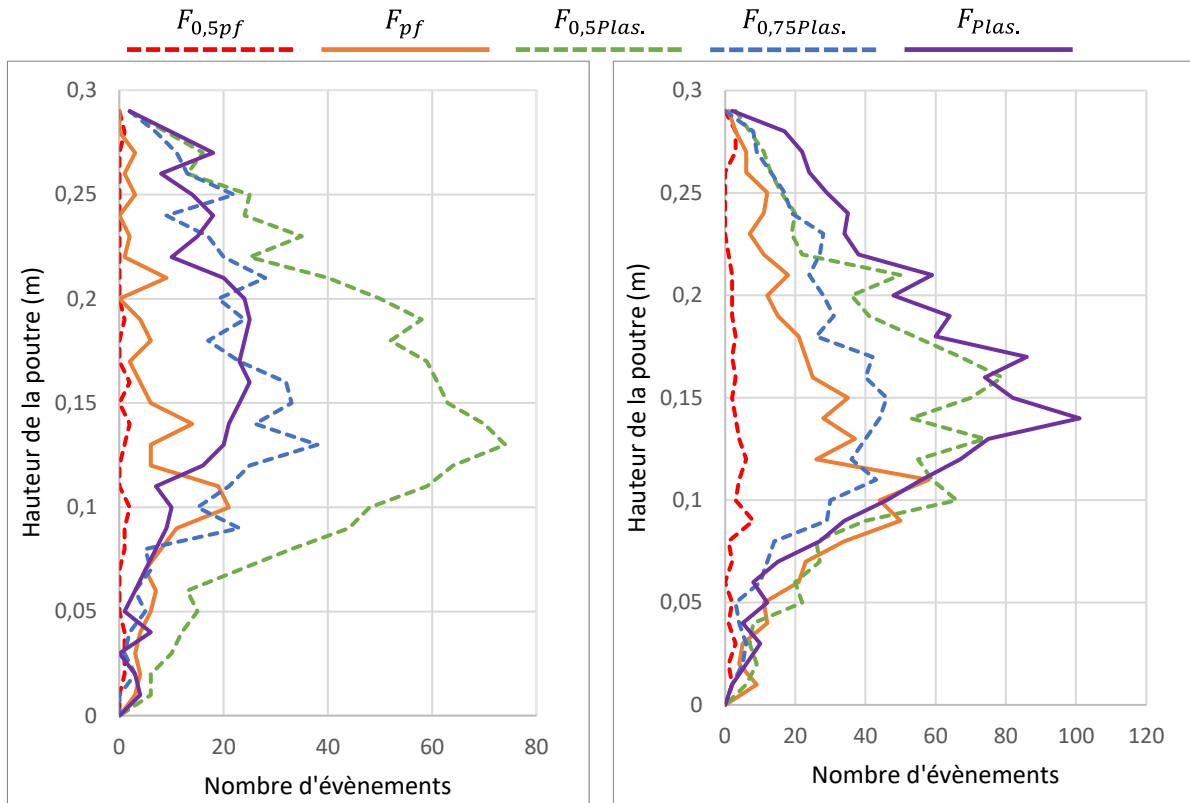


Figure IV. 77 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P1-BR-2HA14

Figure IV. 78 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P2-FF30-20L6-2HA12

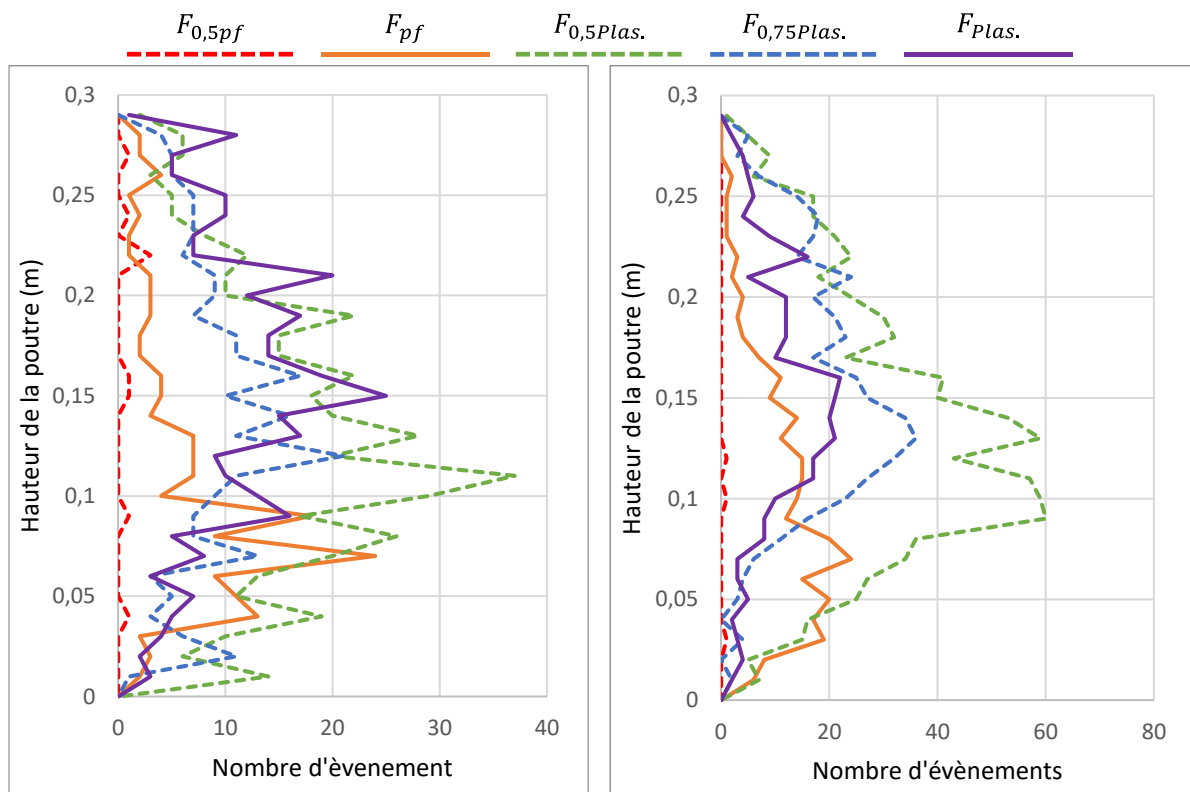


Figure IV. 79 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P3-FC5-S24-2HA12

Figure IV. 80 : Nombre d'évènements répartis sur la hauteur – Poutre P4-BR-2HA12

Cette représentation graphique permet de voir l'évolution de la répartition des évènements sur la hauteur des poutres. Les résultats montrent qu'un faible nombre d'évènements a été localisé

en partie inférieure. Même si l'initiation des fissures se fait à cet endroit, la disposition des capteurs en surface et l'éventuelle atténuation causée par les aciers longitudinaux ont pu engendrer une faible captation d'événements. Quoi qu'il en soit, sur le reste de la hauteur, la distribution des événements se présente sous forme de cloche dont le sommet s'élève en même temps que le niveau de chargement. D'après ces résultats, le barycentre y_G des événements acoustiques a été calculé avec l'équation IV.37.

$$y_g = \frac{\sum y_i \times n_i}{\sum n_i} \quad IV.37$$

Avec :

y_i , la hauteur considérée (en cm)

n_i , le nombre d'événements survenus à la hauteur y_i

Sur la Figure IV. 81, ce barycentre y_G a été comparé à la hauteur de fissuration définie plus tôt dans le paragraphe IV.9.4 pour les forces de comparaison allant de F_{pff} à F_{plas} . Pour rappel, la hauteur de fissuration a été définie comme étant la hauteur à laquelle l'allongement horizontal sur toute la portée de la poutre est supérieur à 0,150 mm.

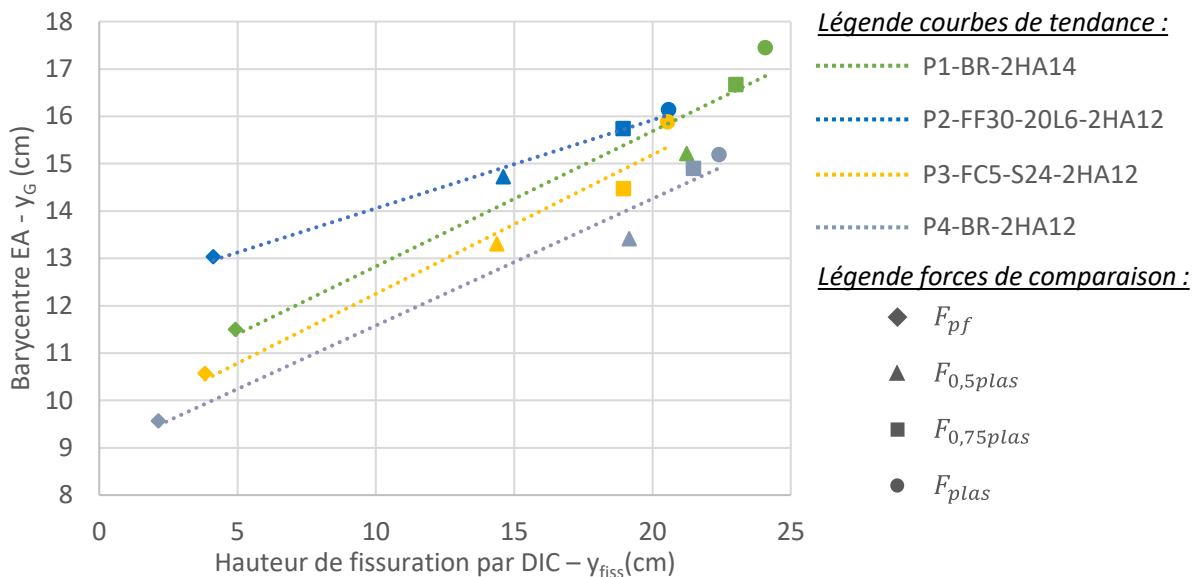


Figure IV. 81 : Barycentre des événements acoustiques en fonction de la hauteur de fissuration déterminées par vidéo corrélation

A noter que y_G n'a pas été déterminé pour la force $F_{0,5pff}$ car le nombre d'événements a été trop faible pour être exploité. Le barycentre des événements acoustiques sur la hauteur (y_G) semble être proportionnel à la hauteur de fissuration (y_{fiss}). Ces deux paramètres peuvent être reliés par une relation linéaire :

$$y_G = a \times y_{fiss} + b \quad IV. 38$$

Le détail des paramètres de l'équation est donné dans le Tableau IV. 16.

Tableau IV. 16 : Paramètres et coefficients de détermination (R^2) pour l'équation IV. 38

	a	b	R^2
P1	0,29	9,98	0,95
P2	0,19	12,19	0,99
P3	0,29	9,21	0,97
P4	0,27	8,90	0,97

Les équations montrent que y_G est un bon indice de l'avancement de la hauteur de fissuration car les coefficients de détermination R^2 varient entre 0,95 et 0,99. La poutre P2-FF30-20L6, contenant des fibres FF est celle qui donne la réponse la plus fidèle. Cette analyse permet de visualiser les processus de fissuration. Lorsqu'une poutre s'endommage, certaines fissures déjà existantes s'ouvrent et se propagent sur la hauteur. En parallèle, de nouvelles fissures peuvent se former, et suivent potentiellement la même évolution que les précédentes. Pour un niveau d'endommagement relativement avancé, les fissures qui se propagent vont engendrer des événements acoustiques à des hauteurs plus élevées. D'un autre côté, les fissures qui viennent de se créer vont commencer à se propager suivant la hauteur. Celles-ci vont également entraîner l'émission de signaux acoustiques mais à des hauteurs plus faibles. C'est donc pour cela que même pour les niveaux de chargement élevés, des événements acoustiques ont eu lieu à une faible hauteur. Malgré tout, il est montré que la répartition des événements acoustiques sur la hauteur d'un élément reste un bon indice de l'avancement de la fissuration.

IV.12. Mesures de résistance électrique

Le dernier système d'acquisition présenté dans le cadre de ce chapitre est celui des mesures de résistance électrique. Le chapitre 0 a été consacré à l'analyse des propriétés électriques des bétons et leur application pour le monitoring de l'endommagement. Cette étude a été réalisée à l'échelle du matériau, dans cette section, le but est de transposer cette technique à l'échelle de la structure pour vérifier sa pertinence.

Pour rappel, l'évolution de la résistance électrique du béton est mesurée de manière indirecte à l'aide d'un pont de Wheatstone. La méthode a déjà été présentée dans la section III.5.1. Au début de l'essai, le pont est équilibré de telle sorte que la différence de tension entre les deux branches du pont soit la plus proche possible de 0 V. Lorsque la résistance électrique du béton change, cela a pour effet de déséquilibrer le pont, ce qui se traduit par une variation de la tension. Ainsi, les résultats dans cette partie ne sont pas exprimés en termes de résistance, mais en variation de tension (ΔV).

IV.12.1. Variation de la tension en fonction de l'ouverture de fissures

Depuis le début de ce chapitre les études ont été menées sur toute la portée des poutres. Cette fois-ci, comme les électrodes ont été disposées entre les deux points d'application de la force, c'est spécifiquement sur cette zone que l'analyse des résultats a été faite. Pour comparer l'évolution de la tension ΔV avec celle de l'ouverture de fissures, un croisement de données a été réalisé avec les résultats de vidéo-corrélation. Pour cela, un capteur fictif de déplacement a été positionné à la même hauteur que les aciers longitudinaux (c'est-à-dire à environ 3 cm du bord inférieur des poutres). Ces capteurs ont été placés de telle sorte à mesurer l'allongement, donc indirectement l'ouverture de fissure, entre les deux points d'application des forces. La Figure IV. 82 montre la configuration de ce capteur. Le choix a été fait de ne pas se limiter seulement à la zone entre les deux électrodes pour des raisons de représentabilité des résultats. En effet, en se limitant seulement aux 20 cm entre les deux électrodes, la zone d'étude est très faible par rapport à la longueur de la poutre.

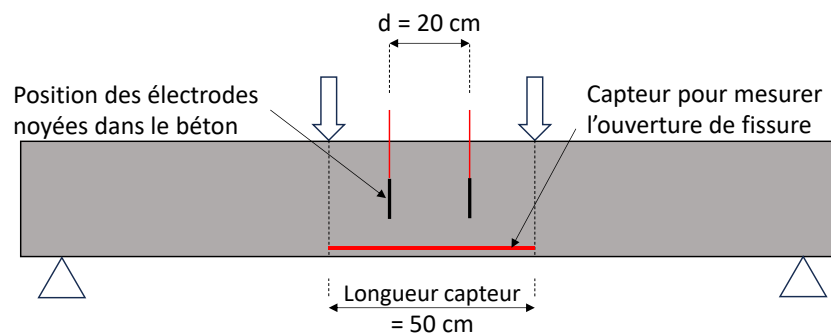


Figure IV. 82 : Position du capteur d'ouverture de fissure (par DIC)

La Figure IV. 83 montre l'évolution de ΔV en fonction de l'ouverture cumulée de fissures sur la partie centrale de la poutre. Pour visualiser le niveau de chargement, les points correspondants à la force de première fissuration et la force de plastification des aciers ont été placés sur le graphique. Dans le cas de la force F_{pf} , il est important de noter que la première fissure n'est pas forcément apparue dans la zone où le capteur a été placé. C'est pourquoi le point F_{pf} de la poutre P3 est bien plus précoce que les autres.

L'allure des courbes montre que lorsque les fissures s'ouvrent, la tension ΔV au sein du pont de Wheatstone augmente, ce qui traduit une augmentation de la résistance électrique du béton.

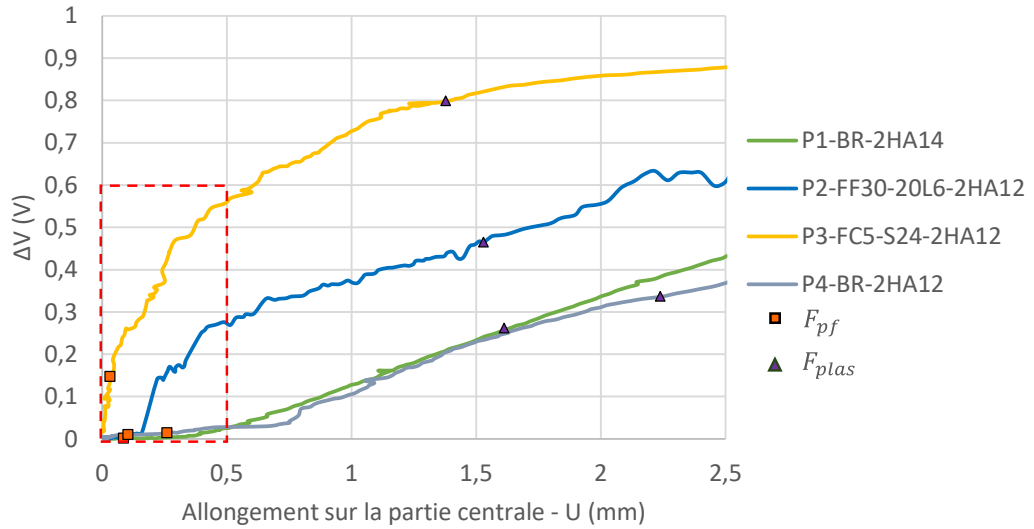


Figure IV. 83 : ΔV en fonction de l'allongement horizontal sur la partie centrale des poutres P1 à P4 de 0 à 2,5 mm

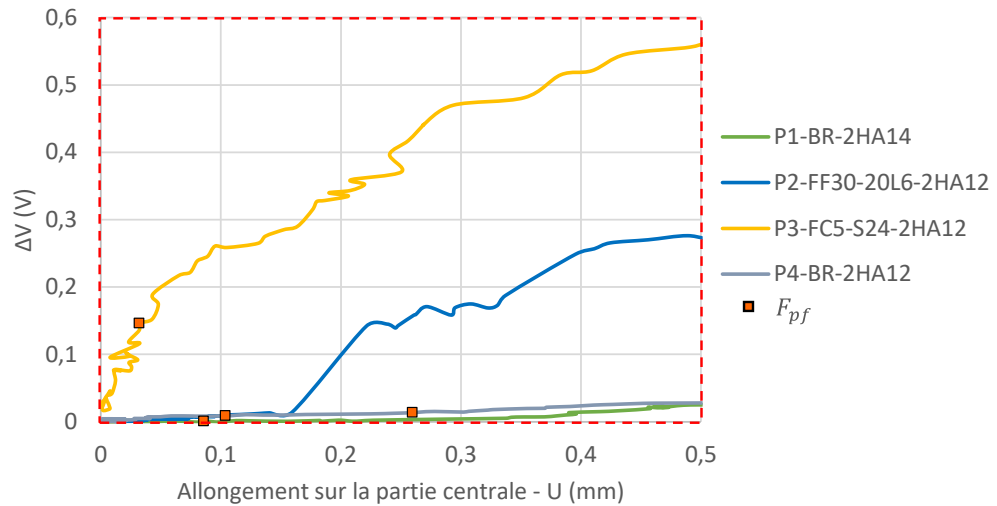


Figure IV. 84 : ΔV en fonction de l'allongement horizontal sur la partie centrale des poutres P1 à P4 de 0 à 0,5 mm

Les cinétiques d'augmentation de résistances sont différentes suivant les configurations. Les deux poutres sans fibre (P1 et P4) montrent un comportement très similaire : pour une même ouverture de fissure, la différence de tension qui en résulte est quasiment la même. Pourtant, ces deux poutres ont un taux de ferrailage différent, avec une section d'aciers longitudinaux 36 % supérieures pour la poutre P1. Le fait que les deux réponses soient aussi similaires indique que les armatures n'ont pas d'impact majeur sur la réponse électrique et qu'une majorité du courant circule à travers le béton. Les courbes des poutres P1 et P4 montrent qu'à partir de 0,5 mm d'allongement, il y a une relation quasi linéaire entre la différence de tension et l'ouverture de fissure. La Figure IV. 84, qui se concentre sur le début de l'essai montre cependant que la fissure doit atteindre un niveau avancé pour qu'un changement significatif de résistance soit mesuré. En effet, lorsque l'allongement atteint 0,5 mm, ΔV n'a été que de 0,025 V et 0,027 V pour les poutres P1 et P4 respectivement.

La poutre P3, qui contient des fibres de carbone montre un comportement totalement différent de celui des poutres sans fibre. Dès le début de l'essai, la réponse électrique varie significativement alors que les ouvertures de fissures sont très faibles. En effet, avant même d'avoir atteint 0,1 mm, la différence de tension a déjà dépassé 0,25 V. Par la suite, lorsque le niveau de fissuration augmente, la tension augmente également mais après la plastification des aciers, la pente de la courbe tend à se stabiliser.

Quant à elle, la poutre P2, renforcée par des fibres FIBRAFLEX a un comportement compris entre les poutres sans fibre et celle avec les fibres de carbone. Au début de l'essai, la réponse électrique est quasi nulle avant d'atteindre 0,15 mm d'allongement. Dès lors, ΔV augmente rapidement jusqu'à environ 0,3 V pour un allongement de 0,5 mm. Enfin, pour la suite de l'essai, la relation est linéaire entre ces deux paramètres.

IV.12.1.1. Discussion

Il est d'ores et déjà possible de faire un point sur les similitudes et les différences observées entre ces résultats et ceux obtenus à l'échelle du matériau dans le chapitre précédent.

A l'échelle du matériau, la formulation BR montrait une réponse significative dès les plus faibles ouvertures de fissures. Ce n'est pas le cas s'agissant des poutres P1 et P4 réalisées avec cette même formulation. Cette différence de comportement peut s'expliquer par le fait que dans le cas des essais à l'échelle du matériau, les éprouvettes ont été testées à l'état saturé. Ici, les poutres ont été stockées à température et humidité ambiantes, ce qui signifie que les pores du béton n'étaient pas saturés. De ce fait, comme il a été montré dans la section III.3, la résistivité du béton était beaucoup plus élevée. Donc, au moment où les fissures se forment et où l'interconnectivité entre les pores est altérée, la variation relative de résistance électrique due à l'apparition d'une fissure est plus faible.

Concernant la formulation contenant des fibres FF, aussi bien à l'échelle du matériau qu'à l'échelle de la structure, il a fallu attendre que la fissuration soit déjà initiée avant d'observer des modifications des propriétés électriques. Si on fait l'analogie avec les essais de chargement cyclique sur éprouvette, il a fallu attendre que le béton soit dans le domaine post-pic pour obtenir une réponse significative. Ici, de la même façon, il a fallu attendre que la première fissure soit initiée. A l'état saturé, les formulations FF ont montré une sensibilité plus faible que les BR, or ici c'est l'inverse. Pour expliquer cela, il faut rappeler que la zone du béton qui est comprimée a tendance à faire diminuer la résistivité, alors que celle tendue a tendance à la faire augmenter [107]. En partie comprimée, les fibres se rapprochent les unes des autres, ce qui

facilite la circulation du courant électrique par l'intermédiaire de la solution interstitielle [108]. Quand le béton n'est pas saturé, ce phénomène est donc réduit. En partie tendue, les phénomènes inverses se produisent, les fibres s'éloignent ce qui fait augmenter la résistance électrique. De plus, lorsque le béton commence à se fissurer, rapidement les fibres cassent et par conséquent, la résistivité du béton augmente. Avec un béton non saturé, la partie du courant électrique circulant grâce à la solution interstitielle est plus faible, et l'augmentation de la résistivité électrique à la suite de rupture de fibres représente une plus grande part. Cela se traduit par une plus grande sensibilité.

Enfin, pour la formulation contenant des FC, dans les deux cas, la réponse électrique a été significative avant même l'initiation de la première fissure. Au même titre que pour les formulations FF et BR, les phénomènes en zone comprimée et en zone tendue sont inverses. Cependant, avec le dosage de 5 kg/m³ de FC, la zone de percolation est atteinte, c'est-à-dire que le dosage en fibre est assez important pour qu'un chemin plus ou moins continu existe pour la circulation du courant. Ainsi, lorsque les fibres se rapprochent en partie comprimée, l'impact est mineur. L'effet est différent dans la zone tendue, les fibres s'éloignent les unes des autres, autrement dit la distance moyenne entre les fibres de carbone augmente, ce qui conduit à sortir progressivement de la zone de percolation. De plus, lorsqu'une fissure commence à se propager, les fibres cassent ou se retirent de la matrice au fur et à mesure que la fissuration se propage. Ce mécanisme contraire, du moins partiellement, le passage du courant électrique et fait augmenter la résistance électrique par la même occasion.

IV.12.2. Variation de la tension en fonction de la hauteur de fissuration

Dans cette partie, au lieu de mettre en parallèle l'évolution de ΔV avec l'allongement horizontal, c'est la hauteur de fissuration qui constitue le point de comparaison. Pour ce faire, la méthode est semblable à celle présentée dans le paragraphe IV.9.4, mais cette fois-ci l'analyse est faite exclusivement sur la partie centrale de la poutre. De plus, il ne s'agit plus de mesures aux forces de comparaison, mais pour tous les pas de temps, depuis le début de l'essai, jusqu'à atteindre la force de plastification. La Figure IV. 85 indique la position des capteurs utilisés pour ce paragraphe. Six capteurs ont été placés de manière régulière sur la hauteur de la poutre et mesurent l'allongement. Le capteur C1 est le même que dans la partie précédente, il est placé au même niveau que les aciers longitudinaux et le capteur C6 est positionné à environ 3 cm du bord supérieur. Entre ces deux extrémités, quatre capteurs sont disposés à intervalles réguliers.

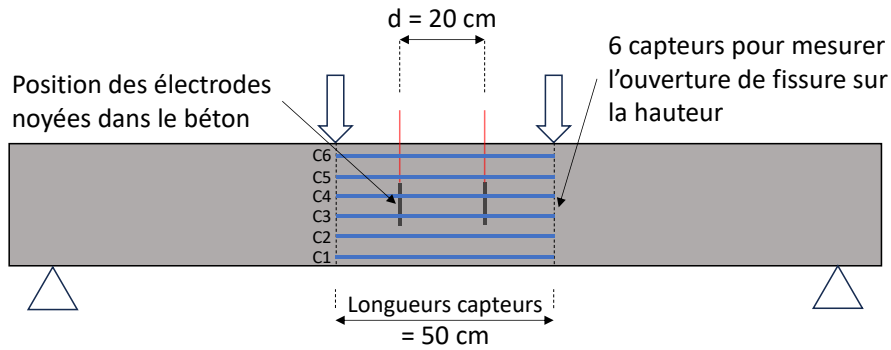


Figure IV. 85 : Position des capteurs fictifs de déplacement pour déterminer la hauteur de fissuration sur la partie centrale des poutres (par DIC)

La même méthode que celle présentée dans le paragraphe IV.9.4 a été utilisée pour déterminer la hauteur de fissuration. La Figure IV. 86 est donnée à titre d'illustration et montre les résultats obtenus pour la poutre P1.

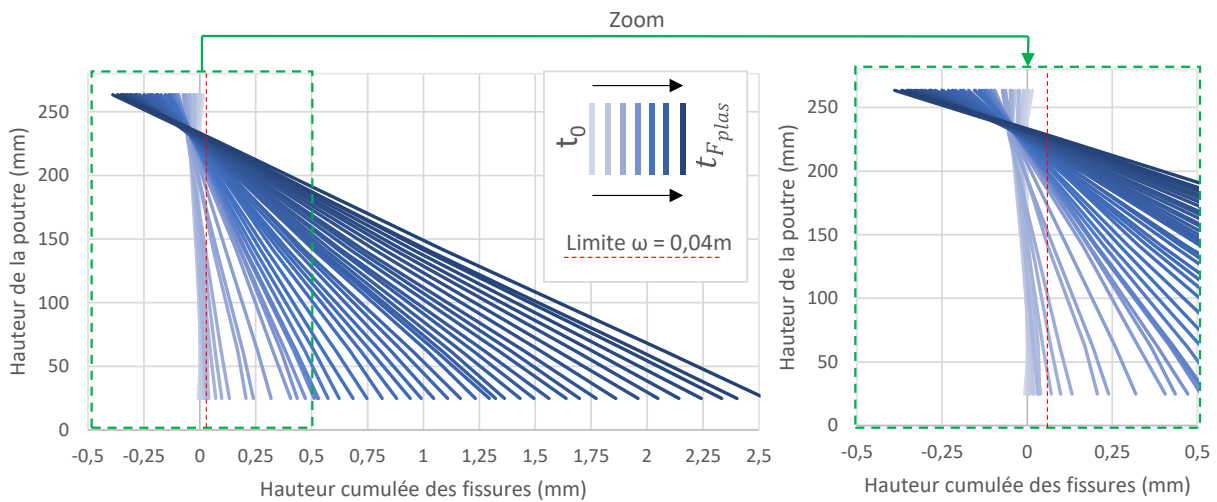


Figure IV. 86 : Illustration de la méthode pour le calcul de la hauteur de fissuration – Exemple de la poutre P1

La hauteur de fissuration est définie ici comme la hauteur à laquelle l'allongement est de 0,04 mm. Comme auparavant, pour chaque droite, une équation de type $y = a \times U + b$ est définie, avec y , la position par rapport à la fibre inférieure de la poutre, U , l'allongement horizontal, a et b , des coefficients qui dépendent du niveau de fissuration. Pour calculer la hauteur de fissuration dans la zone centrale de la poutre, l'équation $y_f^c = 0,04a + b$ est résolue pour chaque droite. Cette valeur seuil a été choisie de telle sorte à couvrir la plus grande partie de l'essai, depuis le début jusqu'à la plastification des aciers. A noter qu'elle ne correspond pas au seuil défini dans le paragraphe IV.9.4 car ici la zone d'intérêt est plus faible (la zone d'intérêt étant réduit, l'ouverture de fissure cumulée est plus faible).

Dans un premier temps, la Figure IV. 87 montre l'évolution de la hauteur de fissuration en fonction de la force appliquée. Pour toutes les poutres, avant d'atteindre une force comprise entre 17 et 25 kN, la fissuration demeure insuffisante pour que le seuil d'allongement de

0,04 mm soit dépassé. Ensuite, la hauteur de fissuration augmente rapidement jusqu'à une force d'environ 40 kN. Pour rappel, pour toutes les poutres, l'apparition de la première fissure a été observée vers 30 kN. Donc ici, ce qui est appelée la « hauteur de fissuration » est simplement utilisé comme un indice pour suivre l'avancement de l'endommagement sur la hauteur de la poutre.

Après avoir atteint 40 kN, la hauteur de fissuration tend à se stabiliser entre 200 et 240 mm jusqu'à la plastification des aciers qui a lieu à un niveau de chargement de 80 à 110 kN suivant les poutres. Comme la zone comprimée est assez limitée en termes de déformation, une augmentation de l'ouverture de la fissure en fibre inférieure se fait sans propagation significative de la hauteur de fissuration.

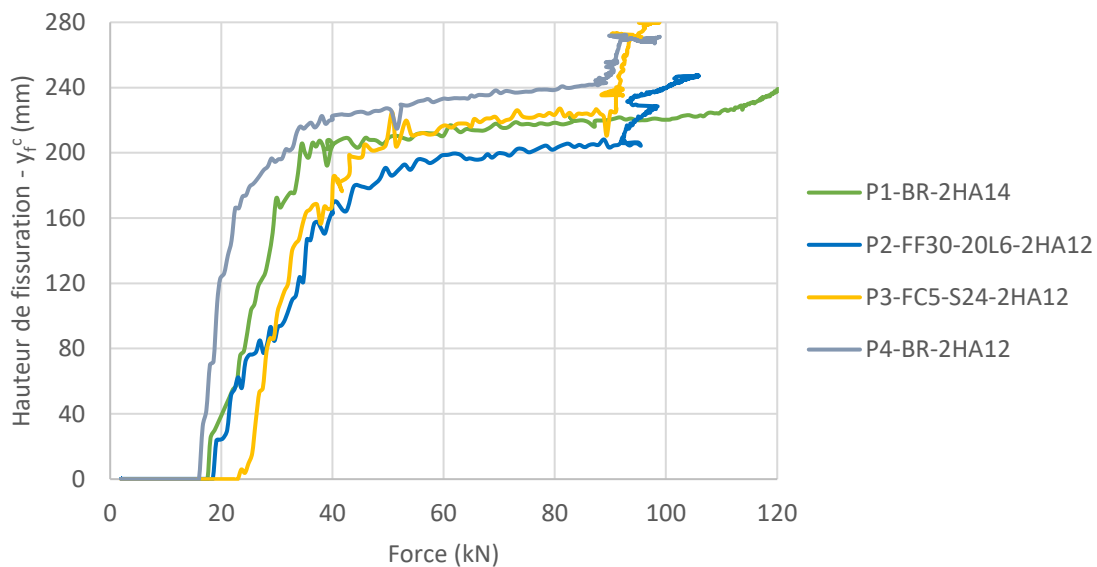


Figure IV. 87 : Hauteur de fissuration sur la partie centrale des poutres en fonction de la force – P1 à P4

La Figure IV. 88 illustre l'évolution de la tension ΔV en fonction de la hauteur de fissuration pour les quatre poutres étudiées.

Les résultats montrent que pour la poutre P3, avant même que la hauteur de fissuration soit définie, c'est-à-dire avant que l'allongement horizontal au niveau de la fibre inférieure de la poutre n'atteigne 0,04 mm, il y a déjà une différence de potentiel mesurable par le pont de Wheatstone. Cela montre le potentiel et la sensibilité que représente l'ajout de fibres de carbone sur le monitoring de l'endommagement du béton par des mesures électriques. En diminuant la résistivité électrique du béton elles permettent d'améliorer sa capacité d'auto-détection de l'endommagement.

Pour la poutre P2, où des fibres FF ont été ajoutées, il faut attendre d'avoir atteint une hauteur de fissuration d'environ 120 mm (soit 42% de la hauteur totale) avant d'avoir une réponse.

Enfin, pour les poutres P1 et P4, sans fibre, il n'y a pas d'évolution significative de ΔV avant que la hauteur de fissuration soit supérieure à environ 200 mm (soit 71% de la hauteur totale).

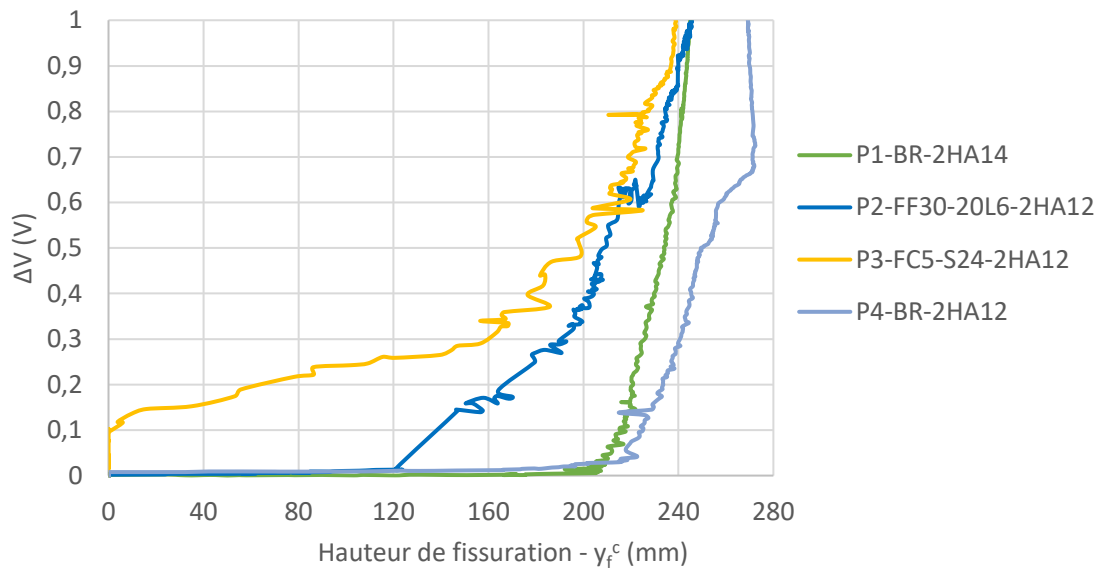


Figure IV. 88 Courbes ΔV en fonction de la hauteur de fissuration sur la partie centrale des poutres – P1 à P4

IV.13. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude d'éléments de structure en béton armé, renforcé ou non par des fibres. Quatre poutres ont été testées avec des configurations différentes. Le but a été de voir dans quelles mesures l'utilisation d'un béton renforcé par des fibres permet la réduction du taux d'armature (comparaison de poutre P1 au poutres P2 et P3). Et dans un deuxième temps, il s'agissait de voir si les fibres permettent d'approcher les performances d'une poutre dont le taux d'armature est plus élevé. Deux formulations de béton renforcé de fibres ont été sélectionnées par rapport à leurs performances, à savoir la formulation FF30-20L6, avec 30 kg/m³ de fibres FIBRAFLEX, et la formulation FC5-S24, avec 5 kg/m³ de fibre de carbone ensimées.

Dans la première partie, l'étude du comportement mécanique des différentes poutres en flexion quatre points a été réalisée. En comparant les configurations de renfort (fibrées et/ou armées), il a été possible de quantifier l'apport des fibres en termes de résistances. Avec les dosages en fibre mis en œuvre, le comportement mécanique des poutres est resté majoritairement régi par les armatures longitudinales, mais il a tout de même été montré que les fibres FF permettent d'augmenter les résistances, du moins tant que la plastification des aciers n'a pas encore été atteinte. Les calculs théoriques suivant l'Eurocode 2 et le Model Code 2010 en termes de résistances, de calculs de flèche et d'ouverture de fissure se sont montrés cohérents vis-à-vis des résultats expérimentaux. Contrairement à l'EC2, le MC2010 permet la prise en compte de l'apport du renfort par des fibres. Ainsi, le calcul théorique de l'ouverture de fissure a mis en lumière l'apport des fibres sur la maîtrise de la fissuration.

L'analyse par vidéo-corrélation a permis de caractériser le processus de fissuration des poutres. Elle a confirmé que les fibres FF freinent la propagation des fissures à « l'état limite de service », c'est-à-dire entre le moment de la première fissuration et la plastification des aciers. Dans ce paragraphe, le nombre de fissures et leur position, l'ouverture moyenne, l'ouverture maximale et la hauteur fissurée à différents niveaux de chargement ont été définis et déterminés. Pour le niveau de chargement de service (F_{serv}), la poutre renforcée par des fibres FIBRAFLEX a atteint une ouverture moyenne de fissure environ 35 % inférieure par rapport à la poutre de référence P4. Cependant, comme cela a été montré lors des essais à l'échelle du matériau, l'ajout de fibres de carbone n'a pas entraîné de modification significative sur la maîtrise de la fissuration.

Les mesures par fibres optiques ont permis de localiser le lieu d'amorce des fissures avant que la force de première fissuration théorique ne soit atteinte. C'est lorsque la force approche les 2/3 de la force théorique de première fissure que les déformations se concentrent et se localisent ponctuellement. Cette observation n'a pas pu être confirmée par la vidéo-corrélation car les fibres optiques présentent une plus grande précision et une sensibilité dès les plus faibles déformations. Malheureusement cet avantage est aussi une faiblesse : en effet, dès lors qu'une fissure s'ouvre, la fibre optique n'est plus ancrée ponctuellement et la mesure ne reflète plus la réalité.

L'émission acoustique a permis de suivre de manière indirecte l'endommagement des poutres. Le suivi du nombre d'évènements au cours du chargement a mis en évidence une relation entre l'activité acoustique et l'endommagement au niveau du béton. La localisation des évènements acoustiques a montré qu'une grande majorité de l'activité s'est produite dans la zone où les contraintes sont maximales, autrement dit à la mi-travée des poutres. Les cartes de densité d'évènements acoustiques ont permis d'observer leur position et leur évolution au cours de l'essai. En projetant leurs positions sur l'axe horizontal des poutres, une comparaison avec les positions des fissures déterminées par vidéo-corrélation a été faite. Les premiers évènements acoustiques ont été localisés au moment de l'initiation de la première fissure aux mêmes positions que celles déterminées par vidéo-corrélation. Une fois que les fissures se sont davantage propagées, la correspondance entre ces deux systèmes d'acquisition est moins marquée. En effet, lorsque les fissures se propagent, la surface de la fracture n'est ni plane ni verticale, ainsi la localisation des EA a tendance à se déporter de part et d'autre. Malgré tout, il subsiste une corrélation entre les deux. Par la suite, il a été montré qu'il existe une relation quasi linéaire entre la projection des évènements acoustiques suivant la hauteur des poutres et la hauteur fissurée déterminée par DIC. Cette partie a donc montré qu'il est possible de suivre l'état de fissuration des poutres en termes de localisation d'endommagement et de hauteur de fissuration.

Enfin, les mesures de résistances électriques ont montré l'efficacité de cette technique pour le suivi de l'endommagement. Plusieurs comparaisons avec les essais d'auto-détection à l'échelle du matériau ont été faites pour comprendre les différences de comportement. Il a été vérifié que le potentiel d'auto-détection identifié à l'échelle du matériau avait la même pertinence à l'échelle de l'élément de structure. C'est la poutre contenant des fibres de carbone qui a obtenu les résultats les plus prometteurs. En effet, grâce à la conductivité apportée par les fibres, les mesures se sont montrées très sensibles dès les plus faibles niveaux de chargement, un

comportement qui pourrait annoncer l'imminence de la fissure avant que cette dernière ne soit réellement initiée. Dans le cas de la poutre renforcée par les fibres FF, il a fallu attendre que la première fissure se soit initiée pour mesurer une variation de résistance électrique. Enfin, les deux poutres sans fibre n'ont montré qu'une faible sensibilité vis-à-vis des mesures électriques. Même lorsqu'une fissure s'est initiée, les variations de résistance électrique sont alors trop faibles pour être observables, c'est après avoir obtenu une ouverture de fissure plus importante que les mesures deviennent fiables.

Avec ces différents systèmes d'acquisition, ce chapitre présente deux techniques de mesure « directes » et deux techniques « indirectes » qui ont été mises en parallèle afin de proposer à l'Andra des solutions pour détecter et suivre l'endommagement d'un élément de structure. Ces techniques présentent des avantages et des inconvénients. La vidéo-corrélation permet d'obtenir un grand nombre d'informations, notamment le champ de déformation, l'ouverture des fissures etc... En laboratoire, cette technique permet d'analyser en profondeur le processus de fissuration. Mais plusieurs inconvénients sont notables. Concernant le système de mesure in situ, il convient de noter que pour fonctionner, des caméras et un éclairage adéquat doivent être installés, ce qui signifie que la surface d'intérêt doit être libre et spécifiquement préparée. La vidéo-corrélation est capable de renseigner sur les phénomènes visibles en surface mais ne permet pas d'investiguer l'ensemble du volume de béton. Les mesures par fibres optiques quant à elles, peuvent donner des informations sur les déformations au sein même du béton. Les mesures sont très fiables et précises pour de faibles déformations mais dès lors que les fissures sont initiées, la fiabilité décroît. De plus, il s'agit de mesures très localisées, il faut donc les positionner de manière stratégique, dans des zones critiques préalablement identifiées. Par ailleurs, le coût d'une telle installation peut représenter un investissement majeur. La fibre optique en elle-même coûte relativement cher, mais c'est surtout l'interrogateur qui est très onéreux.

L'émission acoustique semble être une bonne alternative pour suivre l'état d'un élément de structure de manière indirecte. En effet, il s'agit d'une technique permettant d'investiguer de large zone de béton (à condition de placer stratégiquement les capteurs). De plus, il a été montré que les mesures sont fiables dès la première fissuration du béton. L'installation nécessaire pour ce système est relativement simple et abordable car il suffit de mettre en place des capteurs piézoélectriques, des préamplificateurs et une carte d'acquisition. Cependant, il y a tout un travail de post-traitement de données pour pouvoir tirer des conclusions sur l'état de la structure.

Enfin, concernant les mesures de résistance électrique, l'installation est aussi simple, il suffit de noyer des électrodes dans le béton dans les zones critiques et d'y injecter un courant électrique. Pour être pertinent, les électrodes doivent être placées dans les zones critiques, où le risque d'endommagement est le plus élevé. Il n'y a pas de traitement de données majeur pour conclure sur l'état de la structure. L'avantage de cette technique est qu'elle permet d'avoir une information globale sur l'état de fissuration dans la zone d'intérêt. Elle ne se cantonne pas seulement aux fissures visibles en surface mais permet de détecter également les fissures s'étant propagées dans le volume de béton. Cependant, cette technique nécessite l'utilisation de fibres conductrices pour plusieurs raisons. D'une part, sans fibre, la sensibilité est faible et il faut atteindre un état de fissuration avancé pour avoir une réponse électrique significative. En revanche, avec des fibres, une réponse est donnée très tôt dans le processus de fissuration. Ceci est particulièrement le cas avec les fibres de carbone. D'autre part, il a été montré que le degré de saturation impacte grandement la résistivité des bétons sans fibre, et que l'ajout de fibres, surtout les FC, permet de limiter cet effet. Ainsi, si le degré de saturation d'un béton sans fibre diminue il en découle une augmentation de la résistivité électrique et il n'est pas aisé de sérier l'impact de ce séchage vis-à-vis de celui de la fissuration.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Cette thèse a permis d'étudier la possibilité d'utiliser les fibres FIBRAFLEX (FF) et de carbone (FC) pour renforcer le béton en améliorant notamment la maîtrise de la fissuration. Une autre perspective était d'utiliser la capacité de ces fibres à augmenter la conductivité du béton pour lui conférer une capacité d'auto-détection de l'endommagement. Par ailleurs, les essais à l'échelle de la structure ont permis de vérifier la pertinence d'utiliser des fibres en présence d'armature. Dans ce cadre, plusieurs systèmes d'acquisition ont permis de contrôler et suivre l'endommagement du béton de manière directe (vidéo-corrélation et fibre optique) mais également de manière indirecte (mesure de résistance électrique et analyse par émission acoustique). Cette conclusion générale reprend donc, point par point, les principaux thèmes abordés dans la thèse.

- ***Impact des fibres sur la rhéologie du béton***

Dès le départ, il a été choisi de viser un béton autoplaçant de classe SF1 pour répondre aux enjeux de la préfabrication et éviter les risques (notamment l'effet cheminée) et les inconvénients (coût, nuisances sonores, maintenance dans le cas de la vibration du moule) liés à la vibration du béton fibré. Du fait de leurs formes élancées, les fibres impactent la rhéologie du béton à l'état frais. Plus le dosage en fibre est important, plus le béton perd en maniabilité. Pour les FF, il a été montré que pour un même dosage, ce sont les fibres les plus longues qui impactent le plus la rhéologie. Pour les FC, l'ensimage appliqué en surface des fibres (fibres S24) en a facilité la manipulation en limitant l'aspect « cotonneux » par rapport à celle sans ensimage (fibres V24). De plus, les essais d'étalement au cône d'Abrams ont montré que l'ensimage facilite l'écoulement du béton ce qui a permis d'atteindre l'étalement requis par le cahier des charges de l'Andra. Afin de compenser la perte de maniabilité avec l'ajout des fibres, les formulations ont dû être adaptées en ajustant le dosage en superplastifiant.

- ***Effet des fibres sur la résistance à la compression et le module d'élasticité***

La résistance à la compression, qui est la propriété de référence pour caractériser un béton n'est pas significativement impactée par l'adjonction des fibres avec les dosages testés. Pour répondre au cahier des charges de l'Andra, la classe de résistance visée est un béton C60/75. Les essais présentés dans la thèse ont même montré que la présence de fibres peut impacter négativement cette caractéristique.

Les fibres permettent en effet de transférer les contraintes à travers les fissures, ce qui pourrait amener un gain au niveau des résistances en compression. Cependant, l'efficacité des fibres

requiert un minimum d'ouverture de fissure qui n'est pas forcément atteint au pic de charge en compression. Par ailleurs, les fibres entraînent également des défauts dans la matrice cimentaire qui provoquent une perte de résistance en compression. Finalement, ces deux phénomènes se compensent plus ou moins, menant à un effet négligeable des fibres sur la résistance à la compression. Toutefois, pour les dosages de 30 kg/m³ de FF, il a fallu adapter la formulation de base par une augmentation du volume de pâte pour atteindre la résistance caractéristique de 60 MPa.

Concernant le module d'élasticité, l'effet des fibres est également négligeable. Pour que les fibres soient sollicitées, il faut que les fissures soient initiées. Or, lors de ces essais, le béton est soumis à des cycles de chargement allant jusqu'à un tiers de sa résistance à la compression. Dès lors, le béton n'est pas endommagé et les fibres ne sont pas sollicitées.

- ***Impact des fibres sur le comportement en traction par flexion***

Les essais de traction par flexion ont confirmé le comportement fragile du béton sans fibre (BR). Dès lors que le pic est atteint, une localisation de la fissuration entraîne une chute drastique de sa capacité portante. Alors que le pic a été observé vers 0,02 mm d'ouverture de fissure (CMOD), lorsque la fissure a atteint 0,25 mm, la résistance résiduelle a été de seulement 0,1 MPa. La ruine effective des éprouvettes a été observée pour une CMOD d'environ 0,5 mm. Avec les FF, le comportement avant le pic est quasiment identique à celui du BR. Les essais ont également montré que l'ajout de fibres n'augmente pas significativement la valeur du pic. Il est supposé que lorsque le pic est atteint, l'ouverture de la fissure est trop faible pour que les fibres soient sollicitées. Il en résulte une diminution de la force pour quelques centièmes de millimètres d'ouverture de fissure. C'est à l'issue de cette phase que les fibres commencent à être sollicitées et qu'elles freinent la propagation de la fissure en transmettant les contraintes de part et d'autre des lèvres de la fissure. Les fibres qui l'interceptent s'allongent en même temps que la fissure s'ouvre d'avantage, et ce jusqu'à leur rupture. Ces fibres sont qualifiées de très adhérentes (par opposition aux fibres glissantes) avec un comportement fragile, c'est-à-dire qu'elles rompent après une faible déformation et donc une faible ouverture de fissure. En même temps que la fissure s'ouvre, elle se propage suivant la hauteur de l'éprouvette en béton, et les fibres rencontrées sont alors sollicitées les unes après les autres. C'est ainsi que le mode de fonctionnement intrinsèque des FF entraîne une meilleure efficacité pour les faibles ouvertures de fissure. En effet, à 0,25 mm de CMOD, la résistance résiduelle a été de 5,6 MPa pour la formulation la plus efficace (FF30-20L6). De la même manière, alors que pour le béton sans fibres, les éprouvettes ont rompu après avoir atteint environ 0,5 mm de CMOD, la formulation

FF30-20L6 a montré à cette même ouverture de fissure, un maintien de la résistance résiduelle de 3,0 MPa.

Les formulations contenant des fibres de carbone (FC5-S24 et FC5-V24) ont montré un comportement similaire à celui du béton sans fibres. Même si l'incorporation de ces fibres a entraîné une diminution de la résistance d'environ 17 % par rapport au BR, ces formulations ont montré une légère amélioration du comportement post-pic. En effet, la résistance résiduelle à une CMOD de 0,25 mm a été de 0,5 MPa et 0,4 MPa pour respectivement FC5-S24 et FC5-V24 contre 0,1 MPa pour la formulation BR. Pour expliquer pourquoi les fibres de carbone ne participent pas significativement au comportement mécanique en traction par flexion, on peut rappeler que les fibres de carbone ne sont pas fonctionnalisées. C'est-à-dire que leur mise en œuvre ne permet pas de tirer parti de leurs performances mécaniques. Il est possible qu'avec leur très faible diamètre, les fibres cassent pendant le processus de malaxage au cours duquel elles subissent diverses sollicitations, en particulier du cisaillement. Ainsi, à la fin du processus de malaxage, les fibres seraient rompues en de multiples morceaux. Leur longueur finale ne leur permettrait donc pas de s'ancrer suffisamment dans la matrice cimentaire pour apporter une efficacité vis-à-vis de la maîtrise de la fissuration.

- ***Impact des fibres sur la résistivité électrique des bétons***

Le passage du courant électrique dans le béton renforcé par des fibres conductrices est qualifié à la fois d'électrolytique et d'électronique.

La conductivité électrolytique est induite par la circulation des ions présents dans la solution interstitielle, elle dépend alors de la concentration en ions, de sa nature et de la porosité du béton. C'est pourquoi, lorsque le béton s'hydrate ou que son degré de saturation diminue, sa résistivité augmente. En effet, pendant le processus d'hydratation, la porosité du béton diminue. De plus, lorsque le degré de saturation diminue, les pores se vident petit à petit et la continuité de la solution interstitielle n'est plus assurée, ce qui entrave le déplacement des ions. Il a été montré que la résistivité d'un béton sans fibre augmente drastiquement après une faible période de séchage.

La conductivité électronique se manifeste par le mouvement des électrons libres présents dans les fibres. Les électrons peuvent alors circuler de trois manières différentes. La première par contact direct entre deux fibres, la deuxième par l'intermédiaire de la solution interstitielle qui assure la conduction ionique du courant d'une fibre à une autre et enfin la troisième par l'effet tunnel. Ce mode de conductivité dépend alors de la résistivité des fibres, de leur dosage et de

leurs dimensions mais également indirectement de la conductivité électrolytique. Pour un même dosage et un même type de fibre, il a été montré que les fibres les plus longues entraînent une résistivité plus faible. Par ailleurs, plus le dosage est élevé et plus les fibres sont longues, moins le passage du courant électrique est tributaire de la conductivité de la solution interstitielle. Cette observation a été faite pour les FF grâce au suivi de la résistivité des éprouvettes en cure humide (90 % HR et 20°C) et confirmée par la campagne de mesure sur les éprouvettes en séchage progressif à 50°C. Le béton sans fibre a vu sa résistivité augmenter rapidement pendant 6 semaines de cure humide pour finalement se stabiliser vers 40 kΩ.cm. Les formulations renforcées par des FF, quant à elles, ont vu leur résistivité augmenter pendant environ 3 semaines pour finalement se stabiliser entre 15 et 25 kΩ.cm. De plus, une relation linéaire entre la résistivité à 28 jours de cure et l'indice de renforcement a été révélée.

Les formulations contenant des fibres de carbone ont montré un tout autre comportement. En effet, la cinétique d'augmentation de la résistivité a largement été ralentie avec la présence de FC et s'est rapidement stabilisée vers 7 kΩ.cm. Les mesures sur éprouvettes en cours de séchage ont également montré que la circulation du courant électrique est quasi indépendante du degré de saturation et donc de la conductivité électrolytique. Ces résultats démontrent que la zone de percolation a été atteinte c'est-à-dire qu'il existe un chemin continu pour le passage des électrons à travers le réseau de fibres de carbone.

- ***Potentiel d'auto-détection des bétons par des mesures de résistances électriques***

Le potentiel d'auto-détection des bétons par des mesures de résistivité électrique a été investigué au travers d'essais cycliques de traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques entaillées. Le principe a été de suivre en parallèle l'évolution de l'ouverture de fissure et l'évolution de la résistance électrique. Ces mesures ont été faites grâce à un pont de Wheatstone, un système qui permet de mesurer précisément des variations de résistance. Le courant électrique a été injecté au béton par le biais de deux électrodes ceinturant l'éprouvette de part et d'autre de son centre et ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes saturées.

Les trois configurations de renforcement (BR, FF et FC) ont montré trois comportements différents. Avant fissuration, deux phénomènes inverses se produisent au niveau de la microstructure de la matrice cimentaire. Les pores situés dans la zone tendue du béton subissent des déformations qui altèrent l'interconnectivité des pores et limitent la circulation des ions et par conséquent, entraînent une augmentation de la résistance électrique. Le phénomène inverse est observé dans la partie comprimée ce qui explique pourquoi il n'y a pas de variations

significatives de résistances électriques avant la fissuration. Une fois que le béton est endommagé, la fissure se propage et rompt la continuité dans le réseau poral ce qui produit une augmentation de la résistance électrique.

Pour les bétons fibrés, les mêmes phénomènes sont présents, mais d'autres induits par la présence des fibres s'ajoutent. Avant la fissuration, le béton dans la zone tendue se déforme, ce qui entraîne un éloignement des fibres les unes par rapport aux autres. Ainsi, la circulation des électrons d'une fibre à une autre est altérée. Dans la zone comprimée, le phénomène inverse est présumé. Après la fissuration, quand une fibre intercepte la fissure, elle s'allonge en même temps que la fissure s'ouvre. En se déformant, la résistance électrique intrinsèque de la fibre augmente et par conséquent celle du béton aussi. Une fois que la fibre atteint sa limite de traction, elle casse, mettant un terme à la conductivité électronique.

Il a été montré que le comportement des bétons renforcés par des fibres de carbone est différent de celui des bétons renforcés par les fibres FIBRAFLEX. Avant même l'initiation de la fissure, la résistance électrique varie de manière significative ce qui s'explique par le fait qu'en partie comprimée, où les FC sont déjà très proches les unes des autres, leur rapprochement n'a pas beaucoup d'impact sur leur interconnectivité. En effet, comme la zone de percolation est atteinte dans ce cas, la résistivité du béton a atteint un seuil tel qu'elle ne peut plus augmenter significativement. En revanche, en zone tendue, les fibres vont avoir tendance à s'éloigner et dans ce cas les électrons ont plus de difficulté à transiter d'une fibre à l'autre ce qui va augmenter la résistivité.

Ce sont donc les FC qui apportent le plus sur le potentiel d'auto-détection des bétons vis-à-vis de la fissuration car elles permettent d'avoir une réponse significative dès la phase élastique. De leur côté, les FIBRAFLEX sont aussi intéressantes car elles permettent d'avoir une relation linéaire entre la variation de la résistance électrique et l'ouverture de fissure. Mais pour cela, il est nécessaire que la fissuration soit déjà initiée.

- ***Impact des fibres sur les performances mécaniques à l'échelle d'éléments de structure***

Les essais réalisés à l'échelle d'éléments de structure, sur des poutres en flexion quatre points ont permis d'identifier le rôle des fibres en présence d'armatures. Quatre poutres ont été testées dans cette campagne expérimentale. Trois poutres avec un taux d'armatures longitudinales de 0,54 % (2 Ø12), une sans fibre, une avec un dosage volumique de 0,41 % de fibres FF et une avec 0,27 % de FC. En parallèle, une autre poutre sans fibre a été testée mais cette fois-ci avec

un taux d'armatures longitudinales 36 % supérieur aux autres, c'est-à-dire 0,73 % (2HA14). Cette dernière a servi de référence pour voir dans quelles mesures les fibres jouent sur la maîtrise de la fissuration, et s'il est possible d'approcher les mêmes performances avec un taux de ferrailage plus faible. En comparant les configurations de renforcement, il a été montré que le comportement mécanique des poutres reste majoritairement gouverné par la présence des armatures, mais les fibres jouent tout de même un rôle. En effet, en plus d'une augmentation de la résistance, les FF permettent une meilleure maîtrise de la fissuration, une caractéristique primordiale concernant la durabilité des structures. Avant la plastification des aciers, ces fibres ont freiné la propagation des fissures en assurant une certaine continuité dans la transmission des contraintes. A l'état de service, identifié dans l'étude comme étant égale à 60 % de la force ultime, la poutre renforcée par des FF a montré une réduction de l'ouverture moyenne des fissures de 35 % et 28 % par rapport aux poutres sans fibre moyennement et fortement armées. Plus globalement, sur l'ensemble de la phase élastique, pour une même force, l'ajout de FF a permis de réduire de respectivement 30 % et 12 % l'ouverture cumulée des fissures par rapport à la poutre contenant les mêmes aciers longitudinaux et celle avec une section d'acier plus importante. On notera cependant la limite de ces conclusions car ces résultats sont issus d'un seul essai pour chaque configuration de poutre.

- ***Capacité d'auto-détection des bétons par mesure de résistance électrique pour la détection de la fissuration à l'échelle de l'élément de structure***

Lors de la campagne expérimentale sur les poutres en béton armé et fibré, des mesures de résistance électrique ont été réalisées dans le but de suivre leur état d'endommagement. Pour cela, un courant électrique a été injecté par l'intermédiaire d'électrodes noyées dans le béton. Les variations de résistance électrique ont été mesurées grâce à un pont de Wheaststone. Le but de ces mesures a été d'établir un lien entre les variations de résistance électrique et le niveau de fissuration des poutres. Les résultats obtenus ont été croisés avec ceux issus de la vidéo-corrélation. Pour cela, des capteurs fictifs de déplacement ont été utilisés afin de mesurer l'allongement du béton, ils prennent en compte la présence de fissure mais également la « déformation » du béton. Au même titre que les essais réalisés à l'échelle du matériau, ces essais ont permis d'identifier trois comportements différents pour les poutres sans fibres, la poutre renforcée par des FC et la poutre renforcée par des FF.

Sans fibre, avant d'avoir atteint un niveau de fissuration relativement avancé (environ 0,50 mm d'allongement dans la partie centrale des poutres), la variation de résistance électrique est quasi

nulle. Après cette phase dormante, où la sensibilité a été très faible, il a été montré qu'il existe une relation linéaire entre la variation de résistance électrique et l'ouverture de fissure.

Avec des FC, le comportement a été différent. A l'instar des essais réalisés à l'échelle du matériau, avant même l'initiation de la fissuration, c'est-à-dire pendant la phase élastique du béton, une variation significative de résistance a été mesurée.

Enfin, avec les FF, les mesures montrent un comportement compris entre celui du béton sans fibre et celui du béton renforcé par les FC. Il n'y a pas eu de variations significatives pendant la phase élastique du béton. Cependant, dès le moment où l'allongement dans la partie centrale de la poutre a dépassé 0,15 mm, la résistance électrique a très rapidement augmenté. Puis, une relation entre la résistance électrique et le niveau de fissuration a été observée.

C'est donc la poutre renforcée par des fibres de carbone qui a permis d'avoir les résultats les plus prometteurs. En effet, grâce à la conductivité apportée par les fibres, les mesures se sont montrées très sensibles dès les plus faibles niveaux de chargement, révélant le fort potentiel d'auto-détection de ce béton qui le rendrait apte à identifier des dépassements de seuils d'alerte dans des conditions réelles d'utilisation.

- *Suivi d'endommagement par émission acoustique appliqué à des éléments de structure*

En parallèle des mesures électriques, un système de mesure par émission acoustique (EA) a été installé afin de suivre de manière indirecte l'endommagement des poutres. Cette technique se base sur l'analyse des ondes élastiques émises lorsque le béton subit un endommagement. Par une méthode de triangulation, rendue possible par l'installation de plusieurs capteurs sur la surface du béton, les événements acoustiques ont pu être localisés.

Les résultats ont montré une bonne corrélation entre la localisation de ces événements acoustiques et la position des fissures établie par vidéo-corrélation. Les positions des premières fissures ont ainsi pu être fidèlement déterminées sur la portée des poutres. Pour les niveaux de chargement plus élevés, une certaine correspondance persiste mais la précision diminue en même temps que le niveau de fissuration progresse. Cela s'explique par le fait que cette technique se base sur la propagation des ondes dans un milieu continu, or, lorsque le béton se fissure, les ondes ne se propagent plus directement mais peuvent subir des réflexions. On notera également que la vidéo-corrélation met en évidence la fissure sur la surface de la poutre alors que l'EA détecte l'endommagement dans le volume du béton. La fracture n'étant ni verticale ni plane la comparaison entre les résultats issus des deux techniques présente des limites.

Il a également été montré que l'évolution des événements acoustiques sur la hauteur des poutres pendant l'essai varie de manière proportionnelle à la hauteur fissurée déterminée par vidéo-corrélation. De plus, avec les FF, les résultats par EA transcrivent plus fidèlement la véritable avancée du front de fissuration.

- ***Utilisation de fibres optiques pour la détection de la fissuration***

Des fibres optiques ont également été utilisées dans le cadre des essais sur les poutres soumises à de la flexion quatre points. Elles ont été installées dans le volume de béton à la même hauteur que les aciers longitudinaux. Ce système d'acquisition a permis de mesurer les déformations du béton avec une grande précision. Il a été montré qu'avant la formation des premières fissures, les fibres optiques ont détecté une localisation des déformations dès que la charge a atteint $2/3$ de la force de première fissuration. En croisant les données, ces localisations de déformations ont été observé aux mêmes positions que les fissures détectées par vidéo-corrélation.

PERSPECTIVES

Perspectives

A l'issue de ce travail de thèse, plusieurs axes méritent d'être approfondis et des essais complémentaires sont recommandés pour consolider nos conclusions. Ce travail a permis également de faire émerger de nouvelles perspectives au travail déjà réalisé.

- ***Prospecter différents moyens de fonctionnaliser les fibres de carbone***

Les fibres de carbone vierges ne sont pas aptes à une utilisation dans le cadre du béton renforcé de fibres à l'échelle industrielle. A cause de leur densité très faible et de leur diamètre, elles sont très volatiles et peuvent poser des problèmes lors de leur manipulation, y compris un risque sanitaire. Un traitement de surface est habituellement réalisé pour faciliter leur mise en œuvre et leur dispersion ou éventuellement améliorer leur ancrage dans la matrice cimentaire.

Dans ce programme, deux lots de fibres de carbone ont été utilisés, un premier sans ensimage et un second avec un ensimage mais dont la nature est restée confidentielle (elle n'a pas été communiquée par le fournisseur). Dans les deux cas, l'hypothèse avancée est que les fibres ont rompu lors du malaxage à cause du frottement et du cisaillement en présence de granulats durant le malaxage des constituants du béton. Il a été supposé que ce phénomène soit la principale cause de l'inefficacité pour contribuer à la résistance résiduelle post fissuration du béton en traction par flexion. Pour pallier ce problème, la solution envisagée est de mettre au point un traitement de surface ou un ensimage pour augmenter leur résistance au cisaillement et ainsi éviter que les fibres cassent lors du malaxage. Une deuxième piste est d'étudier des moyens pour faciliter leur dispersion dans le béton afin de limiter la puissance et le temps de malaxage afin d'éviter que les fibres cassent pendant le malaxage.

- ***Investiguer sur l'influence du degré de saturation sur la capacité d'auto-détection des bétons par des mesures de résistance électrique***

Il a été montré que le degré de saturation impacte grandement la résistivité électrique du béton. Les essais d'auto-détection par mesures de résistance électrique ont été réalisés sur des éprouvettes saturées, ce qui est rarement le cas dans les structures réelles. Dans le but de s'approcher des conditions d'exploitation, il est nécessaire d'étudier l'impact du degré de saturation sur ce potentiel d'auto-détection.

En travaillant avec des échantillons de béton non saturés, il est attendu que la sensibilité d'auto-détection soit considérablement réduite pour le béton sans fibre, car dans cette situation, la conductivité électrique est exclusivement électrolytique. Cependant, dans le cas des bétons fibrés, l'effet du degré de saturation serait moindre car la conductivité électronique s'additionne à la conductivité électrolytique. Par conséquent, les variations de la résistivité inhérentes aux fibres resteraient inchangées. En outre, lorsque le seuil de percolation est atteint, l'impact du degré de saturation sur la sensibilité des mesures pourrait être négligeable, ce qui représente un atout majeur pour l'application de cette technique dans les conditions réelles. Il est alors nécessaire d'identifier avec précision le dosage en fibres permettant d'atteindre ce seuil de

percolation et les variables qui pourraient avoir un effet sur ce dosage, notamment la longueur des fibres.

- ***Étudier la distribution et l'orientation des fibres dans le béton armé/fibré***

La revue de la littérature a permis de mettre en lumière l'impact de l'orientation et de la distribution des fibres dans le béton vis-à-vis de ses performances mécaniques. Pour les applications visées, à savoir des éléments en béton armé et fibré, cette problématique est de taille. En effet, en présence d'armatures, le placement « naturel » des fibres est modifié. Il est même possible que les fibres s'agglomèrent autour des barres d'acier. D'ailleurs, des essais de boîte en L, qui n'ont pas été présentés dans la thèse ont montré que les fibres ont tendance à se bloquer au niveau des barres au moment où le béton s'écoule. Si un tel phénomène se produit dans une structure, il est susceptible de générer plusieurs désordres : d'une part l'ancrage des aciers dans la matrice cimentaire est impacté par cette forte concentration en fibres, et d'autre part, les fibres en question ne sont plus disponibles pour contrôler la fissuration. Pour les éléments structuraux contenant un taux important de ferrailage, ce phénomène doit être étudié pour optimiser le processus de coulage du béton. Une caractérisation post rupture de la répartition des fibres à l'échelle de poutres puis de voussoirs pourrait être envisagé.

- ***Tester un renforcement hybride fibre de carbone et fibres FIBRAFLEX pour tirer parti des avantages de chacune d'entre elles***

Un renforcement hybride avec des fibres de carbone et des fibres FIBRAFLEX peut être envisagé car ces deux types de fibres ont des avantages complémentaires. D'une part, les fibres FIBRAFLEX permettent un contrôle des fissurations dès leur ouverture, d'autre part, les fibres de carbone représentent un réel avantage dans le cadre du potentiel d'auto-détection.

- ***Quantifier l'apport des fibres sur la durabilité du béton vis-à-vis de la corrosion***

Un axe important qui mériterait d'être étudié serait d'investiguer l'impact des fibres sur la durabilité du béton, notamment la corrosion. Pour rappel, l'Andra a financé cette thèse dans l'objectif de trouver une solution pour réduire la quantité d'armatures dans les éléments de structure et ainsi diminuer les risques liés à la corrosion. Les essais présentés ont montré que les fibres permettent de limiter l'ouverture des fissures. De plus, les fibres ont permis une redistribution des fissures, avec une multi fissuration par rapport au béton sans fibre avant un stade avancé d'endommagement. Il serait donc intéressant d'étudier comment, par la limitation des ouvertures de fissure et par la multi fissuration, les fibres permettent de réduire la longueur de transfert et la cinétique de corrosion des aciers.

- ***Adaptation des techniques de détection indirecte d'endommagement sur des chargements de type fluage***

La campagne expérimentale présentée dans le dernier chapitre a permis de mettre en application les observations faites à l'échelle du matériau sur des éléments de structure soumis à des chargements quasi-statique. Pour simuler de manière plus fidèle les conditions de chargement dans le cadre du projet Cigéo, le type de chargement serait à adapter. En effet, les essais qui ont été réalisés en laboratoire ont été quasi-statique, cependant, s'agissant de voussoirs, le chargement se rapproche plutôt du fluage. Il apparaît donc nécessaire de s'assurer de la pertinence de ces techniques sous ce type de sollicitation. Dans ce cadre il conviendra de mener les essais dans des conditions de température et d'humidité relative les plus proches possibles de la réalité de l'application.

- ***Etudes des lois de comportement du béton armé et fibré***

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes pour prévoir le comportement du béton en présence de fibres et d'armatures. Ces lois pourraient être utilisées pour vérifier leur véracité dans le cas de fibres adhérentes comme les fibres FIBRAFLEX utilisées dans la thèse.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

- [1] P. Casanova, *Béton renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Marne-la-Vallée: Institut français des sciences et techniques des réseaux, de l'aménagement et des transports, 1995.
- [2] F. Toutlemonde and L. Granger, "Maîtriser la rupture du béton : améliorations du matériau, progrès de la modélisation, exemples industriels," *Rev. Métallurgie*, vol. 92, no. 2, pp. 285–302, 1995, doi: 10.1051/metal/199592020285.
- [3] *Utilisation des bétons projetés pour la réparation et le renforcement des structures*. Bron: Asquapro, 2014.
- [4] M. Di Prisco, G. Plizzari, and L. Vandewalle, "Fibre reinforced concrete: New design perspectives," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 42, no. 9, pp. 1261–1281, 2009, doi: 10.1617/s11527-009-9529-4.
- [5] M. Arockiasamy, H. P. Ball, and R. E. Galer, "Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete," *ACI Mater. J.*, vol. 90, no. 1, pp. 1–10, 1993, doi: 10.14359/4046.
- [6] M. Sivaraja and M. S. Pillai, "Study on durability of natural fibre concrete composites using mechanical strength and microstructural properties," *Bull. Mater. Sci.*, vol. 33, no. 6, pp. 719–729, 2010.
- [7] M. A. Aziz, P. Paramasivam, and S. L. Lee, "Prospects for natural fibre reinforced concretes in construction," *Int. J. Cem. Compos. Light. Concr.*, vol. 3, no. 2, pp. 123–132, 1981, doi: 10.1016/0262-5075(81)90006-3.
- [8] J. Tejchman and J. Kozicki, *Experimental and Theoretical Investigations of Steel-Fibrous Concrete*. Springer, 2010.
- [9] A. A. Shah and Y. Ribakov, "Recent trends in steel fibered high-strength concrete," *Mater. Des.*, vol. 32, no. 8–9, pp. 4122–4151, 2011, doi: 10.1016/j.matdes.2011.03.030.
- [10] ABQ, "Guide de bonnes pratiques pour l'utilisation des fibres dans le béton," Association Béton Québec, Montréal, 2005.
- [11] "Essais pour béton frais - Partie 8 : Béton auto-plaçant - Essai d'étalement au cône. NF EN 12350-8 (juin 2019)." AFNOR, La Plaine Saint-Denis, p. 11, 2019.
- [12] S. Grünwald and J. C. Walraven, "Transporting fibres as reinforcement in self-compacting concrete," *Heron*, vol. 54, no. 2–3, pp. 101–126, 2009.
- [13] P. Rossi, "Bétons de fibres métalliques (BFM)," *Constr. Trav. publics -Les superstructures du bâtiment*, vol. 33, pp. 1–20, 1998.
- [14] N. H. Dinh, K. K. Choi, and H. S. Kim, "Mechanical Properties and Modeling of Amorphous Metallic Fiber-Reinforced Concrete in Compression," *Int. J. Concr. Struct. Mater.*, vol. 10, no. 2, pp. 221–236, 2016, doi: 10.1007/s40069-016-0144-9.
- [15] C. Redon, "Morphologie et comportement mécanique de bétons renforcés par des fibres de fonte amorphe," Université de Caen, 1997.
- [16] P. Rossi and N. Harrouche, "Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures," *Mater. Struct.*, vol. 23, no. 4, pp. 256–266, 1990, doi: 10.1007/BF02472199.
- [17] G. Debicki, M. Bouchekouk, P. Clastres, and P. Hamelin, "Fibrous Concrete - Sensitivity of workability to percentage and type of fibre," *MRS Online Proc. Libr.*, vol. 211, pp. 127–132, 1990, doi: 10.1557/PROC-211-127.
- [18] J. Dils, G. De Schutter, and V. Boel, "Influence of mixing procedure and mixer type on fresh and hardened properties of concrete: A review," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 45, no.

- 11, pp. 1673–1683, 2012, doi: 10.1617/s11527-012-9864-8.
- [19] G. Camps, “Etude des interactions chemo-mécaniques pour la simulation du cycle de vie d’un élément de stockage en béton,” Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2008.
- [20] D. Lowke and P. Schiessl, “Effect of mixing energy on fresh properties of SCC,” in *Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005*, pp. 1–8.
- [21] “Essai pour béton frais, Partie 10 : Béton auto-plaçant - Essai à la boîte en L. NF EN 12350-10 (novembre 2010).” AFNOR, La Plaine Saint-Denis, p. 9, 2010.
- [22] J. Doyon-Barbant and J. P. Charron, “Impact of fibre orientation on tensile, bending and shear behaviors of a steel fibre reinforced concrete,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 51, no. 6, pp. 1–16, 2018, doi: 10.1617/s11527-018-1282-0.
- [23] J. P. Won, B. T. Hong, T. J. Choi, S. J. Lee, and J. W. Kang, “Flexural behaviour of amorphous micro-steel fibre-reinforced cement composites,” *Compos. Struct.*, vol. 94, no. 4, pp. 1443–1449, 2012, doi: 10.1016/j.compstruct.2011.11.031.
- [24] R. Zerbino, J. M. Tobes, M. E. Bossio, and G. Giaccio, “On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 34, no. 2, pp. 191–200, 2012, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2011.09.005.
- [25] A. Bentur and S. Mindess, *Fibre Reinforced Cementitious Composites*, 2d edition. London: Taylor & Francis, 2007.
- [26] R. Hameed, “Contribution of metallic fibers on the performance of reinforced concrete structures for the seismic application,” Université Toulouse III - Paul Sabatier, 2010.
- [27] H. Kim, G. Kim, S. Lee, G. Choe, T. Noguchi, and J. Nam, “Direct tensile behavior of amorphous metallic fiber-reinforced cementitious composites: Effect of fiber length, fiber volume fraction, and strain rate,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 177, p. 107430, 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.107430.
- [28] B. K. Larson, L. T. Drzal, and P. Sorousian, “Carbon fibre-cement adhesion in carbon fibre reinforced cement composites,” *Composites*, vol. 21, no. 3, pp. 205–215, 1990, doi: 10.1016/0010-4361(90)90235-O.
- [29] B. Han, L. Zhang, C. Zhang, Y. Wang, X. Yu, and J. Ou, “Reinforcement effect and mechanism of carbon fibers to mechanical and electrically conductive properties of cement-based materials,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 125, pp. 479–489, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.08.063.
- [30] A. M. Brandt, “On the optimal direction of short metal fibres in brittle matrix composites,” *J. Mater. Sci.*, vol. 20, no. 11, pp. 3831–3841, 1985, doi: 10.1007/BF00552371.
- [31] “Méthode d’essai du béton de fibres métalliques : mesurage de la résistance à la traction par flexion (LOP, résistance résiduelle). NF EN 14651+A1 (décembre 2007) :” AFNOR, La Plaine Saint-Denis, p. 20, 2007.
- [32] “Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading) - ASTM C 1018-97.” ASTM International, West Conshohocken (PA), p. 8, 1997.
- [33] “Standart Test Method for Flexural Performance of fiber-reinforced concrete (Using Beam With Third-Point Loading) - ASTM C1609/C1609M-10.” ASTM International, West Conshohocken (PA), p. 9, 2011.
- [34] “Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Bending test,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 35, no. 253, pp. 579–582, 2002, doi:

- 10.1617/13884.
- [35] H. Kim, G. Kim, J. Nam, J. Kim, S. Han, and S. Lee, “Static mechanical properties and impact resistance of amorphous metallic fiber-reinforced concrete,” *Compos. Struct.*, vol. 134, pp. 831–844, 2015, doi: 10.1016/j.compstruct.2015.08.128.
- [36] “Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams - 50 - FMC Draft Recommendation,” *Mater. Struct.*, vol. 18, pp. 287–290, 1985, doi: 10.1007/BF02472918.
- [37] R. Hameed, A. Turatsinze, F. Duprat, and A. Sellier, “Metallic fiber reinforced concrete: Effect of fiber aspect ratio on the flexural properties,” *J. Eng. Appl. Sci.*, vol. 4, no. 5, pp. 67–72, 2009.
- [38] K. K. Choi and D. O. Ku, “Flexural behaviour of amorphous metal-fibre-reinforced concrete,” *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 168, no. SB1, pp. 15–25, 2014, doi: 10.1680/stbu.13.00045.
- [39] A. Turatsinze, J. L. Granju, V. Sabathier, and H. Farhat, “Durability of bonded cement-based overlays: Effect of metal fibre reinforcement,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 38, no. 277, pp. 321–327, 2005, doi: 10.1617/14232.
- [40] N. Bantia and D. Yoo, “Experimental and numerical analysis of the flexural response of amorphous metallic fiber reinforced concrete,” *Mater. Struct.*, vol. 50, no. 1, pp. 1–14, 2017, doi: 10.1617/s11527-016-0899-0.
- [41] S. Lee *et al.*, “Impact resistance , flexural and tensile properties of amorphous metallic fiber-reinforced cementitious composites according to fiber length,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 271, p. 121872, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121872.
- [42] A. B. Kizilkanat, “Experimental evaluation of mechanical properties and fracture behavior of carbon fiber reinforced high strength concrete,” *Period. Polytech. Civ. Eng.*, vol. 60, no. 2, pp. 289–296, 2016, doi: 10.3311/PPci.8509.
- [43] Z. Deng, “The fracture and fatigue performance in flexure of carbon fiber reinforced concrete,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 27, no. 1, pp. 131–140, 2005, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2004.03.002.
- [44] V. Oettel, M. Schulz, and M. Haist, “Empirical approach for the residual flexural tensile strength of steel fiber-reinforced concrete based on notched three-point bending tests,” *Struct. Concr.*, vol. 23, no. 2, pp. 993–1004, 2022, doi: 10.1002/suco.202100565.
- [45] A. Amin, S. J. Foster, and M. Aurelio, “Derivation of the σ - w relationship for SFRC from prism bending tests,” *Struct. Concr.*, vol. 16, no. 1, pp. 93–106, 2015, doi: 10.1002/suco.201400018.
- [46] *Model Code 2010 - Final Draft - Volume 1*. Lausanne: Fédération internationale du béton, 2012.
- [47] C. H. Henager and T. J. Doherty, “Analysis of reinforced fibrous concrete beams,” *ASCE J Struct Div*, vol. 102, no. 1, pp. 177–188, 1976, doi: 10.1061/jsdeag.0004254.
- [48] M. Imam, L. Vandewalle, and F. Mortelmans, “Shear-moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibres,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 22, no. 3, pp. 462–470, 1995, doi: 10.1139/195-054.
- [49] G. Campione, “Simplified Flexural Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 4, pp. 283–293, 2008, doi: 10.1061/(asce)0899-1561(2008)20:4(283).
- [50] D. C. T. Cardoso, G. B. S. Pereira, F. A. Silva, J. J. H. Silva Filho, and E. V. Pereira, “Influence of steel fibers on the flexural behavior of RC beams with low reinforcing ratios: Analytical and experimental investigation,” *Compos. Struct.*, vol. 222, p. 110926,

- 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.110926.
- [51] Y. Fritih, “Apport d’un renfort de fibres sur le comportement d’éléments en béton autoplaçant armé,” Université de Toulouse, INSA, 2009.
- [52] J. M. Yang, J. K. Kim, and D. Y. Yoo, “Flexural and shear behaviour of high-strength SFRC beams without stirrups,” *Mag. Concr. Res.*, vol. 71, no. 10, pp. 503–518, 2018, doi: 10.1680/jmacr.17.00462.
- [53] L. Biolzi and S. Cattaneo, “Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 77, pp. 1–13, 2017, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2016.12.002.
- [54] R. Narayanan and I. Y. S. Darwish, “Use of Steel Fibers As Shear Reinforcement,” *ACI Struct. J.*, vol. 84, no. 3, pp. 216–227, 1987, doi: 10.14359/2654.
- [55] N. T. Nguyen, “Évaluation non destructive des structures en béton armé : étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques,” Université de Bordeaux, 2014.
- [56] P. Azarsa and R. Gupta, “Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review,” *Adv. Mater. Sci. Eng.*, vol. 2017, 2017, doi: 10.1155/2017/8453095.
- [57] J. F. Lataste, “Évaluation non destructive de l’état d’endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique,” Bordeaux 1, 2002.
- [58] J. P. Balayssac and V. Garnier, *Non-destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures*. 2017.
- [59] S. Naar, “Évaluation non destructive du béton par mesures de résistivité électrique et thermographie infrarouge passive,” Université Bordeaux 1 ; Université de Sherbrooke, 2006.
- [60] H. W. Whittington, J. McCarter, and M. C. Forde, “The conduction of electricity through concrete,” *Mag. Concr. Res.*, vol. 33, no. 114, pp. 48–60, 1981, doi: 10.1680/macr.1981.33.114.48.
- [61] J. K. Su, C. C. Yang, W. B. Wu, and R. Huang, “Effect of moisture content on concrete resistivity measurement,” *J. Chinese Inst. Eng.*, vol. 25, no. 1, pp. 117–122, 2002, doi: 10.1080/02533839.2002.9670686.
- [62] J. Badr *et al.*, “Temperature Effect on Electrical Resistivity Measurement Using an Embedded Sensor to Estimate Concrete Water Content,” *Appl. Sci.*, vol. 12, no. 19, 2022, doi: 10.3390/app12199420.
- [63] I. L. H. Hansson and C. M. Hansson, “Electrical resistivity measurements of Portland cement based materials,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 13, no. 5, pp. 675–683, 1983, doi: 10.1016/0008-8846(83)90057-1.
- [64] N. Banthia, S. Jeridane, and M. Pigeon, “Electrical resistivity of carbon and steel micro-fiber reinforced cements,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 22, pp. 804–814, 1992, doi: 10.20595/jjbf.19.0_3.
- [65] F. Teuku, “Design and Characterization of a Self-sensing Cement-Based Composite,” Université Toulouse III - Paul Sabatier, 2019.
- [66] Z. Bekzhanova, S. A. Memon, and J. R. Kim, “Self-Sensing Cementitious Composites : Review and Perspective,” *Nanomaterials*, vol. 11, no. 9, p. 2355, 2021, doi: 10.3390/nano11092355.
- [67] M. Chiarello and R. Zinno, “Electrical conductivity of self-monitoring CFRC,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 27, no. 4, pp. 463–469, 2005, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2004.09.001.
- [68] A. M. Wahabi, “Évaluation non destructive de la contamination du béton par les

- chlorures avec la technique radar,” Université Toulouse III - Paul Sabatier, 2018.
- [69] A. Dehghani and F. Aslani, “Piezoresistive sensing of cementitious composites reinforced with shape memory alloy, steel, and carbon fibres,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 267, p. 121046, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121046.
- [70] J. Song, D. L. Nguyen, C. Manathamsombat, and D. J. Kim, “Effect of fiber volume content on electromechanical behavior of strain-hardening steel-fiber-reinforced cementitious composites,” *J. Compos. Mater.*, vol. 49, no. 29, pp. 3621–3634, 2015, doi: 10.1177/0021998314568169.
- [71] W. Elkey and E. J. Sellevold, *Electrical resistivity of concrete*. Oslo: Norwegian Public Roads Administration, Directorate of public roads, 1995.
- [72] A. Sassani, H. Ceylan, S. Kim, K. Gopalakrishnan, A. Arabzadeh, and P. C. Taylor, “Influence of mix design variables on engineering properties of carbon fiber-modified electrically conductive concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 152, pp. 168–181, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.06.172.
- [73] P. Xie, P. Gu, and J. J. Beaudoin, “Electrical percolation phenomena in cement composites containing conductive fibres,” *J. Mater. Sci.*, vol. 31, no. 15, pp. 4093–4097, 1996, doi: 10.1007/BF00352673.
- [74] F. J. Baeza, O. Galao, E. Zornoza, and P. Garcés, “Effect of aspect ratio on strain sensing capacity of carbon fiber reinforced cement composites,” *Mater. Des.*, vol. 51, pp. 1085–1094, 2013, doi: 10.1016/j.matdes.2013.05.010.
- [75] B. Chen, K. Wu, and W. Yao, “Conductivity of carbon fiber reinforced cement-based composites,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 26, no. 4, pp. 291–297, 2004, doi: 10.1016/S0958-9465(02)00138-5.
- [76] B. Chen, J. Liu, and K. Wu, “Electrical responses of carbon fiber reinforced cementitious composites to monotonic and cyclic loading,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 35, no. 11, pp. 2183–2191, 2005, doi: 10.1016/j.cemconres.2005.02.004.
- [77] A. Boniface, “Détection et évaluation de l’endommagement mécanique du béton par émission acoustique,” Université de Bordeaux, 2018.
- [78] J. Saliba, “Apport de l’émission acoustique dans la compréhension et la modélisation du couplage fluage-endommagement du béton,” Ecole centrale de Nantes, 2013.
- [79] A. K. M. Farid Uddin, K. Numata, J. Shimasaki, M. Shigeishi, and M. Ohtsu, “Mechanisms of crack propagation due to corrosion of reinforcement in concrete by AE-SiGMA and BEM,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 18, no. 3, pp. 181–188, 2004, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2003.10.007.
- [80] A. Behnia, H. K. Chai, and T. Shiotani, “Advanced structural health monitoring of concrete structures with the aid of acoustic emission,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 65, pp. 282–302, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.103.
- [81] M. K. ElBatanouny, A. Larosche, P. Mazzoleni, P. H. Ziehl, F. Matta, and E. Zappa, “Identification of Cracking Mechanisms in Scaled FRP Reinforced Concrete Beams using Acoustic Emission,” *Exp. Mech.*, vol. 54, no. 1, pp. 69–82, 2014, doi: 10.1007/s11340-012-9692-3.
- [82] C. Guzmán, D. Torres, C. Hucailuk, and D. Filipussi, “Analysis of the Acoustic Emission in a Reinforced Concrete Beam Using a Four Points Bending Test,” *Procedia Mater. Sci.*, vol. 8, pp. 148–154, 2015, doi: 10.1016/j.mspro.2015.04.058.
- [83] A. Farhidzadeh, E. Dehghan-Niri, S. Salamone, B. Luna, and A. Whittaker, “Monitoring Crack Propagation in Reinforced Concrete Shear Walls by Acoustic Emission,” *J. Struct. Eng.*, vol. 139, no. 12, 2013, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000781.

- [84] P. Javelle and P. Ponteville, “Laitier de haut fourneau : propriétés et emplois,” p. 19, 1968.
- [85] J. Catalot, “Résistance à la corrosion des fibres métalliques amorphes Application à la réparation des collecteurs par béton projeté fibré,” *7ème Congrès Int. CEECOR*, 2006.
- [86] B. De Guillebon, “Resistance a la corrosion de la fibre de fonte,” 1987.
- [87] P. Schießl, O. Mazanec, and D. Lowke, “SCC and UHPC - Effect of mixing technology on fresh concrete properties,” *Adv. Constr. Mater. 2007*, pp. 513–522, 2007, doi: 10.1007/978-3-540-72448-3_52.
- [88] D. C. González, M. Rahman, J. Mínguez, M. A. Vicente, and R. Hindi, “Influence of fibers and curing conditions on the pore morphology in plain and fiber-reinforced high-performance concrete through the use of computed tomography scan technology,” *Appl. Sci.*, vol. 10, 2020, doi: 10.3390/app10124286.
- [89] “NF P 18-459 (2010) : Essai pour béton durci - Essai de porosité et masse volumique.” p. 9.
- [90] J. M. Khatib and P. S. Mangat, “Influence of superplasticizer and curing on porosity and pore structure of cement paste,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 21, no. 5–6, pp. 431–437, 1999, doi: 10.1016/S0958-9465(99)00031-1.
- [91] “NF EN 12390-3 (2003) : Essais pour béton durci - Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes.” p. 20.
- [92] “NF EN 12390-13 (2014) : Essais pour béton durci - Partie 13 : Détermination du module sécant d'élasticité en compression.” p. 14.
- [93] A. Turatsinze, “Caractérisation microstructurale de la fissuration des bétons et mortiers en mode I de propagation.” 1992.
- [94] L. Xiao and Z. Li, “Early-age hydration of fresh concrete monitored by non-contact electrical resistivity measurement,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 38, no. 3, pp. 312–319, 2008, doi: 10.1016/j.cemconres.2007.09.027.
- [95] G. Cosoli, A. Mobili, F. Tittarelli, G. M. Revel, and P. Chiariotti, “Electrical resistivity and electrical impedance measurement in mortar and concrete elements: A systematic review,” *Appl. Sci.*, vol. 10, no. 24, pp. 1–43, 2020, doi: 10.3390/app10249152.
- [96] D.-N. WINSLOW and S. DIAMOND, “A Mercury Prosimetry Study of the Evolution of Porosity in Portland Cement,” vol. 5, no. 3, pp. 564–585, 1970.
- [97] R. F. Zollo, “Fiber-reinforced concrete: An overview after 30 years of development,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 19, no. 2, pp. 107–122, 1997, doi: 10.1016/s0958-9465(96)00046-7.
- [98] F. Vossoughi, “Electrical Resistivity of Carbon Fiber Reinforced Concrete,” *Carbon N. Y.*, pp. 1–19, 2004.
- [99] D. H. De Bem, D. Petzold, and B. Lima, “Effect of chemical admixtures on concrete ’ s electrical resistivity,” 2018, doi: 10.1108/IJBPA-11-2017-0058.
- [100] C. C. Araújo and G. R. Meira, “Correlation between concrete strength properties and surface electrical resistivity,” *Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, vol. 15, no. 1, pp. 1–16, 2022, doi: 10.1590/s1983-41952022000100003.
- [101] N. Sabbag and U. Osman, “Determination of the reinforced concrete strength by apparent resistivity depending on the curing conditions,” vol. 155, pp. 13–25, 2018, doi: 10.1016/j.jappgeo.2018.03.007.
- [102] T. Ferdiansyah, J. Balayssac, and A. Turatsinze, “Mesure de la variation de la résistance électrique du béton par pont de Wheatstone : application au suivi de la fissuration,” vol.

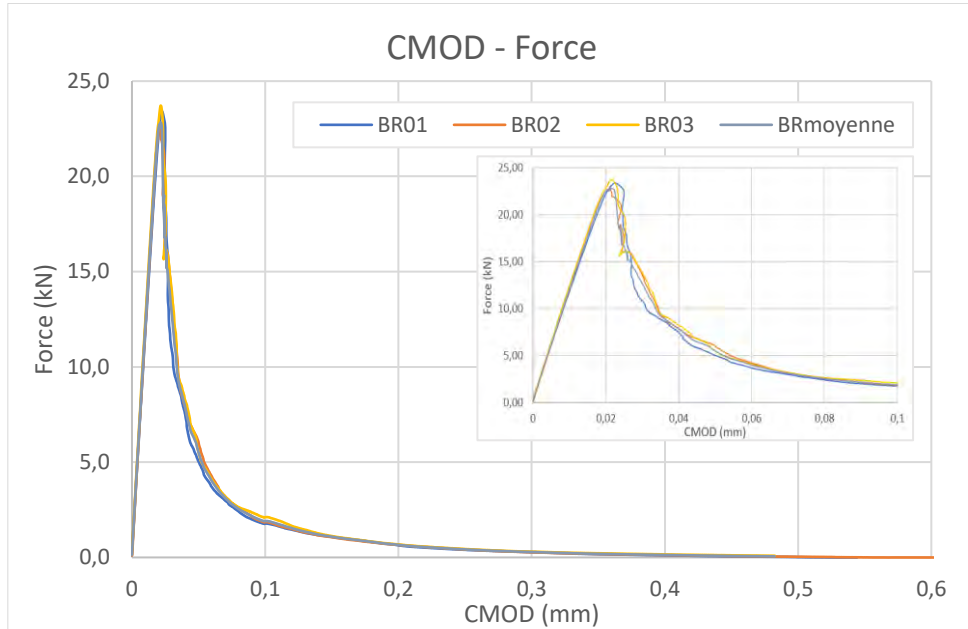
- 38, no. 2, pp. 130–133.
- [103] A. Turatsinze and A. Bascoul, “Restrained crack widening in mode I crack propagation for mortar and concrete,” *Adv. Cem. Based Mater.*, vol. 4, no. 3–4, pp. 77–92, 1996, doi: 10.1016/S1065-7355(96)90077-2.
- [104] A. C. Ho, A. Turatsinze, R. Hameed, and D. C. Vu, “Effects of rubber aggregates from grinded used tyres on the concrete resistance to cracking,” *J. Clean. Prod.*, vol. 23, no. 1, pp. 209–215, 2012, doi: 10.1016/j.jclepro.2011.09.016.
- [105] R. M. Ghantous, S. Poyet, V. L’Hostis, N. C. Tran, and R. François, “Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 95, pp. 257–269, 2017, doi: 10.1016/j.cemconres.2017.02.014.
- [106] fib, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. 2013.
- [107] S. Ding, S. Dong, A. Ashour, and B. Han, “Development of sensing concrete: Principles, properties and its applications,” *J. Appl. Phys.*, vol. 126, no. 24, 2019, doi: 10.1063/1.5128242.
- [108] X. Wang, A. Al-Tabbaa, and S. K. Haigh, “Measurement techniques for self-sensing cementitious composites under flexure,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 142, no. April, p. 105215, 2023, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2023.105215.

ANNEXES

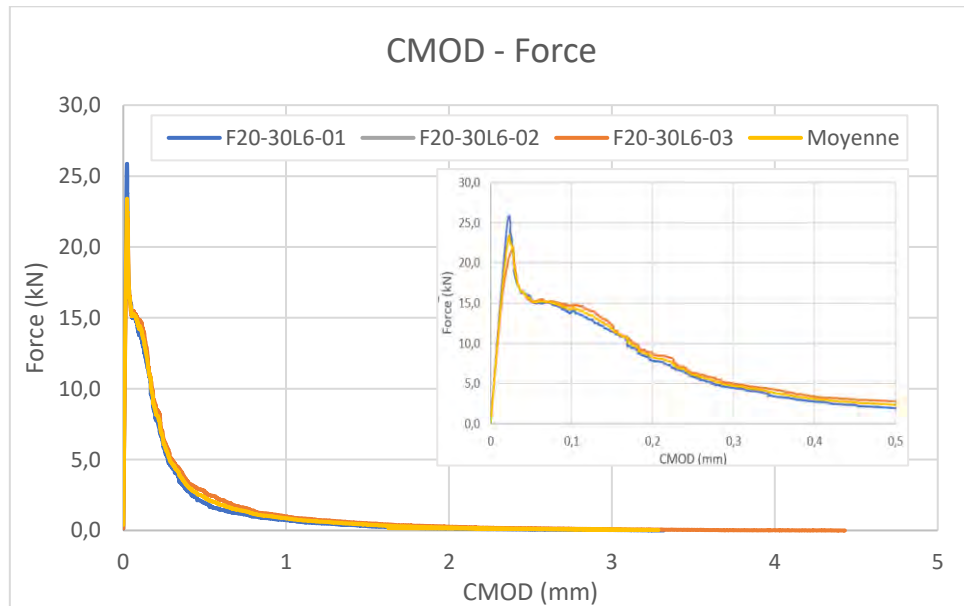
Annexes

Annexe A – Détails de toutes les courbes Force-CMOD des différentes formulations en traction par flexion

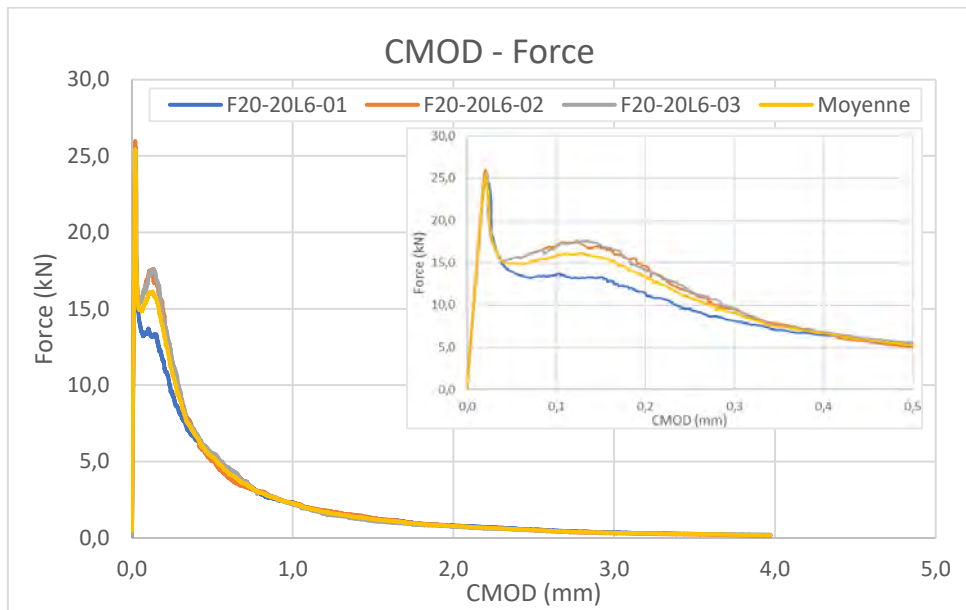
Éprouvettes « BR » :



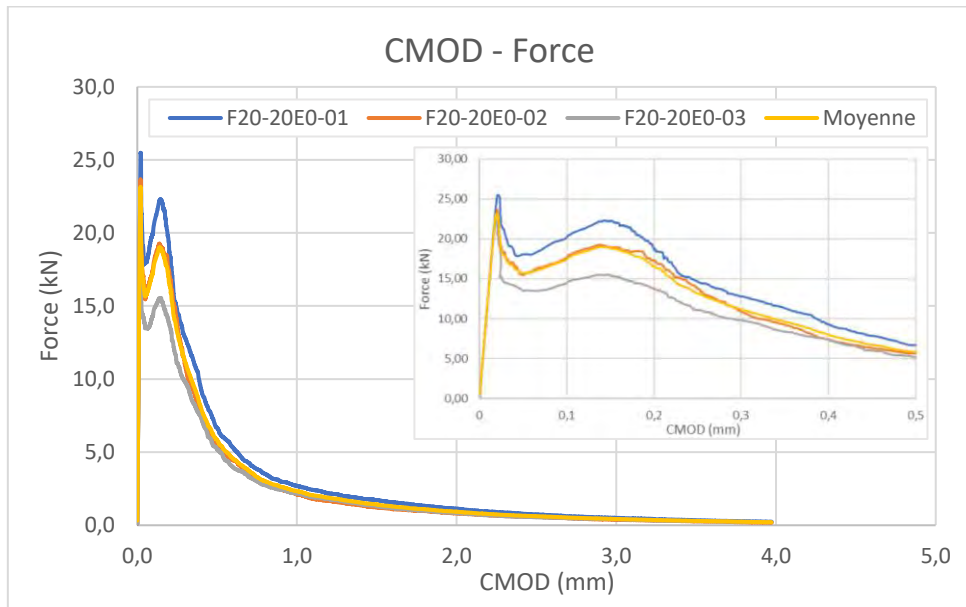
Éprouvettes « FF20-30L6 » :



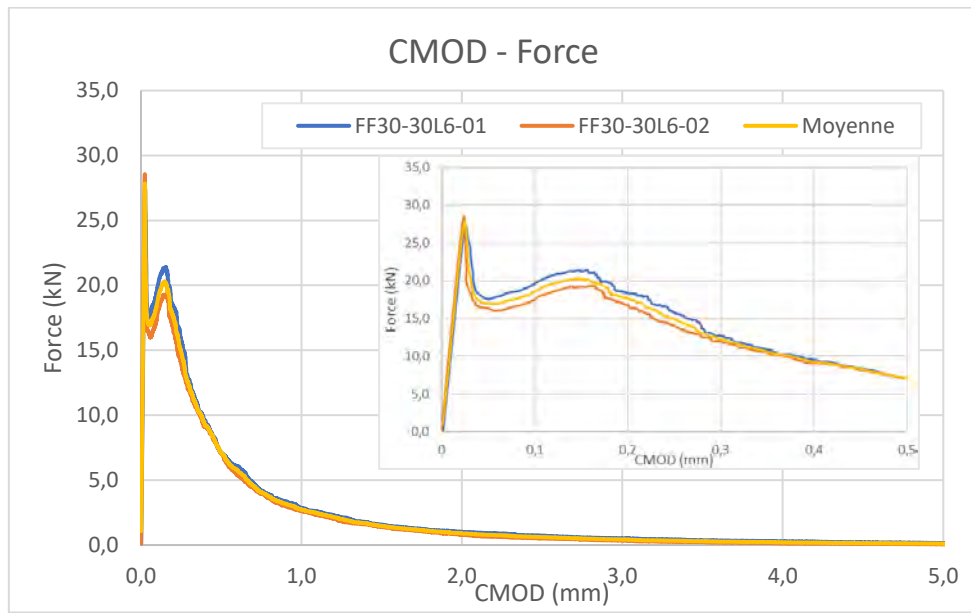
Éprouvettes « FF20-20L6 » :



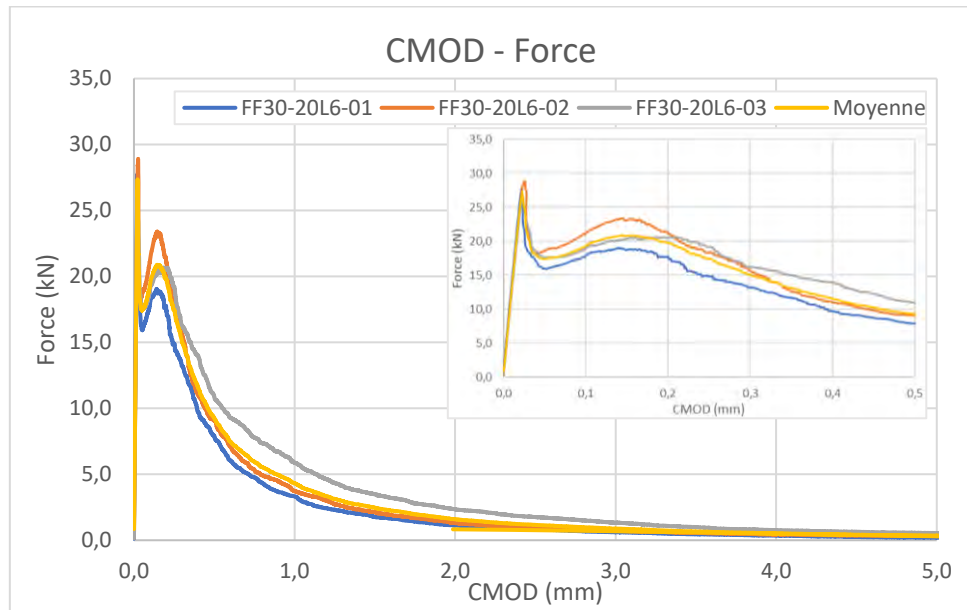
Éprouvettes « FF20-20E0 » :



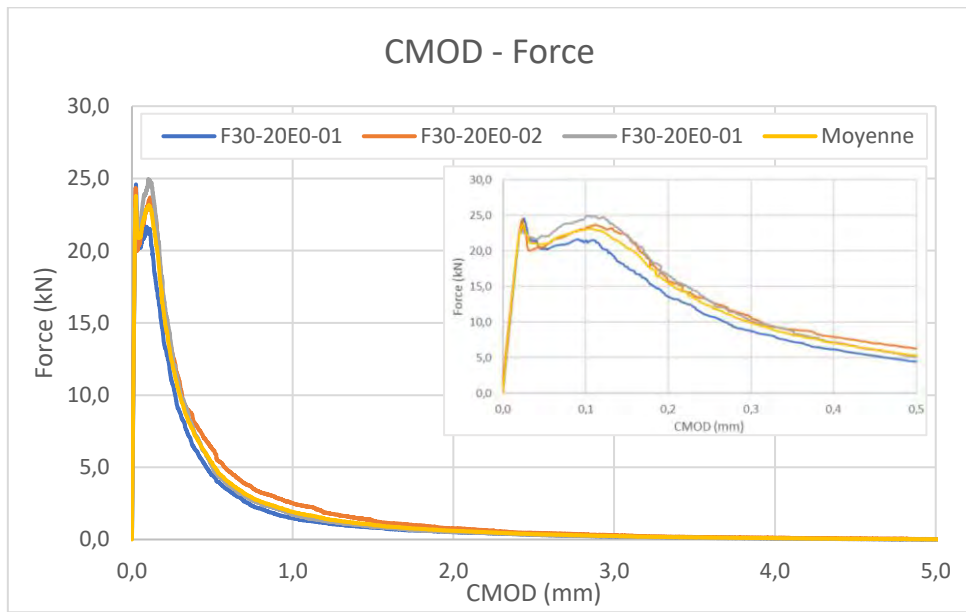
Éprouvettes « FF30-30L6 » :



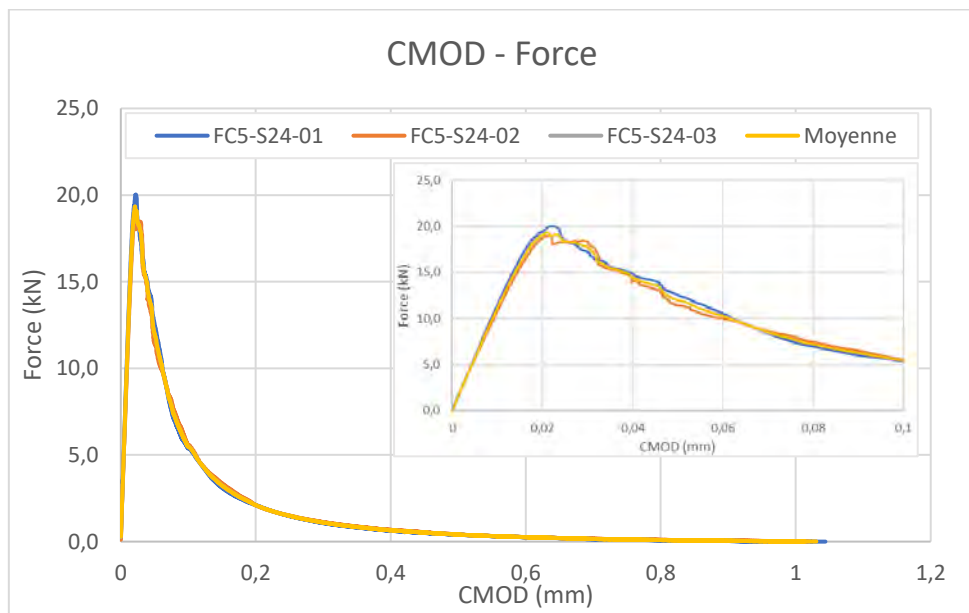
Éprouvettes « FF30-20L6 » :



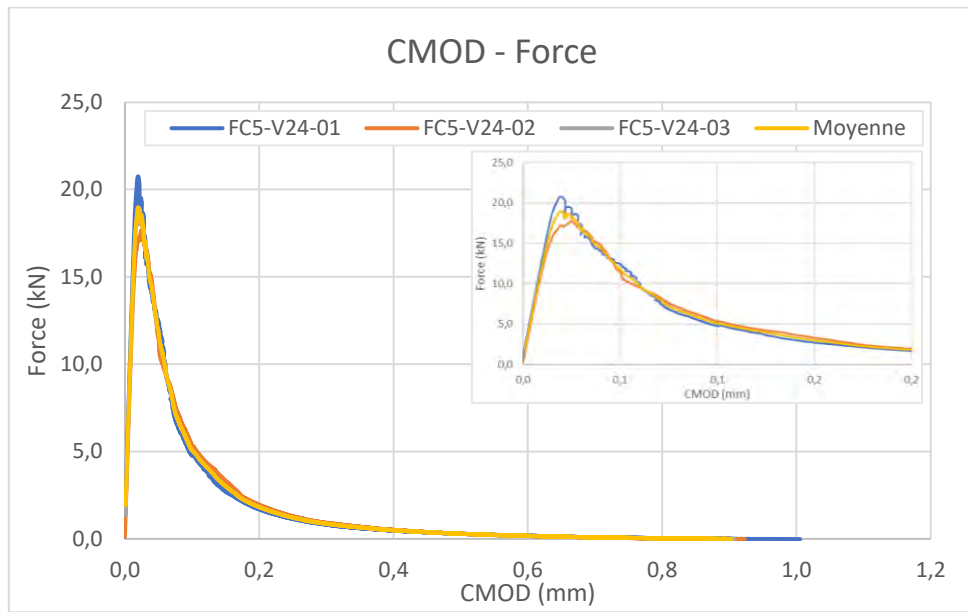
Éprouvettes « FF30-20E0 » :



Éprouvettes « FC5-S24 » :



Éprouvettes « FC5-V24 » :



Annexe B : Méthodes d'analyse par vidéo-corrélation

Dans le chapitre IV, la vidéo-corrélation a été utilisée pour caractériser l'état de fissuration des poutres. Ainsi, les fissures ont été détectées et leurs ouvertures suivies tout au long des essais. Pour rappel, les fissures ont été détectées grâce à un capteur fictif de déplacement placé dans la partie inférieure des poutres. Ce capteur permet de mesurer l'allongement de la fibre inférieure, au même niveau que les aciers longitudinaux (environ 3 cm de la face inférieure). Les mesures d'allongement sont données à intervalles réguliers, ici 1 cm. L'axe du capteur est orienté tel que en fléchissant, le déplacement en partie gauche de la poutre donne des valeurs négatives, et en partie droite, le déplacement est positif. Lorsqu'une fissure passe par le capteur fictif de déplacement, celui-ci détecte une brusque variation de « l'allongement », un saut brutal est alors observé. La valeur du saut permet ainsi d'en déduire l'ouverture. Dans la section IV.9.3, un seuil de saut de déplacement de 0,04 mm a été défini pour considérer la présence d'une fissure. Afin de déterminer la valeur de ce seuil, un travail de calibration a été réalisé. L'objectif était à la fois de réussir à détecter les fissures dès leur apparition tout en évitant de détecter des fissures inexistantes. Ainsi, avec un seuil trop élevé, certaines fines fissures peuvent ne pas être détectées. À l'inverse, si le seuil est trop bas, des déformations qui ne génèrent pas de discontinuités dans le champ de déplacement peuvent être considérés à tort comme des fissures.

Partie 1 : Identification des ouvertures de fissure et de leur position

La première étape de la méthode est, par une analyse d'image, de linéariser l'évolution de l'allongement mesuré afin de faciliter l'identification des sauts de valeur. La Figure V. 1 est donnée à titre d'exemple pour illustrer la méthode de détection de fissure à un niveau de chargement déjà avancé. Le résultat de la linéarisation, en vert sur la figure, consiste à identifier les sections rectilignes de l'évolution de l'allongement sur la longueur de la poutre. Sur l'exemple ci-dessous, les points verts indiquent des changements de sections.

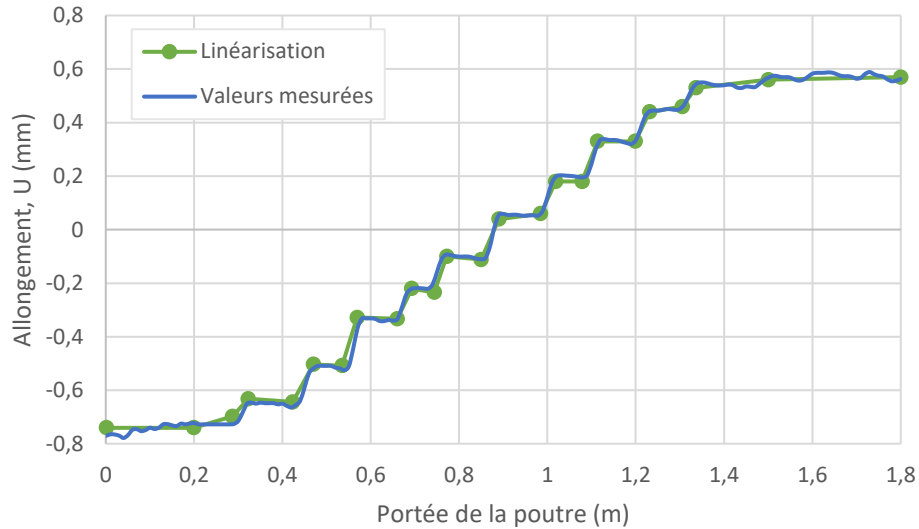


Figure V. 1 : Exemple d'application de l'étape 1 de linéarisation à partir des valeurs d'allongement mesurées

La courbe bleue correspond à l'allongement mesuré par un capteur fictif de déplacement. Une valeur de déplacement est donnée tous les centimètres sur l'ensemble de la portée de la poutre. A un niveau avancé de fissuration, l'allure de la courbe est en forme d'escalier. Les parties plus ou moins horizontales correspondent aux zones où le béton s'est faiblement allongé et les parties verticales indiquent la présence d'une fissure ou du moins une déformation localisée.

Ensuite, à partir des résultats linéarisés, la différence entre deux points consécutifs est calculée pour déterminer les valeurs des sauts suivant la relation V. 1.

$$\Delta U_i = U_{i+1} - U_i \quad V. 1$$

Avec :

ΔU_i , le saut d'allongement entre deux points consécutifs (en mm)

U_i , l'allongement à une abscisse x_i (en mm)

U_{i+1} , l'allongement à une abscisse x_{i+1} (en mm)

La position des sauts est alors déterminée en faisant la moyenne des abscisses de ces deux mêmes points selon la relation V. 2.

$$X_i = \frac{(x_{i+1} + x_i)}{2} \quad V. 2$$

Avec :

X_i , l'abscisse moyen du saut (en m)

Les résultats obtenus à la suite de cette étape sont illustrés sur la Figure V. 2.

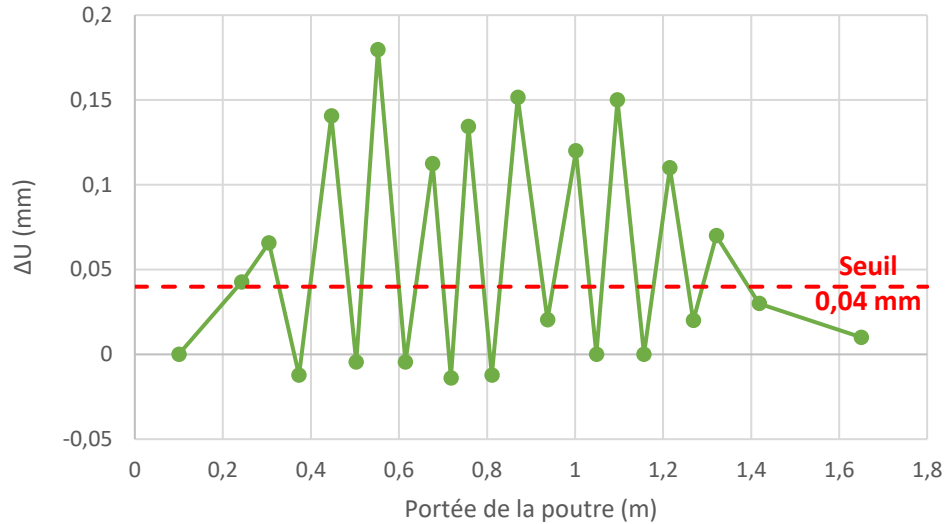


Figure V. 2 : Etape 2 : détermination de la valeur des sauts et de leur position sur la portée des poutres

L'étape suivante consiste à filtrer les valeurs en supprimant tous les sauts inférieurs au seuil identifiant une fissures (représenté en rouge sur la Figure V. 2).

Ainsi, le résultat obtenu est illustré sur Figure V. 3. Chaque point correspond à une fissure, définie par son ouverture sur l'axe des ordonnées et sa position sur l'axe des abscisses.

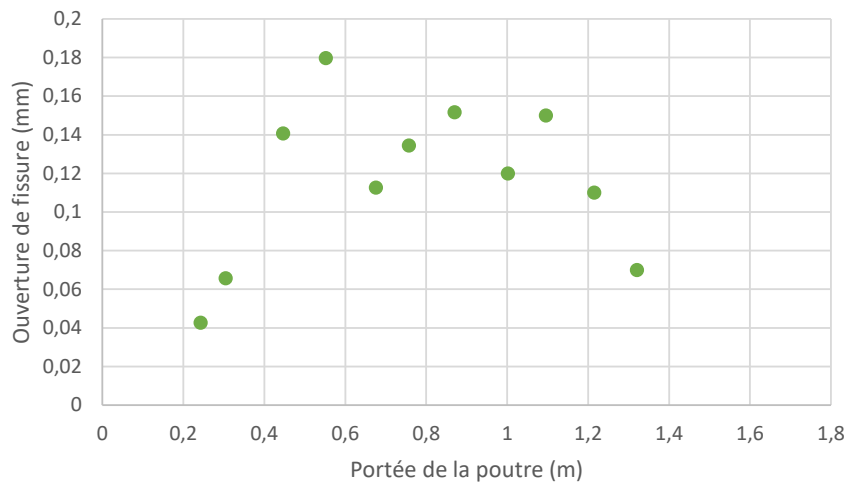


Figure V. 3 : Étape 3, positions et ouvertures des fissures

C'est ainsi qu'en répétant l'opération à différents niveaux de chargement que l'évolution des ouvertures de fissures a été réalisée.

Partie 2 : Calibration du seuil de définition d'une fissure

Afin de calibrer le seuil qui correspond à la valeur minimale de saut à observer pour admettre la présence d'une fissure, les analyses se sont portées sur les quatre poutres au moment où la force de première fissuration a été atteinte. Plusieurs valeurs seuils ont été testé afin de trouver celles qui mène à exactement une ou deux fissures.

Le Tableau V. 1 et la Figure V. 4 donnent le nombre de fissures détectées en fonction de la valeur seuil.

Tableau V. 1 : Nombre de fissures détecté vs seuil de définition au moment de la force de première fissuration - P1 à P4

Seuil (mm)	Nombre de fissures détectées			
	P1	P2	P3	P4
0	27	37	28	31
0,01	9	15	10	10
0,02	3	8	3	2
0,03	1	4	1	2
0,04	1	2	1	2
0,05	0	1	0	0
0,06	0	0	0	0
0,07	0	0	0	0
0,08	0	0	0	0
0,09	0	0	0	0
0,10	0	0	0	0

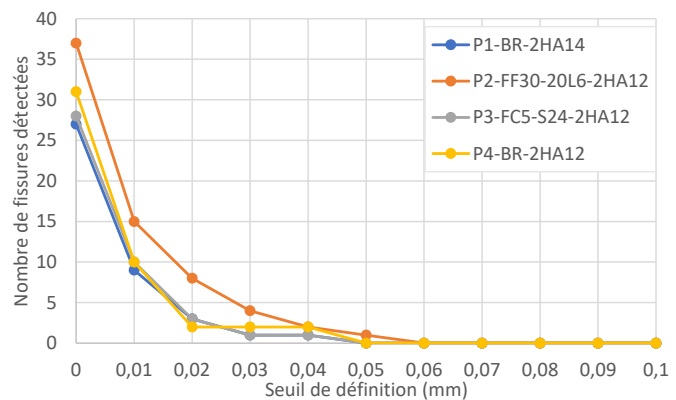


Figure V. 4 : Nombre de fissures détecté vs seuil de définition au moment de la force de première fissuration - P1 à P4

En faisant varier la valeur seuil de définition des fissures, le nombre de fissures détectées varie. La valeur la plus basse qui permet de détecter au maximum deux fissures au moment de la première fissuration est 0,04 mm. Au-delà de cette valeur, aucune fissure n'a été détectée pour 3 poutres. Au contraire, en prenant un seuil plus faible, un trop grand nombre de fissure est détecté.

Partie 3 : Calibration du seuil pour la détermination de la hauteur fissurée

Sans revenir en détail sur la méthode déjà présentée dans la section IV.9.4. Le but ici est d'expliquer comment un seuil d'allongement de 0,15 mm a été choisi pour la définition de la hauteur fissurée des poutres.

Pour rappel, la hauteur fissurée est calculée à partir des résultats de capteurs de déplacement disposés à intervalles réguliers sur la hauteur des poutres. Le capteur positionné en partie inférieure mesure l'allongement maximale, et plus la position du capteur est haute, plus l'allongement devient faible. A partir d'une certaine hauteur, l'allongement est négatif,

indiquant que le béton est comprimé. Il a été montré que l'évolution de l'allongement sur la hauteur des poutres diminue de manière linéaire. Ainsi, par une analyse régressive, une équation de droite a été déterminée pour chaque niveau de chargement.

La Figure V. 5 montre l'évolution de la hauteur fissurée en fonction de la force avec différentes valeurs de seuil en prenant l'exemple des résultats de la poutre P1 du chapitre IV.

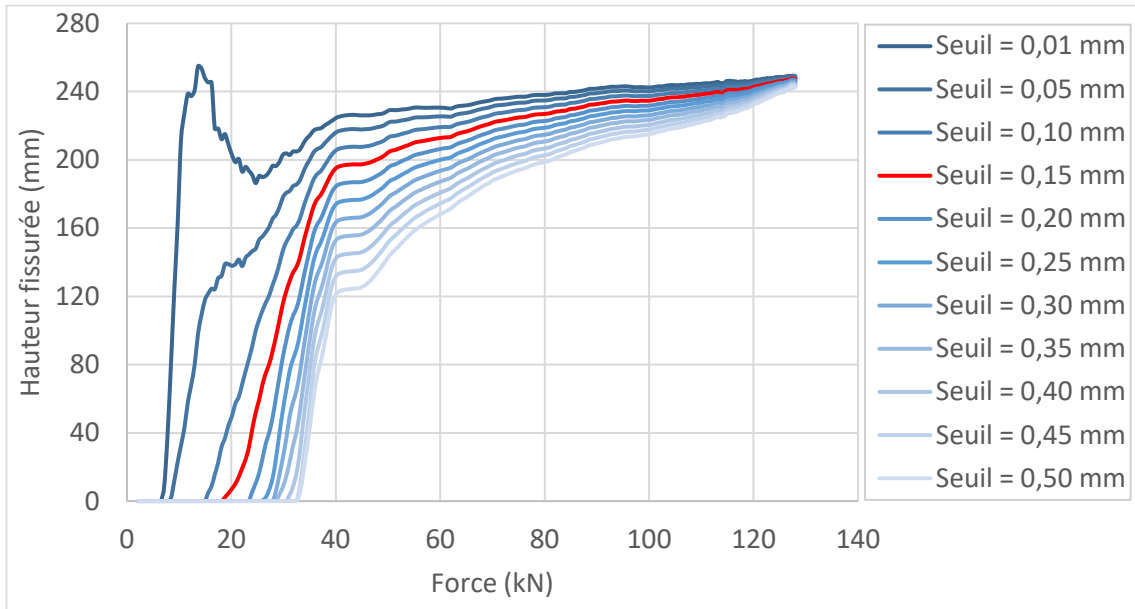


Figure V. 5 : Hauteur fissurée en fonction de la force pour différentes valeurs seuil d'allongement (exemple de la poutre P1)

L'objectif derrière la détermination de la hauteur fissurée a été de comparer les résultats de DIC avec les autres systèmes de mesures (mesures de résistance et EA). Les résultats de la Figure V. 5 montrent que lorsque le seuil est très faible, il y a beaucoup de variations au début de l'essai. A partir de 0,1 mm, l'évolution semble se stabiliser mais donne une hauteur fissurée déjà très élevée dès la force de première fissuration (aux alentours de 26 kN pour cette poutre). Pour les valeurs de seuil plus élevés, il n'y a pas forcément de hauteur fissurée alors que la première fissure a été amorcée. Ainsi, la valeur de ce seuil de 0,15 mm a été choisie de telle sorte que la hauteur fissurée soit définie dès le moment de la première fissuration.

Annexe C – Fiches techniques des matériaux

Direction Commerciale
Assistance
et Prescription Clients
Tel. : 01 34 77 78 81
Fax : 01 30 98 73 50



Version du : 26/02/2020
N° DoP : 0333-CPR-2204

Fiche produit	ROMBAS CEM III/A 52.5 L CE PM-ES-CP1 NF
----------------------	---

Caractéristiques physiques et mécaniques											
Compression en MPa				Eau pâte pure en %	Débit de prise en mn	Stabilité en mm	Masse volumique en g/cm ³	Surface Blaine en cm ² /g	Chaleurs en J/g		L*
1j	2j	7j	28j						41h	120h	
-	20	43	64	33.6	3H34	1	2.96	4315	289	-	73

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants		
Perte au feu	1.2	<u>Principaux</u>		Nature	Caractéristiques	
SiO ₂	29.6	Clinker (K) de Couvrot	35.0	<u>Clinker (K) de Couvrot</u>	CaO/SiO ₂	- 3.1
Al ₂ O ₃	8.6				C ₂ S+C ₃ S (%)	- 78
Fe ₂ O ₃	1.5	Laitier (S)	64.0		MgO (%)	- 1.0
TiO ₂	0.4				Al ₂ O ₃ (%)	- -
MnO	0.2	<u>Secondaires</u>			C ₃ S (%)	- 69
CaO	50.0	Calcaire (LL)			C ₂ S (%)	- 9
MgO	4.6				C ₃ A (%)	- 10
SO ₃	2.5	Cendres (V)			C ₄ AF (%)	- 8
K ₂ O	0.64					
Na ₂ O	0.36	<u>Sulfate de calcium</u>		<u>Calcaire</u>	CaCO ₃ (%)	90.0
P ₂ O ₅	-	Gypse		<u>(L ou LL)</u>	Vb (g/100g)	0.3
S--	0.56	Anhydrite	4.0		TOC (%)	0.08
Cl-	0.23	<u>Additifs</u>		<u>Laitier</u>	Laitier vitreux (%)	99.0
Insoluble	0.4	Agent de mouture	0.020	<u>(S)</u>	(CaO+MgO)/SiO ₂	1.3
Na ₂ O eq.	0.78	Agent réducteur de Cr VI	0.15		CaO+MgO+SiO ₂ (%)	84.4
Na ₂ O eq. Actif	-	Chlorure de sodium	0.380	<u>Cendres</u>	PF (%)	4.7
C ₃ A	-			<u>(V)</u>	CaO réactive (%)	< 10
C ₃ A+0.27xC ₂ S	-				SiO ₂ réactive (%)	35.0
C ₄ AF+2xC ₃ A	-			<u>Fumées de silice (D)</u>	SiO ₂ amorphe (%)	-
					PF (%)	-
					Aire massique BET (m ² /kg)	-

Etablissement	Vrac	Big bag	Sac 25 kg	Sac 35 kg
Usine de Rombas	Oui	Non	Non	Non
Dépôt de Gennevilliers	Oui	Non	Non	Non
Dépôt de Strasbourg	Oui	Non	Non	Non
Dépôt de Chelles	Oui	Non	Non	Non

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'auto-contrôle sont disponibles sur demande à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients



Siège social :
Bureaux Techniques
79000 Guéville
Tel. : 01 34 77 78 80
Fax : 01 34 77 78 50

SAS au capital de 500 000 000 €
Siren 624 620 080 RCS Guéville



**Carrières
du Boulonnais**

Tel. 03.21.99.67.00
Fax. 03.21.99.67.10

S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS
02250 FERQUES
R.C. CALAIS R 941 750 509 - APE 142A

Fiche Technique Produit

GRAVILLON lavé 4/12 mm (GL0412)

Référence normative	NF P 18-545, Article 10 Code : A
Nature Pétrographique	Calcaire viséen dur compact
Utilisation	Granulats pour bétons hydrauliques

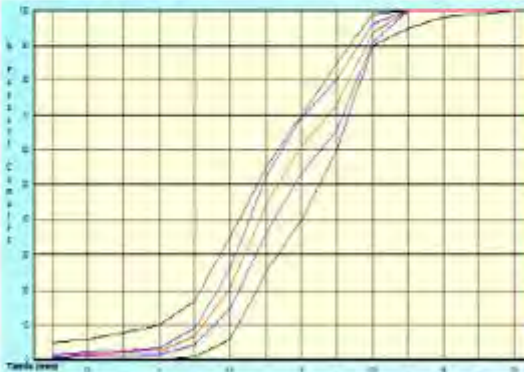
Spécifications contractuelles :

	20	140	D	Q1,4	d	q2	f	F1	LA
Taille (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
max			99,0	70,0	10,0	5,0	4,00	20	30
XS-1,25 SF	100,0	98,0	90,0	40,0					
XS-0,5			100,0	78,0	15,0	6,0	4,30	24	33
XS-0,2			97,0	85,0	34,0				
SF max					9,00				

Résultats : Granularité et propreté : Période du 05/05/12 au 05/11/12 (6 mois)
Autres caractéristiques : Période du 05/11/10 au 05/11/12 (24 mois)

	20	140	D	Q1,4	d	q2	f	F1	LA
Taille (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
max			97,0	74,5	4,3	2,4	1,33	14	28
XS-1,25 SF			98,2	69,4	3,4	1,7	0,51		25,2
XS-0,5	100,0	100,0	93,5	61,3	2,4	1,1	0,54	12,8	23,7
XS-0,2 SF	100,0	100,0	91,0	53,3					
max	100,0	100,0	87,0	42,4					
Ecart type SF	0,00	0,00	2,08	6,46	0,79	0,42	0,220		1,20
nb. valeurs	51	51	51	51	51	51	51	10	24


Fuseau de régularité de fabrication Moyenne de fabrication



Autres Caractéristiques


	Valeur	Devisé - Eau
MVR	2,67 t/m ³	03/09/12
WA24	0,7 %	03/09/12
Na2O eau	5,6 mg/kg	16/01/12
S total	0,03 %	16/01/12
Cl-	<0,0002%	16/01/12
MBF	1,9 g/kg	11/10/12
ImP	Néant	25/10/12
A.R	NR	16/01/12

Sensibilité au gel-dégel: GA.
Boulettes d'argile : Néant (25/10/2012)
Présence éventuelle de nodules ferreux.

Date et visa du responsable contrôle qualité
05/11/12 

Fiche n°: 1236

Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité



**Carrières
du Boulonnais**

Tel : 03 21 99 67 00
Fax : 03 21 99 67 10

S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS
82259 FERQUIES
R.C. CALAIS B 841 788 004 - APE 140A


Fiche Technique Produit

SABLE lavé 0/4 mm à 7 % de fines (SL0704)

Référence normative : NF P 18-545, article 10
Code : A

Nature Pétrographique : Calcaire viséen dur compact

Utilisation : Granulats pour bétons hydrauliques



AFNOR CERTIFIE
NF P 18-545
11, rue Pierre de Coubertin
91220 Evry-Courcouronnes

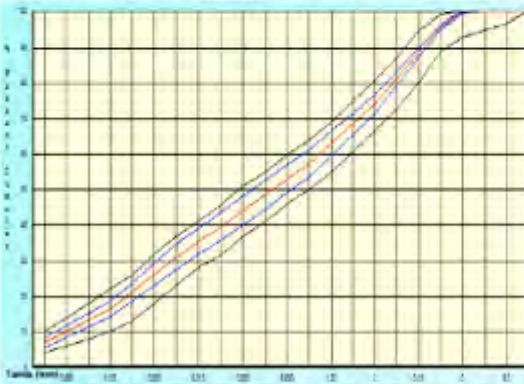
Spécifications contractuelles :

	20	1,40	0	2	1	0,5	0,25	0,125	f	FM	MS
Taille (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
VM			99,0		84,0		37,0		10,0	3,15	1,50
VM	100,0	96,0	89,0		50,0		23,0		4,0	2,55	
VM + U			100,0		66,0		41,0		12,0	3,30	2,00
VM - U		94,0	87,0		46,0		19,0		2,0	2,40	
U (mm)							4,24				0,150

Résultats : Granularité et propreté - Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)
Autres caractéristiques : Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)

	20	1,40	0	2	1	0,5	0,25	0,125	f	FM	MS
Taille (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
max			97,0		85,2		38,0		11,9	3,10	0,70
MV 1,25 ST			96,6		81,3		34,6		8,4	2,97	0,47
mojeune XT	100,0	100,0	95,8	74,3	57,4	44,3	31,1	16,4	7,0	2,81	0,54
XT - 1,25 ST	100,0	100,0	95,1		53,5		27,5		5,5	2,68	
max	100,0	100,0	94,0		49,8		25,3		5,0	2,49	
Coeff type ST	0,00	0,00	0,59	3,14	3,14	3,26	2,84	1,71	1,19	0,130	0,110
rb valeurs	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59

Fuseau de régularité de fabrication
 Moyenne de fabrication



Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité

Autres Caractéristiques

	Valeur	Dernier Essai
WA24	0,5 %	26/06/12
S total	0,09 %	13/01/12
C ⁺	<0,0002%	13/01/12
Na2O esp.	21,8mg/kg	13/01/12
MVR	2,67 l/m ³	26/06/12
A R	NR	13/01/12
PO	Négatif	13/01/12
Imp	Néant	23/07/12
SO3	0,06 %	13/01/12

Date et visa du responsable contrôle qualité
30/07/12

Fiche n°: 1189

283



Fiche technique

Betocarb® HP - OG

SITE:	ORSON, France (certifié ISO 9001)																														
DESCRIPTION DU PRODUIT:	Addition calcaire sélectionnée pour bétons hydrauliques et filler pour bétons hydrauliques hautes performances (EN 12620). Produit particulièrement adapté aux bétons de parement et architectoniques (essai L.G_007). Ce produit est de catégorie A selon la norme NF P 18-508.																														
COMPOSITION TYPE DE LA ROCHE	<table border="0"> <tr><td>CaCO₃</td><td>99,8</td><td>%</td></tr> <tr><td>Carbonates totaux</td><td>99,1</td><td>%</td></tr> <tr><td>Chlorures</td><td>0,001</td><td>%</td></tr> <tr><td>Sulfates</td><td>0,001</td><td>%</td></tr> <tr><td>Soufre total</td><td>0,005</td><td>%</td></tr> <tr><td>Matières organiques</td><td>0,01</td><td>%</td></tr> <tr><td>Essai au bleu de méthylène</td><td>0,3</td><td>g/kg</td></tr> <tr><td>Alcalins équivalents</td><td>0,005</td><td>%</td></tr> <tr><td>Silice totale</td><td>0,1</td><td>%</td></tr> <tr><td>Réactivité aux alcalins</td><td>NR</td><td></td></tr> </table>	CaCO ₃	99,8	%	Carbonates totaux	99,1	%	Chlorures	0,001	%	Sulfates	0,001	%	Soufre total	0,005	%	Matières organiques	0,01	%	Essai au bleu de méthylène	0,3	g/kg	Alcalins équivalents	0,005	%	Silice totale	0,1	%	Réactivité aux alcalins	NR	
CaCO ₃	99,8	%																													
Carbonates totaux	99,1	%																													
Chlorures	0,001	%																													
Sulfates	0,001	%																													
Soufre total	0,005	%																													
Matières organiques	0,01	%																													
Essai au bleu de méthylène	0,3	g/kg																													
Alcalins équivalents	0,005	%																													
Silice totale	0,1	%																													
Réactivité aux alcalins	NR																														
CARACTERISTIQUES TYPES DU PRODUIT:	<table border="0"> <tr><td>Granulométrie:</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>- Particules < 2 mm</td><td>100</td><td>%</td></tr> <tr><td>- Particules < 0,125 mm</td><td>100</td><td>%</td></tr> <tr><td>- Particules < 0,063 mm</td><td>97</td><td>%</td></tr> <tr><td>- Surface spécifique Blaine</td><td>482</td><td>m²/kg</td></tr> <tr><td>Blancheur CIE L*</td><td>85</td><td></td></tr> <tr><td>Indice d'activité à 28 jours</td><td>0,79</td><td></td></tr> <tr><td>Taux d'humidité départ usine</td><td>0,2</td><td>%</td></tr> </table>	Granulométrie:			- Particules < 2 mm	100	%	- Particules < 0,125 mm	100	%	- Particules < 0,063 mm	97	%	- Surface spécifique Blaine	482	m ² /kg	Blancheur CIE L*	85		Indice d'activité à 28 jours	0,79		Taux d'humidité départ usine	0,2	%						
Granulométrie:																															
- Particules < 2 mm	100	%																													
- Particules < 0,125 mm	100	%																													
- Particules < 0,063 mm	97	%																													
- Surface spécifique Blaine	482	m ² /kg																													
Blancheur CIE L*	85																														
Indice d'activité à 28 jours	0,79																														
Taux d'humidité départ usine	0,2	%																													
CARACTERISTIQUES GENERALES DU PRODUIT:	<table border="0"> <tr><td>Densité</td><td>2,7</td><td>g/ml</td></tr> <tr><td>Densité apparente tassée</td><td>1,5</td><td>g/ml</td></tr> </table>	Densité	2,7	g/ml	Densité apparente tassée	1,5	g/ml																								
Densité	2,7	g/ml																													
Densité apparente tassée	1,5	g/ml																													
APPLICATIONS PRINCIPALES:	REPARTITION GRANULOMETRIQUE (Malvern Mastersizer 2000)																														
Béton auto-plaçant Béton prêt à l'emploi Eléments préfabriqués architectoniques Applications spéciales - Béton projeté																															

CONDITIONNEMENT STANDARD:

- VRAC
- SAC (papier) de 25 kg sur palette

Les informations contenues dans cette fiche technique ne concernent que le matériel spécifique mentionné et ne concernent pas l'utilisation conjointement avec tout autre matériel ou dans tout procédé. Les informations fournies dans le présent document se basent sur des données techniques qui, à la connaissance de Orma, sont fiables, toutefois Orma ne fournit aucune garantie de complétude ou d'exactitude de ces informations, et Orma n'assume aucune responsabilité résultant de leur utilisation ou vis-à-vis de toutes réclamations, pertes ou dommages subis par une tierce partie. Toute personne recevant ces informations doit exercer son jugement propre en ce qui concerne leur utilisation appropriée et il incombe à l'utilisateur d'évaluer si le matériel convient (y compris en matière de sécurité) pour un usage particulier avant d'en faire usage.

Edition : 29.03.2012
Product information :
ISS 03.01_FR_C06P-FR00
© 2006, 14.5
version : 3

Fibres métalliques amorphes dédiées au renforcement des bétons et mortiers

Description produit

Composition

Alliage métallique amorphe $(Fe,Cr)_{80}(P,C,Si)_{20}$

Dimensions et caractéristiques par référence



Référence	FF30L6	FF20L6	FF20E0	FF15E0	FF10E0	FF5E0
Épaisseur	29 µm		24 µm			
Largeur	1,6 mm		1 mm			
Longueur	30 mm	20 mm		15 mm	10 mm	5 mm
Nombre moyen de fibres/kg	100 000	150 000	275 000	385 000	580 000	1 100 000
Diamètre équivalent	0,25 mm		0,18 mm			
Élasticité	120	80	111	83	56	28
Densité	7,2					
Module d'élasticité	130 GPa					
Surface spécifique	10 m ² par Kg					

Caractéristiques essentielles et certification CE du produit selon NF EN 14889-1

Référence	FF30L6	FF20L6	FF20E0	FF15E0	FF10E0	FF5E0
Système d'évaluation	Système 1	Système 1	Système 3	Système 1	Système 3	Système 3
Type d'utilisation évaluée	Structurelle	Structurelle	Non-structurelle	Structurelle	Non-structurelle	Non-structurelle
Résistance minimale à la traction	1400 MPa					

Cf. déclaration de performance CE du produit disponible sur <https://www.fibraflex.fr/>.

Caractéristiques techniques

Résistance à la traction		<ul style="list-style-type: none"> Résistance moyenne à la traction = 1 800 MPa (≥ 1 400 MPa garanti). Réduction des premières ouvertures de fissures → Améliore les performances mécaniques et la durabilité béton.
Finesse		<ul style="list-style-type: none"> Épaisseur = 24 ou 29 microns. Diamètre équivalent = 0,18 ou 0,25 mm (comme les microfibres d'acier BFUP). Nombre très élevé de fibres par Kg (jusqu'à 1,1 millions). Surface spécifique très élevée = Très haute adhérence à la matrice du béton.
Flexibilité		<ul style="list-style-type: none"> Processus plus facile (mélange, pompage ou pulvérisation). Moins de risques de blessures.
Résistance à la corrosion		<ul style="list-style-type: none"> Résistance à la corrosion et durabilité. Compatibilité au contact de l'eau potable.