



**HAL**  
open science

# Comportement au cours du temps des éléments de structure multi-matériaux collés : application aux structures hybrides béton – GFRP

Ibrahim Alachek

► **To cite this version:**

Ibrahim Alachek. Comportement au cours du temps des éléments de structure multi-matériaux collés : application aux structures hybrides béton – GFRP. Matériaux. Université de Lyon, 2018. Français. NNT : 2018LYSE1111 . tel-01912769

**HAL Id: tel-01912769**

**<https://theses.hal.science/tel-01912769v1>**

Submitted on 5 Nov 2018

**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.



N°d'ordre NNT : 2018LYSE1111

**THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON**  
opérée au sein de  
**l'Université Claude Bernard Lyon 1**  
**Ecole Doctorale N°162**  
**MEGA DE LYON**  
**(MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE)**

**Spécialité de doctorat : Génie Civil**  
**Discipline : Matériaux et structures**

Soutenue publiquement le 06/07/2018, par :  
**Ibrahim ALACHEK**

---

***Comportement au cours du temps des éléments de structure  
multi-matériaux collés : application aux structures hybrides  
béton – GFRP***

---

Devant le jury composé de :

Toussaint, Evelyne Professeur Université Clermont-Auvergne	Présidente
Benzarti, Karim Professeur université Paris-Est, IFSTTAR	Rapporteur
Caron, Jean-François Professeur École des Ponts ParisTech	Rapporteur
De Castro, Julia Chargée de cours École polytechnique fédérale de Lausanne	Examinatrice
Jurkiewicz Bruno Maître de conférences HDR Université Lyon 1	Directeur de thèse
Reboul, Nadège Maître de conférences Université Lyon 1	Co-directrice de thèse





# UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

## **Président de l'Université**

Président du Conseil Académique

Vice-président du Conseil d'Administration

Vice-président du Conseil Formation et Vie Universitaire

Vice-président de la Commission Recherche

Directrice Générale des Services

**M. le Professeur Frédéric FLEURY**

M. le Professeur Hamda BEN HADID

M. le Professeur Didier REVEL

M. le Professeur Philippe CHEVALIER

M. Fabrice VALLÉE

Mme Dominique MARCHAND

## ***COMPOSANTES SANTE***

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard

Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles Mérieux

Faculté d'Odontologie

Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques

Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation

Département de formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine

Directeur : M. le Professeur G.RODE

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Directeur : M. X. PERROT

Directeur : Mme la Professeure A-M. SCHOTT

## ***COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE***

Faculté des Sciences et Technologies

Département Biologie

Département Chimie Biochimie

Département GEP

Département Informatique

Département Mathématiques

Département Mécanique

Département Physique

UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives

Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon

Polytech Lyon

Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique

Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1

Ecole Supérieure du Professorat et de l'Éducation

Institut de Science Financière et d'Assurances

Directeur : M. F. DE MARCHI

Directeur : M. le Professeur F. THEVENARD

Directeur : Mme C. FELIX

Directeur : M. Hassan HAMMOURI

Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE

Directeur : M. le Professeur G. TOMANOV

Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID

Directeur : M. le Professeur J-C PLENET

Directeur : M. Y.VANPOULLE

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Directeur : M. le Professeur E.PERRIN

Directeur : M. G. PIGNAULT

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Directeur : M. N. LEBOISNE



## ***REMERCIEMENTS***

Pour l'accomplissement du mémoire de thèse qui suit, je tiens à remercier en premier lieu le laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction LMC<sup>2</sup> qui m'a accueilli, ainsi que son directeur Monsieur Emanuel Ferrier.

En second lieu, la première personne que je tiens à remercier est mon directeur de thèse Monsieur Bruno Jurkiewicz, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

En parallèle, je remercie sincèrement Mme Nadège Reboul, qui, en tant qu'encadrante de thèse, s'est toujours montrée à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de la thèse, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'elle m'a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Je remercie Messieurs Karim Benzarti et Jean-François Caron de m'avoir fait l'honneur de juger ce travail en tant que rapporteurs et ce malgré leurs emplois du temps très chargés. J'ai apprécié au plus haut point leurs questions pertinentes et l'ensemble de leurs remarques sur la thèse. Et bien évidemment, je remercie les examinatrices Mesdames Julia De Castro et Evelyne Toussaint. Je leur suis reconnaissante pour leur contribution à l'amélioration du discours de mon mémoire.

Pour leur soutien quotidien, leur gentillesse et leur accueil, je remercie tous les membres du laboratoire qui avec eux j'ai passé trois années très agréables. Merci tout particulièrement à Phi Long, Tala, Serge, Khaled, Mouhamad et Omayma avec qui j'ai pu travailler dans la joie et la bonne humeur.

Je remercie tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la réussite de ce travail et qui n'ont pas été cités ici.

De plus, je souhaite remercier mes amis qui ont toujours été à mes côtés et dont le soutien m'a été indispensable. Merci donc à Dana Radwan, Ranin Atwi, Feda Seblany, Majd Rabah, Mouhamad Rabah, Khaled Akoumi, Mouhamad Nassour, Ali Krayem, Ahmad Hamoud, Hussein Mouzannar, Mouhamad Ankouni, Mouhamad Mouazen, Hassan Hamad et Nabil Mroweh.

Mes dernières pensées vont vers ma famille, et surtout mes parents, pour leur amour et leur soutien constant. Je leur dédie cette thèse.



## **RESUME**

### **COMPORTEMENT AU COURS DU TEMPS DES ELEMENTS DE STRUCTURE MULTI-MATERIAUX COLLES : APPLICATION AUX STRUCTURES HYBRIDES BETON-GFRP**

Ce travail porte sur l'étude des comportements en flexion à court et long termes des poutres hybrides collées constituées d'un profilé pultrudé GFRP et d'une dalle en béton, assemblés par un joint de colle époxy. L'utilisation du collage dans des structures réelles se heurte encore à la réticence des concepteurs en raison du manque de garanties sur la durabilité à long terme et de l'absence d'outils de modélisation donnant la durée de vie en service des assemblages collés. La présente étude constitue donc un jalon dans cette démarche de compréhension du comportement à long terme de ces structures collées. Elle s'appuie sur analyse multi-échelles qui permet d'aborder le problème à l'échelle locale de l'interface (essai push-out) et à l'échelle globale de l'élément de structure (essai de flexion sur des poutres). Des essais de vieillissement accéléré ont tout d'abord été conduits pour étudier les effets de l'humidité et de la température sur l'adhésif seul et sur l'assemblage structural et il en ressort que l'eau, et notamment une immersion prolongée, s'avère particulièrement néfaste à la résistance au cisaillement des éprouvettes et modifie leur mode de ruine. La réponse instantanée de l'assemblage pultrudé-béton a ensuite été plus amplement étudiée. Grâce à une étude paramétrique expérimentale, une géométrie et une méthode de fabrication des éprouvettes ont été définies pour assurer la reproductibilité des résultats et limiter leur dispersion. De plus, un modèle numérique 3D a été développé dans le code d'éléments finis Cast3m et montre une distribution de contraintes, notamment de cisaillement, non uniforme le long de la surface de collage avec une concentration aux extrémités du joint. Une analyse paramétrique numérique a permis d'identifier les dimensions des dalles et du joint de colle comme des paramètres influents sur la résistance des éprouvettes. Enfin, le comportement en fluage d'une poutre hybride est étudié. Sous l'effet d'un vieillissement naturel, seul, le joint d'adhésif ne s'avère pas impacté. Des essais de fluage en flexion 3-points ont été effectués pour étudier les réponses à long terme du profilé seul et de la poutre hybride. Ils montrent une augmentation considérable du déplacement des poutres en raison du fluage et du retrait du béton et du fluage du profilé. Des modèles 3D en variables locales, dans le cadre de la viscoélasticité linéaire, sont développés dans Cast3m et permettent de fidèlement restituer l'évolution des déplacements et des états de déformation au cours du temps pour les différentes poutres testées.

**Mots-clés :** *Structures Hybrides Collées GFRP-Béton, Collage Structural, Essai Push-out, Vieillissement Accéléré, Eléments Finis, Viscoélasticité Linéaire.*

## ***ABSTRACT***

### ***TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF MULTI-MATERIAL BONDED STRUCTURAL MEMBERS: APPLICATION TO HYBRID STRUCTURES CONCRETE-GFRP***

This dissertation focuses on the short- and long-term responses of bonded hybrid beams consisting of a GFRP-pultruded profile bonded by an epoxy adhesive joint to a reinforced concrete-slab. The problems related to the durability and the long-term response of these structures still represent an open issue. The present study is meant to increase the knowledge and understanding of these hybrid structures in this context. Firstly, different accelerated ageing tests were carried out to evaluate the effects of some environmental agents such as water, moisture and freeze thaw cycles in the behaviour of GFRP/concrete bonded assemblies. Mechanical characterizations were carried out on control and exposed of both materials and push-out specimens to quantify the degradation and damage of the mechanical resistance of each material and of the adhesive bond properties. The water effect on the adhesion of the joints was found to be significant, especially at longer immersion times. The second part was directed at characterizing the push-out test. An experimental parametric study was performed to elaborate a methodology of fabrication of the push-out specimens that can reduce the dispersion of results and give an accurate prediction of the shear strength on a limited set of specimens. Also, a 3D finite-element model was developed using the finite-element code Cast3m. This model showed that the stress components, especially peel and shear stresses, are not constants across the bonding area and peaking near the free edges (stress concentrations). A numerical parametric study allowed to conclude that the most effective geometrical parameters influencing bond between GFRP and concrete were the bonded length and the dimensions of the concrete substrate. Last part deals with experimental and numerical investigations carried out to study the short- and long-term flexural behaviour of full-scale hybrid beams. All experiments showed considerable increase in beam deflection over time due to concrete creep and shrinkage and GFRP creep. Finally, 3D-finite-element models, realized with Cast3m, are developed based on the incremental formulation of the linear-viscoelasticity theory. The proposed models allow evaluation of the long-term deflection of the pultruded and hybrid beams. Using the proposed model, evolution with time of stresses, strains and displacements in different location of the hybrid beam are obtained.

***Keywords:*** *GFRP-Concrete Hybrid-Bonded Structures, Structural Bonding, Push-out Test, Accelerated Ageing, Finite Elements, Linear Viscoelasticity.*

# ***SOMMAIRE***

<b><i>COMPORTEMENT AU COURS DU TEMPS DES ELEMENTS DE STRUCTURE MULTI-MATERIAUX COLLES : APPLICATION AUX STRUCTURES HYBRIDES BETON – GFRP</i></b>	<b>1</b>
<b>REMERCIEMENTS</b>	<b>I</b>
<b>RESUME</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>IV</b>
<b>SOMMAIRE</b>	<b>V</b>
<b>TABLE DE MATIERES</b>	<b>II</b>
<b>TABLE DES FIGURES</b>	<b>VI</b>
<b>Liste des Tableaux</b>	<b>XVI</b>
<b>Liste des Principaux Symboles</b>	<b>XVIII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>11</b>
<b>CHAPITRE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE DU VIEILLISSEMENT DES ASSEMBLAGES PULTRUDE GFRP/BETON</b>	<b>51</b>
<b>CHAPITRE III : MODELISATION DE L’ESSAI PUSH-OUT</b>	<b>111</b>
<b>CHAPITRE IV : ÉTUDE EXPERIMENTALE DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS</b>	<b>189</b>
<b>CHAPITRE V : BASES POUR LA MODELISATION DU FLUAGE</b>	<b>231</b>
<b>CHAPITRE VI : MODELISATION DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS : PROFILE GFRP ET POUTRE HYBRIDE</b>	<b>265</b>
<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>	<b>293</b>
<b>REFERENCES</b>	<b>299</b>
<b>ANNEXE A : RECAPITULATIF DE TOUTES LES SERIES PUSH-OUT</b>	<b>311</b>
<b>ANNEXE B : SERIE POCB5</b>	<b>312</b>
<b>ANNEXE C : MESURES DES DEFORMATIONS DES EPROUVETTES PUSH-OUT</b>	<b>316</b>
<b>ANNEXE D : RESULTATS DE LA SIMULATION NUMERIQUE AVEC LES NOUVEAUX PARAMETRES DU MODELE ELASTOPLASTIQUE ENDOMMAGEABLE</b>	<b>318</b>
<b>ANNEXE E : EUROCODE 2 : MODELE CEB 90 (VERSION 99)</b>	<b>319</b>
<b>ANNEXE F : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB4</b>	<b>322</b>
<b>ANNEXE G : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB5</b>	<b>326</b>





# TABLE DE MATIÈRES

<b>COMPORTEMENT AU COURS DU TEMPS DES ELEMENTS DE STRUCTURE MULTI-MATERIAUX COLLES : APPLICATION AUX STRUCTURES HYBRIDES BETON – GFRP</b>	<b>1</b>
<b>REMERCIEMENTS</b>	<b>I</b>
<b>RESUME</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>IV</b>
<b>SOMMAIRE</b>	<b>V</b>
<b>TABLE DE MATIERES</b>	<b>II</b>
<b>TABLE DES FIGURES</b>	<b>VI</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>XVI</b>
<b>Liste des principaux symboles</b>	<b>XVIII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
Contexte général.....	1
Objectifs et méthodologie de l'étude.....	5
Organisation du mémoire.....	6
<b>CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>11</b>
<b>I.1 Introduction</b> .....	<b>11</b>
<b>I.2 Assemblage par collage</b> .....	<b>11</b>
<b>I.3 Matériaux constitutifs de l'assemblage béton / pultrudé</b> .....	<b>12</b>
I.3.1 Les adhésifs époxydes du génie civil.....	13
I.3.2 Béton.....	16
I.3.3 Matériau composite GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer).....	19
<b>I.4 Assemblages collés</b> .....	<b>23</b>
I.4.1 Mécanismes de l'adhésion .....	23
I.4.2 Caractérisation mécanique des assemblages.....	28
I.4.3 Modes de rupture des assemblages collés.....	33
I.4.4 Préparation de surface des substrats.....	34
<b>I.5 Les travaux antérieurs sur le vieillissement des assemblages collés.....</b>	<b>35</b>
I.5.1 Introduction.....	35
I.5.2 Durabilité des assemblages collés.....	36
I.5.3 Facteurs environnementaux favorisant le vieillissement .....	36
I.5.4 Vieillissement des assemblages collés.....	37
<b>I.6 Conclusions.....</b>	<b>47</b>
<b>CHAPITRE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE DU VIEILLISSEMENT DES ASSEMBLAGES PULTRUDE GFRP/BETON</b>	<b>51</b>

<b>II.1 Introduction.....</b>	<b>51</b>
<b>II.2 Matériaux constitutifs de l'assemblage béton/pultrudé.....</b>	<b>51</b>
II.2.1 Béton.....	51
II.2.2 Profilé pultrudé.....	52
II.2.3 Adhésif.....	52
<b>II.3 Géométries des corps d'épreuve.....</b>	<b>53</b>
II.3.1 Eprouvettes haltères d'adhésif.....	53
II.3.2 Béton.....	53
II.3.3 Corps d'épreuve push out.....	54
<b>II.4 Moyens d'essais utilisés.....</b>	<b>57</b>
II.4.1 Caractérisation de l'adhésif massif par essai de traction uniaxiale.....	57
II.4.2 Caractérisation du béton.....	57
II.4.3 Caractérisation de l'assemblage collé par test de push out.....	58
<b>II.5 Procédures de vieillissement accéléré.....</b>	<b>59</b>
II.5.1 Vieillissement naturel.....	59
II.5.2 Exposition en atmosphère saturée en humidité.....	59
II.5.3 Immersion à température contrôlée.....	60
II.5.4 Exposition aux cycles de gel/dégel.....	60
<b>II.6 Résultats expérimentaux.....</b>	<b>61</b>
II.6.1 Température de transition vitreuse de la colle Sikadur 31 EF.....	62
II.6.2 Caractérisation expérimentale du tube pultrudé.....	64
II.6.3 Influence du traitement de surface.....	66
II.6.4 Influence du mode de serrage sur le mode de ruine des éprouvettes push out.....	69
II.6.5 Caractérisation expérimentale de l'essai push out.....	73
II.6.6 Comparaison entre exposition en atmosphère saturée en humidité et immersion dans l'eau....	82
II.6.7 Vieillissement par immersion dans l'eau à 45°C.....	87
II.6.8 Vieillissement par exposition aux cycles de gel/dégel.....	100
II.6.9 Vieillissement naturel.....	103
<b>II.7 Bilan.....</b>	<b>107</b>
 <b>CHAPITRE III : MODELISATION DE L'ESSAI PUSH-OUT</b>	 <b>111</b>
<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>111</b>
<b>III.2 Analyse numérique par la méthode des éléments finis.....</b>	<b>111</b>
<b>III.3 Modélisation du comportement du béton.....</b>	<b>113</b>
III.3.1 Comportement du béton.....	113
III.3.2 Couplage endommagement et plasticité.....	116
III.3.3 Identification des paramètres.....	125
<b>III.4 Modélisation du comportement du profilé GFRP.....</b>	<b>126</b>
<b>III.5 Modélisation de l'interface.....</b>	<b>128</b>
III.5.1 Comportement à modéliser pour l'adhésif.....	128
III.5.2 Outils de modélisation de l'interface.....	129
<b>III.6 Modélisation de l'essai push out.....</b>	<b>137</b>
III.6.1 Géométrie à modéliser.....	137
III.6.2 Discrétisation et éléments finis utilisés.....	139
III.6.3 Simulations dans le domaine élastique linéaire.....	139
<b>III.7 Simulations dans le domaine non linéaire.....</b>	<b>145</b>

<b>III.8 Analyse paramétrique : Influence de la géométrie de l'éprouvette Push out sur ses propriétés mécaniques</b> .....	<b>165</b>
III.8.1 Influence de la configuration de l'essai .....	165
III.8.2 Influence de la forme du profilé : comparaison entre un tube creux carré et un profilé en I .	167
III.8.3 Influence de la formation de bourrelets d'adhésif sur le comportement de l'assemblage.....	169
III.8.4 Influence de la hauteur libre de l'éprouvette push out .....	170
III.8.5 Influence des dimensions du bloc de béton.....	173
III.8.6 Influence de la longueur collée (ou longueur de recouvrement) .....	180
III.8.7 Influence de l'épaisseur du joint de colle.....	182
<b>III.9 Synthèse</b> .....	<b>184</b>
<b>CHAPITRE IV : ÉTUDE EXPERIMENTALE DE LA REPOSE AU COURS DU TEMPS</b>	<b>189</b>
<b>IV.1 Introduction</b> .....	<b>189</b>
<b>IV.2 Revue bibliographique</b> .....	<b>189</b>
<b>IV.3 Réalisation des poutres mixtes collées et préparation des profilés pultrudés</b> .....	<b>194</b>
IV.3.1 Géométrie des corps d'épreuve .....	194
IV.3.2 Mise en œuvre.....	196
IV.3.3 Dispositif expérimental .....	198
<b>IV.4 Résultats expérimentaux</b> .....	<b>200</b>
IV.4.1 Caractérisation des matériaux utilisés .....	200
IV.4.2 Flexion trois-points sous une charge statique jusqu'à la ruine.....	205
IV.4.3 Essai de fluage .....	210
IV.4.4 Flexion trois points jusqu'à la ruine après fluage .....	221
<b>IV.5 Conclusions</b> .....	<b>228</b>
<b>CHAPITRE V : BASES POUR LA MODELISATION DU FLUAGE</b>	<b>231</b>
<b>V.1 Introduction</b> .....	<b>231</b>
<b>V.2 Modélisation du fluage : théorie de la viscoélasticité linéaire</b> .....	<b>231</b>
V.2.1 Introduction .....	231
V.2.2 Comportement viscoélastique linéaire unidimensionnel .....	231
V.2.3 Viscoélasticité linéaire tridimensionnelle.....	244
V.2.4 Synthèse .....	255
<b>V.3 Les méthodes simplifiées et les lois réglementaires</b> .....	<b>255</b>
V.3.1 La méthode du module effectif.....	255
V.3.2 La méthode du module effectif ajusté .....	256
<b>V.4 Modélisation du fluage de GFRP : modèle de Findley</b> .....	<b>256</b>
<b>V.5 Modélisation du fluage de l'adhésif</b> .....	<b>260</b>
<b>V.6 Conclusions</b> .....	<b>261</b>
<b>CHAPITRE VI : MODELISATION DE LA REPOSE AU COURS DU TEMPS : PROFILE GFRP ET POUTRE HYBRIDE</b>	<b>265</b>
<b>VI.1 Introduction</b> .....	<b>265</b>
<b>VI.2 Formulation par éléments finis de la théorie de viscoélasticité linéaire</b> .....	<b>266</b>
VI.2.1 Principe des travaux virtuels et les éléments finis .....	266
VI.2.2 Formulation variationnelle incrémentale .....	267

<b>VI.3</b>	<b>Modèle numérique : algorithme de calcul itératif.....</b>	<b>269</b>
<b>VI.4</b>	<b>Discrétisation des poutres en éléments finis : maillage et types des éléments .....</b>	<b>271</b>
VI.4.1	Profilé GFRP.....	271
VI.4.2	Poutre hybride collée .....	272
<b>VI.5</b>	<b>Identification des paramètres de la formulation incrémentale.....</b>	<b>273</b>
VI.5.1	Béton.....	273
VI.5.2	Profilé pultrudé GFRP .....	276
VI.5.3	Joint d'adhésif.....	278
<b>VI.6</b>	<b>Confrontation des résultat numériques aux résultats expérimentaux.....</b>	<b>279</b>
VI.6.1	Profilé GFRP pultrudé « Pu3 » .....	279
VI.6.2	Poutre hybride collée « PCB2 ».....	280
VI.6.3	Poutre hybride collée « PCB4 ».....	281
VI.6.4	Poutre hybride collée « PCB5 ».....	283
<b>VI.7</b>	<b>Exploitation des résultats numériques.....</b>	<b>285</b>
VI.7.1	Profilé pultrudé GFRP « Pu3 » .....	285
VI.7.2	Poutre hybride collée PCB2.....	286
<b>VI.8</b>	<b>Conclusions.....</b>	<b>290</b>
	<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>	<b>293</b>
	<b>REFERENCES</b>	<b>299</b>
	<b>ANNEXE A : RECAPITULATIF DE TOUTES LES SERIES PUSH-OUT</b>	<b>311</b>
	<b>ANNEXE B : SERIE POCB5</b>	<b>312</b>
<b>B.1</b>	<b>Caractérisation du béton.....</b>	<b>312</b>
<b>B.2</b>	<b>Caractérisation de l'adhésif massif.....</b>	<b>313</b>
<b>B.3</b>	<b>Résultats des essais push out.....</b>	<b>314</b>
	<b>ANNEXE C : MESURES DES DEFORMATIONS DES EPROUVETTES PUSH-OUT</b>	<b>316</b>
	<b>ANNEXE D : RESULTATS DE LA SIMULATION NUMERIQUE AVEC LES NOUVEAUX PARAMETRES DU MODELE ELASTOPLASTIQUE ENDOMMAGEABLE</b>	<b>318</b>
	<b>ANNEXE E : EUROCODE 2 : MODELE CEB 90 (VERSION 99)</b>	<b>319</b>
	<b>ANNEXE F : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB4</b>	<b>322</b>
	<b>ANNEXE G : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB5</b>	<b>326</b>

## **TABLE DES FIGURES**

Figure A : Analyse « du berceau au tombeau » de la consommation énergétique d'un mètre linéaire d'un profilé en I fabriqué de GFRP et de leurs impacts sur l'environnement et ceux d'un profilé fabriqué d'acier inoxydable [Kara and Manmek, 2009].....	1
Figure B : Influence de la présence de l'eau/humidité sur les différents matériaux (source google).....	3
Figure C : Comparaison entre les matériaux composites et les matériaux traditionnels.....	3
Figure D : Quelques applications des matériaux composites dans le domaine de Construction.....	4
Figure I-1 : Courbes contrainte/déformation en traction uni-axiale d'un époxy (a) comportement fragile, (b) ductile présentant un seuil de plasticité [GON 06].....	14
Figure I-2 : Variation du volume libre avec la température [GON 06].....	15
Figure I-3 : Variation de Tg en fonction de l'âge d'une résine époxyde [BRU 04].....	16
Figure I-4 : Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait.....	17
Figure I-5 : Fluage et retour de fluage [TOR 09].....	18
Figure I-6 : Exemples de ponts construits en GFRP : la passerelle de Lérida de longueur de 38 m construite en 2001 en Espagne (image à gauche), le premier pont routier construit en 2015 de 22 m de longueur en Pologne (images à droite).....	20
Figure I-7 : Procédé de pultrusion (Source : STRONGWELL, 2013).....	20
Figure I-8 : Composition d'un GFRP.....	21
Figure I-9 : Illustration de l'adhésion par ancrage mécanique [AWA 09].....	24
Figure I-10 : a) Mouillage parfait, b) Mauvais mouillage [TOU 14].....	24
Figure I-11 : Mouillage selon le modèle de Young [TOUT 14].....	25
Figure I-12 : Angle de contact d'une goutte d'eau déposée sur une surface d'aluminium a) non traitée, b) traitée au plasma, c) variation de l'angle de contact en fonction de la fréquence de plasma des ions [SHI 07].....	26
Figure I-13 : Théorie de la diffusion de l'adhésif a) interdiffusion de l'adhésif, b) assemblage des molécules à l'interface [BAL 12].....	26
Figure I-14 : Représentation schématique du modèle électrostatique [BAL 12].....	27
Figure I-15 : Classification de Bikerman des couches de faible cohésion [BAL 12].....	27
Figure I-16 : Représentation schématique de liaison chimique entre deux substrats [AWA 09].....	27
Figure I-17 : Représentation des différents modes de sollicitation : (I) clivage, (II) Cisaillement longitudinale, (III) Cisaillement transversal [BER 11(2)].....	28
Figure I-18 : Schémas simplifiés des tests de (a) traction bout à bout et (b) arrachement.....	29
Figure I-19 : Essai à simple recouvrement.....	29
Figure I-20 : Essai à double recouvrement.....	30
Figure I-21 : a) Géométrie d'une demi éprouvette permettant de garantir un état de déformation le plus homogène possible, b) Procédure de fixation de l'éprouvette sur les demi-disques supports [JOA 07].	30
Figure I-22 : Cisaillement indirect par compression.....	31
Figure I-23 : Essais de poussée a) push out, b) push in, c) double push out.....	32
Figure I-24 : Test de clivage en coin [POP 05].....	33
Figure I-25 : Essai de torsion/cisaillement Napkin-Ring.....	33
Figure I-26: Présentation schématique des modes de rupture des joints collés (a) rupture cohésive dans le substrat, (b) rupture cohésive dans l'adhésif, (c) rupture adhésive, (d) rupture mixte [BOR 09].....	33
Figure I-27 : Plastification du réseau polymère suite à la pénétration de l'eau [POP 06].....	40
Figure I-28 : Représentations schématiques de l'hydrolyse [MAR 07] (image à gauche), du mécanisme de lessivage (image à droite).....	40
Figure I-29 : Endommagement interfacial induit par les molécules d'eau dans un assemblage collé ...	41
Figure I-30 : Schéma récapitulatif des différents modes de pénétration de l'eau dans un assemblage collé [BRU 04].....	43

Figure II-1 : (a) Géométrie des éprouvettes haltères de l'adhésif (épaisseur $\approx 4.5$ mm), (b) Eprouvettes haltères de traction .....	53
Figure II-2: Géométrie d'une éprouvette d'essai push-out.....	54
Figure II-3 : Géométrie du moule utilisé pour la réalisation des prismes de béton .....	54
Figure II-4 : coulage et démoulage des prismes de béton.....	55
Figure II-5 : Ponçage du béton et du pultrudé .....	55
Figure II-6 : Collage de la première face a) application de l'adhésif sur les surfaces à coller, b) procédé de serrage de la première face .....	55
Figure II-7 : Collage de la deuxième face .....	56
Figure II-8 : Conservation des corps d'épreuve au laboratoire .....	56
Figure II-9 : Bétonnage des raidisseurs .....	56
Figure II-10 : Dispositif de fixation pour les essais de traction.....	57
Figure II-11 : Dispositif de chargement pour les essais push-out.....	58
Figure II-12 : Schéma représentatif de l'essai push out.....	59
Figure II-13 : Vieillissement humide (RH=85%).....	60
Figure II-14 : Vieillissement par immersion dans l'eau douce .....	60
Figure II-15 : Vieillissement par exposition aux cycles gel/dégel.....	61
Figure II-16 : La variation de température dans un cycle de gel-dégel .....	61
Figure II-17 : Montage de l'essai de mesure de Tg.....	62
Figure II-18 : (a) Couple de torsion imposé et lecture du couple au cours du temps (b) Courbes types issues d'un essai de relaxation avec le KINETECH .....	62
Figure II-19 : Superposition des courbes de relaxation, du couple instantané et du couple relaxé pour l'éprouvette n°1.....	63
Figure II-20 : Superposition des courbes de relaxation, du couple instantané et du couple relaxé pour l'éprouvette n°2.....	63
Figure II-21 : (a) Montage de l'essai de traction réalisé sur les coupons du pultrudé, (b) Géométrie des coupons du pultrudé .....	64
Figure II-22 : Résultats des essais de traction sur les coupons du tube pultrudé.....	65
Figure II-23 : (a) Montage de l'essai de compression réalisé sur le tronçon du tube pultrudé, (b) Positionnement des jauges de déformation sur le tronçon du tube pultrudé .....	65
Figure II-24 : Evolution des déformations dans le tube pultrudé sous compression .....	66
Figure II-25 : Modes de ruine des éprouvettes POCB1 .....	67
Figure II-26 : Modes de ruine des éprouvettes POCB2.....	68
Figure II-27 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB1 et POCB2) .....	68
Figure II-28 : Collage des éprouvettes push out avec double serrage .....	69
Figure II-29 : Comportement en compression du béton de la série POCB9 .....	70
Figure II-30 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif POCB9 .....	71
Figure II-31 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin des éprouvettes push out de la série POCB9 .....	72
Figure II-32 : Surfaces rompues des éprouvettes push out POCB9 .....	73
Figure II-33 : Utilisation de cales en plastique pour la série POCB16.....	74
Figure II-34 : Mode de chargement (a) de la série POCB17 et (b) de la série POCB18.....	74
Figure II-35 : Géométries et dimensions des éprouvettes (a) de la série POCB19 et (b) de la série POCB20 .....	74
Figure II-36 : (a) Eprouvette non rectifiée (POCB22), (b) Eprouvette rectifiée (POCB21) .....	75
Figure II-37 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB21 et POCB22).....	76
Figure II-38 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB21 et POCB22).....	76

Figure II-39 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB22 (sans rectification de dalles) et (b) POCB21 (avec rectification de dalles).....	77
Figure II-40 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB15 (joint d'épaisseur non contrôlée) et (b) POCB16 (joint d'épaisseur 2 mm).....	78
Figure II-41 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB15 et POCB16).....	78
Figure II-42 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB17 et POCB18).....	79
Figure II-43 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB17 (plaque de chargement) et (b) POCB18 (plaque avec cylindre).....	80
Figure II-44 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB19 et POCB20).....	81
Figure II-45 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB19 (tube pultrudé) et (b) POCB20 (profilé en I).....	81
Figure II-46 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB3 et POCB4).....	84
Figure II-47: Modes de rupture des éprouvettes vieilles par humidification (série POCB3).....	84
Figure II-48: Modes de rupture des éprouvettes vieilles par immersion (POCB4).....	85
Figure II-49 : Schéma représentatif de la diffusion de l'eau dans l'assemblage béton /époxy/pultrudé	85
Figure II-50 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB3 et POCB4).....	86
Figure II-51 : Pourcentage d'eau absorbée après vieillissement (POCB3 et POCB4).....	86
Figure II-52 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB6nv et POCB6v).....	89
Figure II-53 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB8nv et POCB8v).....	89
Figure II-54 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB10nv et POCB10v).....	89
Figure II-55 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB11nv et POCB11v).....	90
Figure II-56 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB12nv et POCB12v).....	90
Figure II-57 : Eprouvettes de colle après immersion.....	91
Figure II-58 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB6nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB6v).....	93
Figure II-59 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB8nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB8v).....	94
Figure II-60 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB10nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB10v).....	94
Figure II-61 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB11nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB11v).....	94
Figure II-62 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB12nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB12v).....	94
Figure II-63 : Développement des fissures à l'interface béton/colle après 10 mois d'immersion dans l'eau.....	96
Figure II-64 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB6nv et POCB6v).....	96
Figure II-65 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB8nv et POCB8v).....	96
Figure II-66 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB10nv et POCB10v).....	97



Figure II-67 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB11nv et POCB11v).....	97
Figure II-68 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB12nv et POCB12v).....	97
Figure II-69 : Faciès de ruine d'une éprouvette de la série (a) POCB10v (6 mois d'immersion), (b) POCB11v (8 mois d'immersion) et POCB12v (10 mois d'immersion).....	99
Figure II-70 : Histogramme représentant le rapport entre la contrainte de cisaillement des éprouvettes de contrôle et celle des éprouvettes vieilles par immersion à 45°C pour les différentes durées de vieillissement.....	99
Figure II-71 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB7nv et POCB7v).....	101
Figure II-72 : mode de ruine des éprouvettes : (a) non vieilles (POCB7nv) et (b) vieilles (POCB7v).....	102
Figure II-73 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin pour la série POCB7nv.....	103
Figure II-74 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif des séries (a) POCB13 et (b) POCB14.....	105
Figure II-75 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin pour les séries (a) POCB13 et (b) POCB14.....	106
Figure II-76 : Faciès de ruine des éprouvettes vieilles naturellement pendant 1 an (série POCB13) .	107
Figure II-77 : Faciès de ruine des éprouvettes vieilles naturellement pendant 20 mois (série POCB14).....	107
Figure III-1 : Traction simple (Terrien 1980).....	114
Figure III-2: phases du comportement en compression du béton.....	115
Figure III-3: Modélisation du comportement uni-axial du béton par le modèle de Mazars.....	118
Figure III-4 : Modèle de Mazars, tracé de la fonction seuil dans le plan $\sigma_3=0$ (Mazars, 1984).....	119
Figure III-5 : Pente de déchargement dans le cas uni-axial. Expérience, endommagement et plasticité [JAS 04].....	120
Figure III-6 : Microstructure de composites.....	126
Figure III-7 : Directions d'orthotropie.....	127
Figure III-8 : Configuration des éléments adhésifs développés par Taylor [AND 01].....	129
Figure III-9 : la géométrie de référence et les modèles simplifiés proposés pour modéliser un joint à simple recouvrement par [CAS 09].....	130
Figure III-10 : Schéma représentatif de l'interface béton/colle [LUO 12].....	132
Figure III-11 : Diverses formes de la loi de séparation [BIS 13(2)].....	133
Figure III-12 : Maillage joint à simple recouvrement en 2D [JOA 07].....	134
Figure III-13 : Élément d'interface [GON 02].....	135
Figure III-14 : Les directions locales et les vecteurs unitaires des éléments d'interface [GON 02] ....	135
Figure III-15 : Répartition des contraintes de cisaillement et de pelage dans un joint à simple recouvrement [EDL 92].....	137
Figure III-16 : Géométrie à modéliser.....	138
Figure III-17 : Les conditions aux limites et de symétrie appliquées sur l'éprouvette push out.....	138
Figure III-18 : Schéma représentatif des conditions de symétrie et aux limites appliquées sur le modèle.....	138
Figure III-19 : a) un élément quadratique de forme cubique (20 nœuds CU20) b) un élément tétraédrique (4 nœuds TET4) c) un élément hexaédrique (8 nœuds CUB8).....	139
Figure III-20 : Comparaison entre les résultats des différents éléments massifs testés.....	140
Figure III-21 : Comparaison entre les éléments tétraédriques TET4 et les éléments joints JOT3 (distribution des contraintes à l'interface).....	141
Figure III-22 : Comparaison entre les éléments cubiques CUB8 et les éléments joints JOI4 (distribution des contraintes à l'interface le long de l'axe de symétrie).....	142

Figure III–23 : Comparaison entre les éléments massifs et les éléments joints (distribution des contraintes à 10 mm de l’interface) .....	143
Figure III–24 : Test de convergence (éléments TET4) .....	144
Figure III–25 : Test de convergence (éléments CUB8).....	144
Figure III–26 : Méthode de Newton-Raphson .....	145
Figure III–27 : Maillage volumique et nombre de nœuds utilisé des matériaux constituant l’éprouvette push-out.....	147
Figure III–28 : Comparaison entre le comportement mécanique du béton sollicité en compression expérimentalement et la réponse du modèle Endo-Plas pour un essai de compression pour le jeu de paramètres utilisé.....	148
Figure III–29 : Réponse volumique du béton en compression.....	149
Figure III–30 : Réponse du modèle pour un essai de traction.....	149
Figure III–31 : Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec le modèle plastique endommageable pour l’éprouvette n°2 de la série POCB21 .....	151
Figure III–32 : (a) Courbes force déplacement expérimentales pour les éprouvettes de référence, (b) Evolution de la charge numérique en fonction du déplacement imposé en tête du tube pultrudé (résultat numérique) .....	152
Figure III–33 : Cartographie de l’endommagement à la charge de ruine $F_u$ .....	153
Figure III–34 : Evolution de l’endommagement dans le bloc du béton sur l’interface au cours du chargement .....	154
Figure III–35 : mode de ruine de l’éprouvette n°2 de la série POCB21 .....	154
Figure III–36 : Géométrie (a) du quart de l’éprouvette push out avec les lignes de grille, (b) de l’interface béton/colle avec les lignes de quadrillage principales.....	155
Figure III–37 : (a) Distribution de la contrainte de pelage $\sigma_{xx}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre).....	156
Figure III–38 : Distribution des contraintes de pelage à l’interface $\sigma_{xx}$ calculées dans le béton et le pultrudé le long de l’axe de symétrie à 19 % de $F_u$ (figure à gauche) et 100% $F_u$ (figure à droite) ....	157
Figure III–39 : (a) Distribution de la contrainte $\sigma_{zz}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre) .....	158
Figure III–40 : Distribution des contraintes normales axiales $\sigma_{zz}$ à l’interface au niveau de l’axe de symétrie calculées dans le béton et le pultrudé à 19 % de $F_u$ (figure à gauche) et à 100% $F_u$ (figure à droite) .....	159
Figure III–41 : (a) Distribution de la contrainte $\sigma_{yy}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre) .....	160
Figure III–42 : (a) Distribution de la contrainte $\sigma_{xz}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre) .....	161
Figure III–43 : Distribution des contraintes de cisaillement $\sigma_{xz}$ à l’interface au niveau de l’axe de symétrie calculées dans le béton et le pultrudé à 19% de $F_u$ (figure à gauche) et à 100% $F_u$ (figure à droite) ..	162
Figure III–44 : (a) Distribution de la contrainte $\sigma_{xy}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre) .....	163
Figure III–45 : (a) Distribution de la contrainte $\sigma_{yz}$ à l’interface béton / adhésif à $F_u$ et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l’axe de symétrie ( $y = 0$ mm), (c) le long de l’axe situé en $y = 25$ mm et (d) le long de l’axe situé en $y = 50$ mm (face latérale libre) .....	164
Figure III–46 : Géométrie de l’éprouvette push out ; (a) deux tubes pultrudés + un bloc de béton (Configuration 1), (b) deux blocs de béton + un tube pultrudé (Configuration 2) .....	165
Figure III–47 : Influence de la configuration de l’essai sur la courbe charge-déplacement.....	166

Figure III–48 : Influence de la configuration d’essai sur la distribution ; (a) de la contrainte de cisaillement $\sigma_{xz}$ et (b) de la contrainte pelage $\sigma_{xx}$ , à l’interface, le long de l’axe de symétrie à la charge de ruine numérique.....	166
Figure III–49 : Cartographie de l’endommagement, à la charge de ruine, pour (a) la configuration 1 et (b) la configuration 2 .....	167
Figure III–50 : (a) Géométrie de l’éprouvette push out avec un tronçon de profilé en I, (b) Influence de la forme du profilé sur la courbe charge-déplacement .....	168
Figure III–51 : Evolution de la cartographie de l’endommagement dans le cas du profilé en I .....	168
Figure III–52 : Influence de la forme du profilé sur la distribution (a) de la contrainte de cisaillement $\sigma_{xz}$ et (b) de la contrainte de pelage à l’interface adhésif/béton $\sigma_{xx}$ le long de l’axe de symétrie .....	168
Figure III–53 : Géométrie de l’éprouvette push out avec un bourrelet d’adhésif .....	169
Figure III–54 : (a) Influence de la présence du bourrelet d’adhésif sur la courbe charge-déplacement, (b) Cartographie de l’endommagement à la ruine pour l’éprouvette modélisée avec un bourrelet d’adhésif .....	170
Figure III–55 : Influence de la présence du bourrelet d’adhésif sur la distribution (a) de la contrainte de cisaillement $\sigma_{xz}$ et (b) de la contrainte de pelage $\sigma_{xx}$ le long de l’axe de symétrie à l’interface adhésif/béton .....	170
Figure III–56 : Géométrie des éprouvettes utilisées pour l’étude de l’influence de la hauteur libre ....	171
Figure III–57 : Variation de comportement global de l’éprouvette push out en fonction de la hauteur libre .....	172
Figure III–58 : Cartographie de l’endommagement à la ruine pour les différentes valeurs de la hauteur libre .....	172
Figure III–59 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement le long de l’axe de symétrie, à l’interface adhésif/béton, en fonction de la hauteur libre.....	173
Figure III–60 : (a) Géométrie des éprouvettes modélisées, (b) Comportement global de l’assemblage en fonction de l’épaisseur du bloc de béton.....	174
Figure III–61 : Cartographie de l’endommagement en fonction de l’épaisseur du bloc de béton .....	175
Figure III–62 : Distribution (a) de la contrainte de pelage et (b) de la contrainte de cisaillement le long de l’axe de symétrie, sur l’interface collée adhésif/béton, en fonction de l’épaisseur du bloc de béton....	175
Figure III–63 : Distribution de la contrainte de pelage $\sigma_{xx}$ , à l’interface adhésif/béton pour une épaisseur du bloc de : (a) 50 mm et (b) 100 mm.....	175
Figure III–64 : (a) Géométrie des éprouvettes modélisées, (b) Courbe charge-déplacement en fonction de la largeur du bloc de béton .....	176
Figure III–65 : Evolution de la cartographie de l’endommagement en fonction de la largeur du bloc de béton.....	177
Figure III–66 : Distribution (a) de la contrainte de pelage et (b) de la contrainte de cisaillement le long de l’axe de symétrie, sur l’interface collée adhésif/béton, en fonction de la largeur du bloc de béton.....	177
Figure III–67 : Distribution de la contrainte de pelage $\sigma_{xx}$ , à l’interface adhésif/béton pour une largeur du bloc de béton de : (a) 50 mm et (b) 100 mm .....	177
Figure III–68 : Distribution de la contrainte de cisaillement $\sigma_{xz}$ , à l’interface adhésif/béton pour une largeur du bloc de béton de : (a) 50 mm et (b) 100 mm .....	178
Figure III–69 : (a) Géométrie des éprouvettes testées, (b) Courbe charge-déplacement en fonction de la longueur du bloc de béton .....	179
Figure III–70 : Cartographie de l’endommagement dans le bloc du béton en fonction de la longueur de la dalle .....	179
Figure III–71 : Distribution de la contrainte normale axiale $\sigma_{zz}$ sur l’axe de symétrie en fonction de la longueur du bloc de béton .....	180
Figure III–72 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement sur l’axe de symétrie en fonction de la longueur du bloc de béton.....	180
Figure III–73 : (a) Géométrie des éprouvettes testées, (b) Courbe charge-déplacement de l’assemblage en fonction de la longueur collée .....	181

Figure III-74 : Cartographie de l'endommagement du bloc de béton en fonction de la longueur collée .....	181
Figure III-75 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement à l'interface sur l'axe de symétrie en fonction de la longueur collée .....	182
Figure III-76 : Influence de l'épaisseur du joint sur le comportement global de l'éprouvette push out .....	183
Figure III-77 : Cartographie de l'endommagement de dalle de béton, à la ruine, en fonction de l'épaisseur du joint .....	184
Figure III-78 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement le long de l'axe de symétrie, à l'interface adhésif/béton, en fonction de l'épaisseur du joint .....	184
Figure IV-1 : Vues longitudinale et transversale du profilé (dimensions en mm).....	195
Figure IV-2 : Vues longitudinale et de dessus des poutres mixtes (dimensions en mm) .....	195
Figure IV-3 : Sections transversales de la poutre PCB1 .....	196
Figure IV-4 : Sections transversales des poutres mixtes PCB2, PCB3, PCB4 et PCB5 .....	196
Figure IV-5 : Etapes de fabrication de la poutre hybride (a) coffrage et ferailage des dalles, (b) Bétonnage des dalles, (c) décoffrage des dalles, (d) bétonnage des raidisseurs, (e) décoffrage des raidisseurs, (f) surface du béton poncée (ponçage),(g) Collage de la dalle au profilé, (h) serrage, (i) bétonnage des réservations.....	197
Figure IV-6 : Dispositif de l'essai de fluage.....	198
Figure IV-7 : Positions des points de mesure des déplacements pour les poutres mixtes .....	199
Figure IV-8 : Position des jauges de déformation pour les poutres mixtes PCB1, PCB2 et PCB3 (dimensions en mm).....	199
Figure IV-9 : Position des jauges de déformation pour les poutres mixtes PCB4 et PCB5 (dimensions en mm) .....	199
Figure IV-10 : Position des jauges de déformation pour les profilés pultrudés seuls (dimensions en mm) .....	200
Figure IV-11 : Essai de traction sur des éprouvettes de GFRP .....	202
Figure IV-12 : Courbes contrainte-déformation des éprouvettes GFRP découpées (a) dans l'âme .....	202
Figure IV-13 : Dispositif de l'essai flexion trois points sur le profilé GFRP .....	203
Figure IV-14 : (a) Courbe de variation de $\delta PL$ en fonction $L2$ , (b) Courbe de variation de $\delta PL3$ en fonction $1L2$ .....	203
Figure IV-15 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif de poutres (a) PCB3, (b) PCB4 et (c) PCB5 .....	205
Figure IV-16 : Mode de ruine de la poutre PCB1 (a) cisaillement de l'âme du profilé, (b) dégradation du béton de la partie supérieure de dalle, (c) Ecrasement de l'appui nord, (d) apparition de fissures à l'appui sud .....	206
Figure IV-17 : Comportement global de la poutre PCB1 .....	207
Figure IV-18 : Déformations en section centrale de la poutre PCB1 .....	208
Figure IV-19 : Comportement global à mi portée de la poutre PCB3 .....	209
Figure IV-20 : Mode de ruine de la poutre PCB3 .....	209
Figure IV-21 : Déformations à mi portée de la poutre PCB3 .....	209
Figure IV-22 : Comparaison entre les deux poutres PCB1 et PCB3 .....	210
Figure IV-23 : Poutres chargées et non chargées durant le premier essai de fluage (PCB2, PCB3, Pu3 et Pu4) .....	211
Figure IV-24 : Poutres chargées durant le deuxième essai de fluage (PCB4, PCB5, Pu3) .....	212
Figure IV-25 : Evolution de la déformée à 100 mm de la section centrale du profilé Pu3 durant 5 mois de fluage (premier essai) .....	213
Figure IV-26 : Evolutions des déformations enregistrées par les jauges de déformations collées dans la section centrale de Pu3 durant 5 mois (premier essai) .....	213
Figure IV-27 : Evolution de la déformée du profilé à 100 mm de la section centrale (deuxième essai) .....	214

Figure IV–28 : Déversement du profilé pultrudé .....	214
Figure IV–29 : Evolution des déformations de la semelle inférieure du profilé Pu3 (deuxième essai) .....	215
Figure IV–30 : Evolution des déformations de l'âme du profilé Pu3 (deuxième essai) .....	215
Figure IV–31 : Evolution des déformations de la semelle supérieure du profilé Pu3 (deuxième essai).....	215
Figure IV–32 : Evolution de la flèche à mi travée de la poutre mixte PCB2 durant 5 mois de fluage .	216
Figure IV–33 : Evolution des déformations enregistrées par les jauges de déformations collées dans la section centrale de PCB2 durant 5 mois de fluage .....	216
Figure IV–34 : Rupture de la poutre PCB2 par décollement.....	217
Figure IV–35 : Mode de ruine de la poutre PCB2 .....	217
Figure IV–36 : Evolution des déplacements des poutres mixtes PCB4 et PCB5 en fonction du temps	218
Figure IV–37 : Evolution des déplacements relatifs ( $\Delta\delta = (\delta - \delta_0) / \delta_0$ ) des poutres mixtes PCB4 et PCB5 en fonction du temps .....	219
Figure IV–38 : Fissuration de la dalle du béton avant chargement pour les poutres PCB5 (photo en haut) et PCB4 (photo en bas).....	219
Figure IV–39 : Evolution des déformations mesurées sur la face supérieure de la dalle du béton pour les poutres PCB4 et PCB5 .....	219
Figure IV–40 : Evolution des déformations des armatures longitudinales pour les poutres PCB4 et PCB5 .....	220
Figure IV–41 : Evolution des déformations mesurées sur l'âme et la semelle supérieure du profilé pultrudé pour les poutres PCB4 et PCB5 .....	220
Figure IV–42 : Evolution des déformations mesurées sur la semelle inférieure du profilé pultrudé pour les poutres PCB4 et PCB5.....	220
Figure IV–43 : Courbes Charge-déplacement à mi portée de poutres hybrides PCB4 et PCB5.....	222
Figure IV–44 : Déformations en section centrale de la poutre PCB4 .....	223
Figure IV–45 : Déformations en section centrale de la poutre PCB5 .....	223
Figure IV–46 : Comparaison entre les déformations en section centrale des poutres PCB4 et PCB5... ..	223
Figure IV–47: mode de ruine de la poutre hybride PCB4 ; (a) appui Sud, (b) appui Nord, (c) cisaillement de l'interface, (d) faciès de rupture .....	225
Figure IV–48: Mode de ruine de la poutre PCB5 ; (a) appui Nord, (b) appui Sud, (c) écrasement du béton, (d) cisaillement de l'interface, (e) faciès de rupture, (f) faciès rompu du profilé à mi portée et (g) faciès rompu de la dalle à mi portée .....	225
Figure IV–49 : Courbes Charge-déplacement à mi portée des profilés pultrudés Pu3 et Pu4 .....	226
Figure IV–50 : Déformations en section centrale des profilés pultrudés (a) Pu3 et (b) Pu4.....	227
Figure IV–51 : Comparaison entre les déformations en section centrale du profilé Pu3 avant et après fluage.....	227
Figure IV–52 : Mode typique de rupture d'un profilé pultrudé .....	227
Figure V–1: Expérience de fluage.....	232
Figure V–2 : Expérience de relaxation.....	232
Figure V–3 : Modèles viscoélastiques linéaires non-vieillissants.....	235
Figure V–4 : Modèles rhéologiques .....	236
Figure V–5 : (a) Modèle vieillissant de Maxwell généralisé - (b) Modèle élémentaire vieillissant de Maxwell.....	239
Figure V–6 : Progressions linéaires des paramètres $\varepsilon^{ve}(t)$ et $E_{\mu}(t)$ .....	242
Figure V–7 : Profilé pultrudé portée par deux appuis simples et le repère utilisé .....	260
Figure VI–1: Algorithme général de la résolution d'un problème viscoélastique linéaire.....	270
Figure VI–2 : Maillage et conditions aux limites appliquées sur le profilé GFRP .....	271
Figure VI–3 : Maillage et conditions aux limites appliquées sur la poutre hybride collée .....	272
Figure VI–4 : Organigramme du programme permettant d'identifier les coefficients $\Gamma\mu$ d'un matériau viscoélastique vieillissant.....	275
Figure VI–5 : Fonctions de relaxation prises en compte lors des simulations numériques pour les trois poutres hybrides .....	276



Figure VI-6 : Organigramme du programme permettant d'identifier les coefficients $E\mu$ d'un matériau viscoélastique non-vieillissant.....	277
Figure VI-7 : Fonctions de relaxation et coefficients de fluage du profilé pultrudé ; (a) module de flexion et (b) module de cisaillement .....	278
Figure VI-8 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dûs au fluage) du profilé pultrudé pu3, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps .....	279
Figure VI-9 : Evolution des déformations dans la section centrale du profilé pultrudé Pu3 au cours du temps .....	280
Figure VI-10 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dûs au fluage) de la poutre PCB2, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps.....	281
Figure VI-11 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB2 au cours du temps .....	281
Figure VI-12 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dûs au fluage) de la poutre PCB4, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps.....	282
Figure VI-13 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB4 au cours du temps .....	282
Figure VI-14 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dûs au fluage) de la poutre PCB5, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps.....	284
Figure VI-15 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB5 au cours du temps .....	284
Figure VI-16 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour le profilé pultrudé Pu3 .....	286
Figure VI-17 : Evolution des déformations en SC du profilé Pu3 au cours du temps.....	286
Figure VI-18 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB2 .....	287
Figure VI-19 : Evolution du diagramme des déformations à mi travée (en SC) de la poutre PCB2 au cours du temps .....	287
Figure VI-20 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB2 .....	288
Figure VI-21 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB2 .....	288
Figure VI-22 : Cartographie de la redistribution de contraintes axiales dans la section centrale de la poutre PCB2 .....	289
Figure VI-23 : Distribution de la contrainte de cisaillement dans le béton à l'interface béton/adhésif le long du joint collé pour la poutre PCB2.....	290
Figure B. 1 : Comportement en compression du béton de la série POCB5 à 85 jours.....	313
Figure B. 2 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif POCB5 à 237 jours ....	314
Figure B. 3 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (série POCB5).....	314
Figure B. 4 : Mode de ruine typique des éprouvettes POCB5 non rectifiées.....	315
Figure B. 5 : Mode de ruine typique des éprouvettes POCB5 rectifiées.....	315
Figure C. 1 : Positionnement des jauges de déformations sur les éprouvettes push out .....	316
Figure C. 2 : Effort en fonction des déformations mesurées sur le tube pultrudé pour l'éprouvette n°2 de la série POCB19.....	317
Figure C. 3 : Effort en fonction des déformations mesurées sur le tube pultrudé pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21 .....	317
Figure D. 1 : Réponse volumique du béton en compression avec les nouveaux paramètres du modèle plastique endommageable .....	318

Figure D. 2 : Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec les nouveaux paramètres du modèle plastique endommageable pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21 .....	318
Figure F. 1 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB4 .....	322
Figure F. 2 : Evolution des déformations en SC de la poutre PCB4 au cours du temps .....	323
Figure F. 3 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB4 .....	323
Figure F. 4 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB4 .....	324
Figure F. 5 : Cartographie de la redistribution des contraintes axiales dans la section centrale .....	324
Figure F. 6 : Distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface béton/adhésif le long du joint collé pour la poutre PCB4 .....	325
Figure G. 1 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB5 .....	326
Figure G. 2 : Evolution des déformations en SC de la poutre PCB5 au cours du temps .....	327
Figure G. 3 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB5 .....	327
Figure G. 4 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB5 .....	328
Figure G. 5 : Cartographie de la redistribution des contraintes axiales dans la section centrale.....	328
Figure G. 6 : Distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface béton/adhésive le long du joint collé pour la poutre PCB5 .....	329

## ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau I-1 : Résultats des essais de vieillissement accéléré par exposition aux cycles gel/dégel disponibles dans la littérature .....	47
Tableau II-1 : Dosage du béton .....	51
Tableau II-2 : Propriétés du tube pultrudé selon la fiche technique .....	52
Tableau II-3 : Résultats des essais réalisés avec le rhéomètre de relaxation KINETECH sur la colle Sikadur 31-EF .....	64
Tableau II-4 : Résultats des essais de compression sur des cubes de béton (série POCB1 et POCB2) ..	66
Tableau II-5 : Résultats des essais de fendage sur le béton à 106 jours .....	67
Tableau II-6 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB1, POCB2).....	69
Tableau II-7 : Module d'élasticité initial du béton.....	70
Tableau II-8 : Résistance en compression du béton à 54 jours .....	70
Tableau II-9 : Résistance en traction du béton à 54 jours (POCB9) .....	71
Tableau II-10 : Résultats des essais push out réalisés sur les éprouvettes de la série POCB9. Les valeurs issues de l'éprouvette n°2 ne sont pas prises en considération dans le calcul de moyennes .....	72
Tableau II-11 : Résistance en compression du béton utilisé pour les séries POCB « I » avec I variant entre 15 et 22 .....	75
Tableau II-12 : Résultats des essais de traction réalisés sur les éprouvettes de colle des séries POCB19, POCB20, POCB21 et POCB22.....	75
Tableau II-13 : Résultats des essais push out réalisés sur les séries POCB21 et POCB22.....	77
Tableau II-14 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB15 et POCB16.....	79
Tableau II-15 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB17 et POCB18.....	80
Tableau II-16 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB19 et POCB20.....	81
Tableau II-17 : Résultats d'essais de compression sur le béton (série POCB3 et POCB4).....	83
Tableau II-18 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes de colle vieilles par humidification et par immersion (séries POCB3 et POCB4) .....	84
Tableau II-19 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB3, POCB4).....	86
Tableau II-20 : Paramètres mécaniques de l'adhésif époxy à l'état initial et à l'état vieilli après séchage de 6 jours à l'air ambiant.....	90
Tableau II-21 : Résultats expérimentaux des essais TMA réalisés sur l'adhésif .....	92
Tableau II-22 : Résultats de la caractérisation du béton à l'état initial et à l'état vieilli après séchage de 6 jours à l'air ambiant.....	93
Tableau II-23 : Résultats obtenus pour les essais push out sur les éprouvettes vieilles et non vieilles par immersion à 45°C.....	98
Tableau II-24 : Résultats de la caractérisation du béton (POCB7v et POCB7nv) .....	100
Tableau II-25 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes de colle non vieilles et vieilles par gel/dégel (séries POCB7nv et POCB7v).....	101
Tableau II-26 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB7nv, POCB7v).....	102
Tableau II-27 : Résultats des essais de compression (séries POCB13&POCB14) .....	104
Tableau II-28 : Résultats des essais de fendage (séries POCB13&POCB14).....	104
Tableau II-29 : Propriétés thermomécaniques de l'adhésif après le vieillissement naturel (série POCB13&POCB14).....	105
Tableau II-30 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB13&POCB14).....	106
Tableau III-1 : Paramètres de modèles élastiques isotrope utilisés pour les simulations élastiques .....	140
Tableau III-2 : Paramètres pour le modèle élastoplastique endommageable du béton .....	147
Tableau III-3 : Résistance en traction du béton à 54 jours .....	149
Tableau III-4 : Résultats sur les éprouvettes orientées dans la direction des fibres .....	150
Tableau III-5 : Paramètres du modèle élastique orthotrope du pultrudé .....	150
Tableau III-6 : Paramètres des éléments d'interface (colle) .....	150



Tableau III-7 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la hauteur libre de l'éprouvette push out.....	171
Tableau III-8 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de l'épaisseur du bloc de béton.....	174
Tableau III-9 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la largeur du bloc de béton.....	176
Tableau III-10 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la longueur du bloc de béton.....	179
Tableau III-11 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la longueur collée de l'éprouvette push out.....	181
Tableau III-12 : Paramètres des éléments d'interface en fonction de l'épaisseur du joint.....	182
Tableau III-13 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de l'épaisseur du joint de l'éprouvette push out.....	183
Tableau IV-1 : Caractéristiques mécaniques instantanées du profilé pultrudé [SA 11(1)].....	192
Tableau IV-2 : Caractéristiques mécaniques du béton des poutres mixtes.....	201
Tableau IV-3 : Caractéristiques mécaniques des armatures HA7 des ST25C utilisés.....	201
Tableau IV-4 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes haltères de colle.....	204
Tableau IV-5 : Comparaison entre les valeurs instantanées mesurées lors de l'essai statique et lors de l'essai de fluage.....	212
Tableau VI-1 : Caractéristiques matérielles de la dalle en béton pour les différentes poutres hybrides.....	274
Tableau VI-2 : Coefficients $\Gamma\mu$ de la dalle PCB2.....	275
Tableau VI-3 : Coefficients $\Gamma\mu$ de la dalle PCB4.....	275
Tableau VI-4 : Coefficients $\Gamma\mu$ de la dalle PCB5.....	276
Tableau VI-5 : Propriétés mécaniques du profilé pultrudé à l'instant du chargement.....	276
Tableau VI-6 : Valeurs des paramètres m et n des lois de Findley trouvées dans la littérature.....	278
Tableau VI-7 : Coefficients $E\mu$ et $G\mu$ du profilé pultrudé.....	278
Tableau VI-8 : Paramètres des éléments d'interface (colle).....	279
Tableau VI-9 : Comparaison entre les valeurs de déformations mesurées lors de l'essai de flexion 3 points sur le portique de chargement et les valeurs mesurées à l'instant du chargement pour la poutre PCB4.....	283
Tableau VI-10 : Comparaison entre les valeurs de déformations mesurées lors de l'essai de flexion 3 points sur le portique de chargement et les valeurs mesurées à l'instant du chargement pour la poutre PCB5.....	285
Tableau B. 1 : Résultats des essais de compression sur le béton utilisé pour la série POCB5.....	312
Tableau B. 2 : Résultats des essais de traction sur l'adhésif massif (série POCB5).....	313
Tableau B. 3 : Résultats des essais push out sur les éprouvettes de la série POCB5.....	315

## LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

$T_g$	: Température de transition vitreuse	$r_c$	: Seuil de plasticité parfaite en compression
$f_t$	: Résistance du béton en traction	$r_t$	: Seuil de plasticité parfaite en traction
$f_c$	: Résistance du béton en compression	$\alpha, a, \gamma,$	: Paramètres de la partie plasticité
$H_L$	: Hauteur libre de l'éprouvette push-out	$A_h$	: Paramètre de la partie plasticité pour le confinement
$\tau_u$	: Résistance ultime de cisaillement de l'éprouvette push out	$C_h$	: Paramètre de la partie plasticité pour la compression cyclique
$b_c$	: Largeur de la surface collée	$p, B_h$	: Paramètres de la partie plasticité pour la compression cyclique
$L_c$	: Longueur de la surface collée	$J(t_0, t)$	: Fonction du fluage à l'âge $t_0$ du matériau
$E_B$	: Module d'Young du béton	$R(t_0, t)$	: Fonction de la relaxation à l'âge $t_0$ du matériau
$E_L$	: Module d'Young du profilé dans la direction de fibres « longitudinal »	$\sigma(t_0)$	: Contrainte à l'instant $t_0$ du chargement
$E_T$	: Module d'Young du profilé dans la direction transversale	$\varepsilon(t_0)$	: Déformation à l'instant $t_0$ du chargement
$E_R$	: Module d'Young du profilé dans la direction perpendiculaire au plan LT	$N$	: Nombre de modèles Maxwell élémentaires dans un modèle maxwell généralisé (branche constituée d'un ressort en série avec un amortisseur)
$G_{LT},$ $G_{RT},$ $G_{LR}$	: Modules de cisaillement du profilé selon les trois plans	$\tau_\mu$	: Temps de relaxation de la $\mu^{\text{ème}}$ branche du modèle Maxwell généralisé
$e$	: Épaisseur du joint	$E_\mu(t)$	: Raideur du ressort de la $\mu^{\text{ème}}$ branche du modèle Maxwell généralisé à l'instant $t$
$\nu$	: Coefficient du poisson	$\eta_\mu(t)$	: Viscosité de l'amortisseur de la $\mu^{\text{ème}}$ branche du modèle Maxwell généralisé à l'instant $t$
$k_n$	: Rigidité normale des éléments d'interface	$s$	: Nombre de branches de lissage dans le cas d'un matériau viscoélastique vieillissant
$k_t$	: Rigidité tangentielle des éléments d'interface	$\Gamma_{\mu,j}$	: Paramètres à identifier pour chaque $E_\mu(t_0)$ dans le cas d'un matériau viscoélastique vieillissant
$k_s$	: Rigidité de cisaillement des éléments d'interface	$\gamma_j$	: Module d'élasticité fictif du matériau à l'instant $t$
$D$	: Variable d'endommagement	$\tilde{E}(t)$	: Contrainte représente l'histoire des sollicitations appliquées sur le matériau et ses influences sur la réponse à l'instant $t$
$l_c$	: Longueur caractéristique pour la formulation non-locale de la théorie d'endommagement	$\sigma^{\text{hist}}(t)$	: Contrainte interne appliquée sur la $\mu^{\text{ème}}$ branche du modèle Maxwell généralisé à l'instant $t$
		$\sigma_\mu(t)$	: Contrainte interne appliquée sur la $\mu^{\text{ème}}$ branche du modèle Maxwell généralisé à l'instant $t$
		$m$	: Deux paramètres pour les lois de puissances de Findley
		$n$	: Deux paramètres pour les lois de puissances de Findley

$\varepsilon_{D0}$	: Seuil d'endommagement en déformation pour la traction Paramètre de la partie	$\phi^E(t)$	: Coefficient du fluage longitudinal pour le profilé pultrudé
$A_c$	: endommagement pour la compression (asymptote finale) Paramètre de la partie	$\phi^G(t)$	: Coefficient du fluage de cisaillement pour le profilé pultrudé
$B_c$	: endommagement pour la compression (courbe post-pic) Paramètre de la partie	$E_v^L(t)$	: Module de flexion viscoélastique pour le profilé pultrudé
$A_t$	: endommagement pour la traction (asymptote finale) Paramètre de la partie	$G_v^{LT}(t)$	: Module de cisaillement viscoélastique pour le profilé pultrudé
$B_t$	: endommagement pour la traction (courbe post-pic)		

# INTRODUCTION GENERALE

Entre possible et impossible deux lettres  
et un état d'esprit

Charles De Gaulle



## **INTRODUCTION GENERALE**

### **Contexte général**

Les matériaux traditionnels et les procédés de fabrication utilisés dans l'industrie du génie civil changent considérablement depuis ces dernières années. La hausse du prix des matériaux, la demande croissante et le durcissement de la réglementation environnementale ont été les principaux moteurs de ces changements. En conséquence, l'amélioration des performances des structures et la réduction des coûts de fabrication et de maintenance, de leur poids et de leur empreinte environnementale ont été des objectifs pour les constructeurs et les chercheurs dans le domaine de construction.

Plus concrètement, pour y arriver dans les années futures, un changement évident serait un changement radical de la méthode de construction traditionnelle, dans laquelle il est à la fois difficile et coûteux d'assurer une bonne performance structurelle et d'alléger le poids de la structure. Le seul matériau de construction alternatif qui pourrait, d'un coup, offrir une solution efficace à ces deux problèmes serait le matériau composite. L'utilisation des matériaux composites, et en particulier les systèmes époxy (composites à matrice résineuse) dans les industries de la construction et du génie civil présente de nombreuses opportunités. Les matériaux composites offrent des performances supérieures aux matériaux traditionnellement utilisés, tels que l'acier par exemple, notamment en terme de résistance à la traction, à la fatigue et à la corrosion (figures B et C). De plus, les matériaux composites ont des avantages inhérents qui intéressent les constructeurs écologiques, ils sont caractérisés par une bonne durabilité, une haute isolation thermique, un faible poids propre (facile à transporter) et peuvent incorporer des matériaux bio et recyclables (par exemple les fibres de lin) [BAN 06] [SIN 10] [MOT 11].

Comparativement à d'autres matériaux de construction, en générale, les matériaux composites ont très peu d'énergie intrinsèque. Selon une étude réalisée par Kara et Manmek [KAR 09], Un profilé en I GFRP pultrudé pendant son cycle de vie consomme 50 % moins d'énergie intrinsèque, émet 70% de gaz à effet de serre en moins et a un impact environnemental inférieur de 76% (diminution des effets sur la santé humaine, la qualité de l'écosystème et l'utilisation des ressources au cours de son cycle de vie) qu'un profilé en acier inoxydable (316). Malgré leur nombreux avantages, pour l'instant, il n'y a pas une solution écologique pour le recyclage et le traitement de ces matériaux à la fin de leur vie utile. Les produits composites sont actuellement éliminés par mise en décharge mais les matériaux traditionnels tels que l'acier et l'aluminium sont recyclable à 70%.

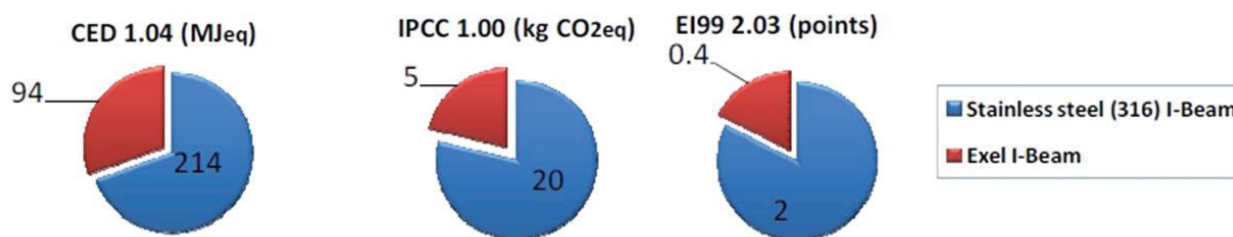


Figure A : Analyse « du berceau au tombeau » de la consommation énergétique d'un mètre linéaire d'un profilé en I fabriqué de GFRP et de leurs impacts sur l'environnement et ceux d'un profilé fabriqué d'acier inoxydable [KAR 09].

Depuis quelques années, les industriels concentrent leurs travaux de recherche et d'innovation sur la réduction de masse des structures en remplaçant peu à peu les matériaux métalliques par des solutions en matériaux composites. L'emploi de composites pour réparer des structures en béton s'est par exemple imposé au détriment de la technique de réparation classique par tôles d'acier collées qui nécessite le recours à de lourds équipements de chantier et le traitement anticorrosion. Dans le domaine de la

réparation, trois utilisations principales de PRF (polymère renforcé de fibres) sont appliquées : renforcement des poutres et dalles par collage des renforts composites unidirectionnels selon l'axe longitudinal de l'élément de structure sur la face tendue, renforcement de ces éléments à l'effort tranchant par collage de PRF sur les faces latérales selon plusieurs configurations ou orientations et confinement des colonnes en béton ou acier.

Plus récemment, l'apparition de nouveaux procédés de fabrication innovants et de résines époxydiques plus performantes a permis peu à peu d'envisager la fabrication de pièces plus complexes en matériaux composites et par conséquent d'ouvrir de nouveaux domaines d'application des composites. L'apparition de la technique de pultrusion a conduit à la production d'une gamme de profilés PRF pultrudés similaires aux profilés traditionnels en acier. Les propriétés mécaniques du pultrudé PRF ne sont pas les mêmes que celles de l'acier isotrope. Le profilé PRF est orthotrope et il ne peut pas être soudé. Bien qu'il ait une forte résistance à la fois en compression et en traction, il n'est pas aussi rigide que l'acier. Une plus grande rigidité est obtenue en rendant le profilé plus épais mais cela le rend peu économique. Le PRF présente également un comportement élastique linéaire jusqu'à la ruine, il a alors un comportement fragile contrairement à l'acier et aux autres métaux ductiles. Cela signifie que le matériau pultrudé n'a pas de ductilité, ce qui peut être un inconvénient, car dans la conception des structures traditionnelles, il est connu que les déformations importantes avant l'effondrement de la structure (ductilité) servent d'avertissement aux personnes à l'intérieur ou dans le proche environnement (cas des bâtiments en béton armé par exemple). D'un point de vue économique, les pièces pultrudées ne peuvent pas rivaliser avec l'acier parce que, pour des applications courantes comme par exemple les structures métalliques, les pultrusions sont toujours plus chères. Cependant, les autres avantages fournis par les profilés pultrudés comme la bonne résistance à la corrosion, la durabilité, la faible conductivité électrique et le haut rapport résistance/poids permettent de compenser le désavantage des prix. Sur la figure D, nous présentons quelques exemples des travaux effectués avec des pièces pultrudés [MER 03] [BAN 06] [YEH 12] [HOT 11].

L'utilisation des pultrudés PRF, notamment les profilés pultrudés à fibres de verre « GFRP », pour la construction des ponts routiers, passerelles et ponts piétonniers a augmenté significativement dans le monde entier pendant ces dernières années. Plusieurs ponts ont été construits à travers le monde avec l'utilisation des matériaux pultrudés comme les éléments principaux. Parmi ces ponts, citons la passerelle d'Ait Bayoud (Maroc, portée principale = 64 m, 2013), la passerelle de l'Ooypoort (Pays-Bas, portée principale = 56 m, 2014), le pont de Halgavor (Royaume-Uni, portée = 48 m, largeur = 6 m, 2001), le pont piétonnier Fiberline (Pont haubané en éventail, Danemark, longueur = 40 m, largeur = 3.2 m, 1997) et la passerelle de Lérida (Espagne, portée de l'arc = 38 m, largeur = 6 m, 2001). Il existe de nombreuses autres applications structurelles qui sont composées de matériaux composites PRF, mais il est évident que les applications dominantes à ce jour sont les passerelles et les ponts. Le succès de ces matériaux dans ce domaine de la construction est attribué à la rapidité de leur mise en œuvre qui permet d'ériger un pont en quelques jours au lieu d'un mois si l'on avait utilisé du béton armé conventionnel. Cette rapidité de mise en œuvre compense le supplément de coût des matériaux. Leur légèreté, leur faible coût d'entretien et leur insensibilité à la corrosion sont autant de facteurs clés de leur succès dans l'industrie de la construction.

Cependant, plusieurs facteurs ont retardé les applications à grande échelle de ces matériaux, notamment le manque de données sur la durabilité et la maintenance. Bakis *et al.* [BAK 02] font état de trois facteurs importants qui doivent être pris en compte pour accroître le potentiel d'utilisation des matériaux composites dans les structures. Il s'agissait d'une acceptation générale des matériaux composites pour avancer la recherche dans ce domaine afin de déterminer les propriétés et bien caractériser des matériaux à court- et long-terme pour aider les concepteurs, produire des codes réglementaires de conception similaires à ceux de l'acier et du béton et enfin, réduire le prix des éléments pultrudés.

En outre, par analogie avec les structures mixtes acier/béton, plusieurs configurations hybrides GFRP pultrudé/ béton sont proposées dans la littérature pour surmonter quelques désavantages des profilés

pultrudés seuls. En effet, la faible rigidité, la nature orthotrope et l'instabilité de ces éléments structuraux sous chargement de flexion (déversement local et global, écrasement local de la semelle en compression, etc) posent des problèmes pour les concepteurs et les chercheurs à cause de la déformabilité et la déflexion importantes sous chargement modéré. En conséquence, la combinaison entre le béton et le profilé pultrudé peut améliorer la rigidité de la structure, éviter les problèmes d'instabilité et encore réduire le coût du projet en limitant le recours aux matériaux pultrudés. Dans la littérature, on peut trouver plusieurs études effectuées sur les structures hybrides, parmi ces exemples il y a des ponts hybrides FRP-béton actuellement en service et d'autres proposées par des chercheurs.

En 1982, le premier pont routier hybride FRP-béton « pont de Miyun » est construit en Chine. Il est constitué de poutres caissons en GFRP fabriquées par moulage manuel (hand lay-up process) et de longueur de 20.7 m assemblées à une dalle en béton armé d'épaisseur de 100 mm par des boulons [YEH 12].

En 1995, Descovic *et al.* [DES 95] ont présenté une étude expérimentale sur trois poutres hybrides légères constituées d'un profilé GFRP en forme de caisson renforcé par deux bandes de CFRP collées sur la semelle inférieure et d'une dalle en béton non-armé placée sur la semelle supérieure du profilé GFRP. Pour établir la connexion entre la dalle et le profilé, les auteurs ont utilisé un époxy bi-composants pour une seule poutre et pour les autres poutres, un joint d'époxy avec des boulons en acier. Les résultats des expériences indiquaient que les boulons en acier améliorent le comportement de l'interface et que le système hybride proposé aboutit à un comportement pseudo-ductile favorable.

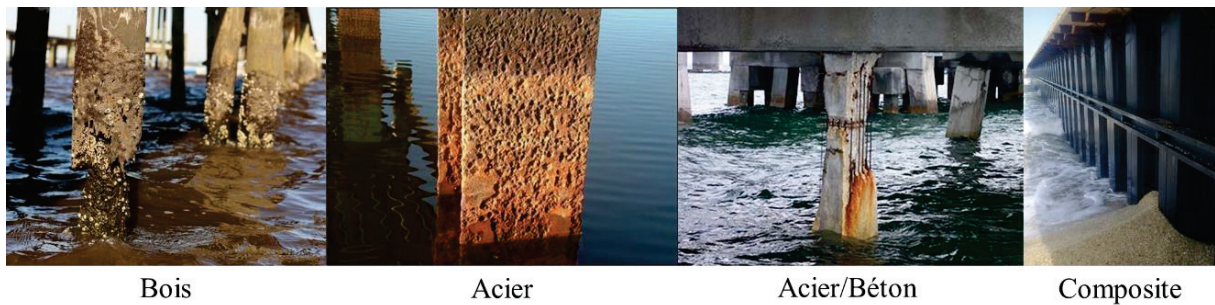


Figure B : Influence de la présence de l'eau/humidité sur les différents matériaux (source google)

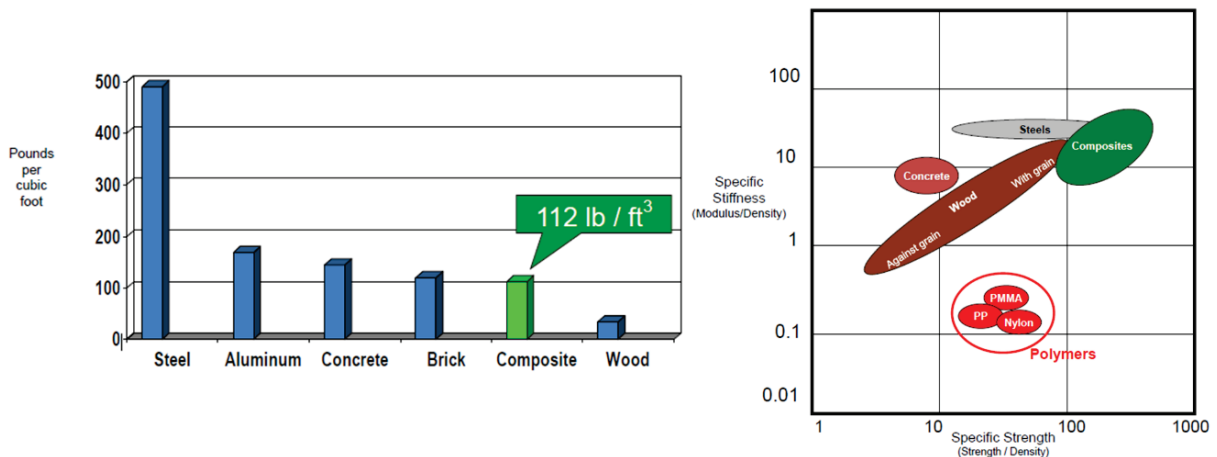


Figure C : Comparaison entre les matériaux composites et les matériaux traditionnels<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Photos tirées de la communication intitulée “Composite Materials in Building and Construction Applications” présentée par Bob Moffit à ACMA’s corrosion, mining, infrastructure & architecture conference, 2013





Sheraton Hotel – Milan, Italie  
Revêtement extérieur en composites FRP pultrudés



Passerelle de l'Ooypoort - Nimègue, Gueldre, Pays-Bas  
Passerelle pour piétons et pont en matériau composite GFRP



Eyecatcher building- Suisse  
Bâtiment de 5 étages construit des profilés pultrudés



Grille en GFRP pour une haute résistance à la corrosion



Mur de palplanches de GFRP

Figure D : Quelques applications des matériaux composites dans le domaine de Construction<sup>2</sup>

En 1998, Hall et Mottram [HAL 98] ont publié une étude expérimentale effectuée sur un système hybride constitué d'un profilé GFRP en T et d'une dalle en béton (normal et léger). Le béton a été directement coulé sur la semelle du profilé (l'âme joue le rôle d'une butée mécanique) ou sur une couche d'adhésif époxy intermédiaire qui n'avait pas encore durci. Les essais de flexion 4-points effectués ont démontré que l'interface collée améliore les performances des poutres hybrides.

D'autres études sur des systèmes hybrides constitués de profilés creux ou tubes GFRP avec une dalle en béton ont été effectuées par Canning *et al.* [CAN 99] et Hulatt *et al.* [HUL 03]. L'étude de différentes configurations de poutres hybrides a montré que la solution la plus pratique et la plus rentable pour obtenir une résistance maximale au cisaillement (action composite complète) consiste à appliquer le béton frais sur un adhésif non encore durci.

En 2001, un pont constitué de tubes composites creux (carbone/époxy) remplis de béton connectés à une dalle en GFRP (section trapézoïdale) est construit en Californie aux Etats-Unis "King Stormwater Channel Bridge". La longueur totale du pont est de 20.1 m et sa largeur est de 13 m. Il est constitué de deux travées continues (chacune de longueur de 10 m) avec 5 poteaux intermédiaires préfabriquées en béton précontraint.

En 2002, Van Erp et al. [VAN 02] ont présenté les résultats d'études réalisées sur un pont hybride développé et construit en Australie. Le pont de 10 m de longueur est constitué de poutres de GFRP renforcées par des bandes de CFRP dans la direction longitudinale collées sur la semelle inférieure,

<sup>2</sup> Figures tirées de différents site-internet : <https://www.dezeen.com>, [www.compositesworld.com](http://www.compositesworld.com), <https://fiberline.com>, [www.webforge.com.au](http://www.webforge.com.au), [www.creativepultrusions.com](http://www.creativepultrusions.com).

placées côte à côte et collées ensemble avec un adhésif époxy. Les poutres sont également renforcées transversalement pour améliorer la rigidité transversale. Une couche de béton est collée sur la face supérieure des poutres assemblées par une couche d'adhésif époxy.

Le succès de ces structures hybrides et ses avantages structuraux (structures légères avec une bonne performance mécanique) ont conduit à une étude scientifique poussée. Dans les dernières années, le nombre des études concernant le comportement des structures hybrides a augmenté significativement et de nouvelles configurations et techniques d'assemblage ont été proposées [NOR 04] [KEL 07] [COR 07] [COR 09] [AYD 13] [GON 13(1)] [GON 13(2)] [GON 14(1)] [GON 14(2)] [NEA 15] [KOA 17(2)] [MUT 17]. Les études effectuées ont confirmé les avantages nombreux de cette structure et la possibilité d'établir la connexion entre le béton et le profilé GFRP par collage, par l'utilisation de boulons de cisaillement ou par une connexion hybride en utilisant à la fois l'époxy et les boulons.

Cependant, la nécessité de concevoir des structures légères et l'utilisation accrue de matériaux légers dans les domaines industriels ont conduit à une large utilisation des joints adhésifs ces dernières années et généralement les industriels concentrent actuellement leurs études sur ce type de connexion. Du point de vue économique, le collage permet de faciliter le travail et d'accélérer la mise en œuvre des structures car avec cette technique il est possible d'utiliser des dalles en béton préfabriqué et ainsi de contrôler l'environnement de production du béton pour obtenir une résistance élevée. D'autre part, le collage évite tout processus d'usinage et de détérioration tels que le perçage et l'échauffement et le poids supplémentaire dû au collage est très limité par rapport au poids des rivets. De plus, l'assemblage par collage peut assurer une transmission continue et presque uniforme des efforts de cisaillement à l'interface contrairement aux autres techniques d'assemblage mécaniques.

Ces nouveaux matériaux et techniques d'assemblage vont de pair avec un comportement structural complètement nouveau pour leur utilisation en génie civil. En conséquence, les règles de conception connues, développées pour les structures métalliques (dimensionnement des structures et techniques d'assemblage pour les structures mixtes béton-acier), doivent être évaluées pour le dimensionnement des structures hybrides GFRP-béton et notamment les structures assemblées par collage. C'est pourquoi des codes et des méthodes de calcul permettant une utilisation efficace de ces produits avec un bon degré de sécurité structurale sont devenus nécessaires aujourd'hui.

De nos jours, malgré les études effectuées sur les systèmes hybrides collés, plusieurs questions restent en suspens. Parmi elles, certaines interrogations concernent le comportement à long terme des structures hybrides. En effet la durée de service des ouvrages en génie civil constitue un enjeu économique de grande importance. L'analyse à long terme de ces structures nécessite une bonne maîtrise du comportement différé de leurs matériaux constitutifs et également la mise en œuvre d'un outil numérique permettant la prédiction de la réponse globale (déplacement) et aussi de la réponse locale (contraintes et déformations) de telles structures. De même, dans des conditions d'environnement ou de mise en œuvre où l'hygrométrie et la température sont trop extrêmes, les performances d'adhérence et de collage constituent des facteurs limitants. La durée de vie et l'influence des facteurs environnementaux sur la performance des poutres hybrides doivent également être étudiées.

## Objectifs et méthodologie de l'étude

La présente recherche vise à améliorer les connaissances sur les comportements des structures hybrides collées GFRP-béton afin d'établir une base de connaissances solide ainsi que des outils de calculs fiables permettant de prédire le comportement instantané et au cours du temps de ces structures.

Dans le but de déterminer l'influence du collage, il a été décidé de ne pas associer collage et butées mécaniques. Ainsi, tous les éléments connectés ne sont liés que par un joint d'adhésif seul.

Dans le cadre des applications désirées pour les structures hybrides collées (passerelle, ponts, bâtiments, etc.), les interfaces collées béton/GFRP et les matériaux composites sont exposés aux conditions

climatiques comme la pluie, l'humidité, la température et la neige. De plus, la présence des ions alcalins dans les substrats cimentaires et la sollicitation mécanique des joints (poids propre, poids de neige, trafic routier, etc.) sont des facteurs qui altèrent la performance des structures et peuvent provoquer la dégradation des joints d'adhésif [SIL 08] [KAR 03]. Dans ce contexte, les objectifs principaux de cette thèse sont :

- i) d'améliorer les connaissances sur le comportement instantané de l'assemblage collé GFRP-béton par le développement d'un outil numérique capable à la fois de modéliser le contact entre les deux substrats et également de reproduire le comportement global de l'assemblage,
- ii) de déterminer l'influence de facteurs environnementaux sur l'assemblage collé GFRP-béton pour mieux cerner les mécanismes de vieillissement des assemblages dans les conditions de service, ainsi que les conséquences de l'endommagement qui peut être provoqué par ces facteurs sur les propriétés mécaniques de l'assemblage,
- iii) Etudier le comportement à long-terme des poutres hybrides et pultrudés et la mise en place des outils numériques capables de prédire leur comportement au cours du temps.

Pour atteindre les objectifs souhaités, une démarche multi-échelle est adoptée comme suit :

1. Le problème de vieillissement est étudié à l'échelle de l'interface et des matériaux (essai de compression, traction et cisaillement) par des méthodes de vieillissement naturel et accéléré, selon des protocoles expérimentaux développés dans le laboratoire sur la base des résultats et des études trouvés dans la littérature.
2. Parallèlement, à l'échelle de l'interface, pour compléter la connaissance sur l'essai push-out et le comportement instantané de l'assemblage collé, une étude expérimentale paramétrique est effectuée pour étudier l'influence des dimensions géométriques des substrats sur les résultats de l'essai. De plus, pour compléter l'étude paramétrique, un modèle numérique est implémenté dans un code d'éléments finis et validé sur la base des résultats expérimentaux obtenus.
3. Enfin, à l'échelle des éléments de structure, une étude expérimentale et numérique des comportements au cours du temps des profilés pultrudés et poutres hybrides est menée. Des essais de fluage ont été effectués via des dispositifs expérimentaux développés dans le laboratoire. Les résultats obtenus sont utilisés par la suite pour développer et valider des modèles numériques tridimensionnels proposés dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire.

## Organisation du mémoire

Le mémoire comporte six chapitres :

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique rappelle succinctement les caractéristiques et comportements généraux des matériaux impliqués dans les collages du génie civil, les théories de l'adhésion, les essais de caractérisation des assemblages collés et expose les différents facteurs de dégradation des assemblages à substrats cimentaires dans les différentes conditions environnementales.

Le second chapitre présente, dans une première sous-partie, les matériaux mis en jeu et leurs caractéristiques ainsi que les différents essais de caractérisation utilisés et la géométrie des éprouvettes. Dans la deuxième sous-partie, la méthodologie expérimentale mise en place pour l'étude du vieillissement de l'adhésif sous forme massive et en assemblage (GFRP/adhésif/béton) est exposée. Dans la troisième sous-partie, les résultats de l'étude paramétrique effectuée sur l'essai push out ainsi que les résultats des essais de caractérisation réalisés sur les différents matériaux à l'état initial, sans vieillissement, sont présentés. Enfin, les résultats des essais de vieillissements accéléré et naturel sont présentés.

Le modèle numérique tridimensionnel et la description des différentes lois de comportement retenues pour simuler les matériaux constituant l'assemblage push-out sont présentés dans le troisième chapitre. Une étude numérique paramétrique sur l'influence des dimensions géométriques sur les résultats de l'essai push-out est également présentée dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre s'intéresse au comportement au cours du temps des profilés pultrudés et des poutres hybrides. Nous présentons dans une première sous-partie les résultats expérimentaux des essais de flexion trois points effectués sur deux poutres hybrides jusqu'à la ruine. Dans la deuxième sous-partie, les résultats des essais de fluage réalisés sur un profilé pultrudé et trois poutres hybrides sont présentés. Enfin, les résultats des essais de flexion réalisés sur les poutres après fluage sont présentés.

Le cinquième chapitre est dédié à la présentation de la théorie de viscoélasticité linéaire. Dans un premier temps, les différentes formulations de cette théorie et les différents modèles rhéologiques sont présentés. Ensuite, la formulation incrémentale de cette théorie est détaillée pour faciliter son implémentation dans un code d'éléments finis. Enfin, les méthodes simplifiées et les modèles réglementaires disponibles pour modéliser le fluage du béton et du pultrudé GFRP sont présentés.

Enfin, les comportements mécaniques au cours du temps du profilé pultrudé et des poutres hybrides sont simulés dans le dernier chapitre à l'aide des modèles par éléments finis. Dans un premier temps, les modèles numériques sont validés sur la base des résultats expérimentaux obtenus dans le quatrième chapitre. Ensuite, la cartographie des contraintes, la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface, les déformations et les déplacements et leur évolution au cours du temps sont analysés pour mettre en lumière l'effet du fluage.

Pour terminer, une conclusion générale récapitule les points clés de ce travail et en expose les perspectives.



# CHAPITRE I

## ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

You talk when you cease to be at peace  
with your thoughts

Khalil Gibran



## **CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

### ***1.1 Introduction***

Dès les premiers jours, la construction a été l'art de la fabrication des structures en assemblant différents matériaux. Autrement dit, « assembler » dans son sens le plus large, signifie associer des composants par un moyen ou un autre, soudage, boulonnage, rivetage, etc., ou même collage. Les techniques d'assemblage par soudage, boulonnage et rivetage sont relativement bien maîtrisées et réglementées aujourd'hui dans le domaine de la construction. En revanche, bien que le collage soit utilisé par l'homme depuis plus de trente siècles [TAB 82] [HUG 82], le comportement du joint collé reste complexe et partiellement méconnu, notamment le comportement au cours du temps, sous charge de fluage, charge cyclique (fatigue). La durabilité des assemblages collés est également une question récurrente, d'une importance capitale pour les industriels, mais que les scientifiques ont toujours du mal à appréhender.

Depuis 1955, les adhésifs ont été utilisés dans la construction de ponts aux Etats-Unis, pour des applications telles que le remplissage des fissures dans le béton ou pour le collage de poutres d'acier à des dalles de béton [HUG 82]. En 1963, la construction du premier pont en béton, en utilisant la technique de collage entre les voussoirs préfabriqués, a été réalisée sur la Seine à Paris [HUG 82]. Plus récemment, les réparations des structures en béton et en acier ont été réalisées avec des composites collés au béton par l'intermédiaire d'un adhésif à base d'époxy. Alors, l'assemblage de structure par collage semble être une solution intéressante.

D'un point de vue mécanique, l'association entre une dalle de compression en béton (armé ou non) et un profilé pultrudé GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) capable d'assurer de bonnes résistances en traction est pertinente [MAY 82] [TAB 82]. D'un point de vue économique, le collage tend à optimiser l'utilisation des matériaux et d'un point de vue pratique, il facilite la mise en œuvre par la possibilité de préfabrication de dalles. Cependant, pour adopter cette technique dans le domaine du génie civil, notamment dans le domaine de la construction mixte, la performance mécanique de l'assemblage doit être démontrée comme étant maintenue pendant plusieurs années (durée de service) dans des conditions environnementales parfois agressives.

Ce chapitre se divise en deux parties. Tout d'abord, nous présentons une étude bibliographique sur la conception des assemblages collés. Dans cette partie, nous nous intéressons particulièrement aux caractéristiques et comportements généraux des matériaux impliqués dans les collages du génie civil, les matériaux cimentaires, les profilés GFRP et les adhésifs et nous aborderons également les différents modes de rupture possibles de ce type d'assemblage, les différents essais de caractérisation disponibles et la notion de traitement de surface.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous présentons une synthèse bibliographique sur les différents facteurs de dégradation des assemblages à substrats cimentaires dans les différentes conditions environnementales.

### ***1.2 Assemblage par collage***

Depuis des millénaires, les ingénieurs et constructeurs ont essayé d'associer différents matériaux pour obtenir des constructions performantes et donner lieu à de nouvelles formes bâties. Cette mixité fut une révolution radicale dans le domaine de construction, notamment dans le domaine des travaux publics comme le montre la croissance du nombre de ponts mixtes construits pendant le siècle passé.

L'invention des matériaux composites et le développement des résines époxydiques ouvrent aujourd'hui de nouvelles perspectives structurelles, économiques et environnementales. De nombreux ouvrages d'art sont constitués d'éléments de structure en GFRP et en béton. L'utilisation des polymères renforcés de fibres (FRP) dans le domaine du génie civil est en pleine expansion en raison des propriétés avantageuses



de ce type de matériau telles que leur résistance spécifique élevée et leur faible poids. En outre, l'excellente résistance à la corrosion de la connexion béton/profilé pultrudé confère aux matériaux composites de type FRP un avantage certain comparativement aux profilés en acier [EDW 98] [GUA 14] [DAV 96]. La mixité entre les composites à base de polymères et un matériau traditionnel tel que le béton permet d'optimiser l'utilisation des deux matériaux et d'avoir un assemblage efficace. En effet, la connexion entre une dalle en béton qui a une bonne résistance en compression et un profilé pultrudé aboutit à un assemblage durable, rigide avec un faible poids et capable d'assurer de bonnes résistances en traction et en compression simultanément. De plus, le béton peut réduire le danger de voilement et assurer une protection contre le feu.

De nos jours, dans le domaine de la construction, cette mixité des matériaux devient une solution adaptée à la rénovation durable des ouvrages en béton et en acier [TOU 97] [TUA 11]. Les avantages nombreux qu'apporte cet assemblage finissent alors par intéresser de nombreux chercheurs pour disposer de structures plus performantes, plus légères, plus résistantes et plus fiables.

Aujourd'hui, avec l'apparition de nouvelles résines époxydiques plus performantes, le collage structural devient une technique d'assemblage alternative pour la réalisation d'assemblages structuraux à hautes performances mécaniques en génie civil. L'assemblage des matériaux par collage a plusieurs avantages sur d'autres systèmes tels que le rivetage, le soudage, le vissage, l'agrafage ou bien même le soudage [MAY 82] [TAB 82] [HUG 82]. En premier lieu, grâce à de nombreuses variétés de colles et adhésifs, le collage permet d'assembler la plupart des matériaux existants : métaux, polymères, caoutchouc, composites, verres, bois, béton, .... Le collage permet également d'éviter toute opération d'usinage (boulonnage et rivetage) et des perçages qui sont les sources de sur-contraintes néfastes à la solidité de la structure et qui, de plus, augmentent les temps et les coûts de production. Enfin, le collage participe à une plus grande rigidité des structures et permet d'assurer une distribution presque continue des contraintes à l'interface tout en réduisant de façon significative la masse de la structure car les concentrations de contraintes dues aux trous et les éléments de liaison, comme rivets et vis, n'y sont pas présentes. Cependant, cette technique d'assemblage présente des inconvénients qui peuvent limiter son développement et sa gamme d'utilisation. En effet, la durabilité des assemblages collés en milieux sévères pose question et la résistance à la diffusion de l'eau et à la température est souvent limitée. De plus, des traitements de surfaces mécaniques ou chimiques sont nécessaires avant collage. De même, le temps et les conditions de prise de la colle peuvent influencer ses propriétés mécaniques et généralement, le joint de colle possède une résistance au pelage faible. Tous ces paramètres doivent être pris en compte lors de la conception d'un assemblage par collage.

Des travaux antérieurs réalisés sur des structures assemblées par collage ont démontré que ce type d'assemblage est très avantageux par rapport aux techniques traditionnelles. Les joints d'adhésif peuvent offrir une rigidité satisfaisante aux assemblages avec l'absence de glissement entre les composants de la structure [NORD 04] [BOU 07] [SIL09] [ZHA 08] [COR 09]. De plus, la distribution des contraintes avec cette technique est plus uniforme à l'interface. La présence des pics de contraintes est très localisée aux bords en comparaison avec le boulonnage où la concentration locale des contraintes au niveau des points de connexion conduit à la fissuration du béton qui peut réduire sensiblement la durabilité de la structure [ZHA 08] [LUO 12]. En outre, les joints d'adhésif ne constituent pas un point de faiblesse dans les assemblages : dans tous les travaux précédents, les essais menés sur les assemblages ont conduit à une rupture cohésive dans le béton.

Il est donc nécessaire de faire davantage d'efforts pour comprendre ces matériaux, pour tirer parti de leurs propriétés mécaniques exceptionnelles et pour les utiliser pour des applications structurelles.

### ***1.3 Matériaux constitutifs de l'assemblage béton / pultrudé***

Aujourd'hui, grâce aux progrès réalisés dans la formulation des produits organiques de synthèse, le collage est reconnu comme une technique d'assemblage incontournable dans des secteurs d'activités aussi

variés que l'aéronautique et le bâtiment. Le collage se présente donc comme une opportunité pour le génie civil [TAB 82] [HUG 82].

Il existe de nombreux types de colle qui peuvent être classées en fonction de leur nature (adhésifs minéraux ou organiques), en fonction de leur mode d'obtention (naturel ou synthétique), de leurs propriétés (structurel ou non) ou de leur mode de prise (voie physique ou chimique) [CHA 08].

Dans le cadre de notre étude, les adhésifs qui nous intéressent sont les adhésifs structuraux. Selon J. Cognard, le collage est dit structural lorsqu'il confère à l'assemblage considéré une résistance mécanique suffisante dans les conditions environnementales de service [MEA 12].

La résistance mécanique conférée à l'assemblage dépend des matériaux mis en jeu et des efforts d'adhésion qui existent entre les matériaux à assembler et la colle. Pour pouvoir aborder le collage, il est donc important de posséder des connaissances sur les adhésifs utilisés et les matériaux que l'on souhaite assembler, mais aussi sur la nature des efforts d'adhésion induits et leur optimisation.

Dans la suite de cette section, nous présentons les matériaux constitutifs de l'assemblage étudié dans le cadre de cette thèse et les principaux points à prendre en compte lors des phases de conception.

### ***1.3.1 Les adhésifs époxydes du génie civil***

Dans le domaine du génie civil, les adhésifs époxydes thermodurcissables sont les plus utilisés. Ils existent sous deux formes : mono-composante activable sous chaleur ou bi-composante pour laquelle l'apport de chaleur n'est pas forcément nécessaire [BRU 04]. La forme mono-composante est souvent présentée sous forme de film ou de pâte contenant une résine époxyde et un durcisseur, l'utilisation de ce type d'époxy nécessite un préchauffage des parties à encoller et un étalement de la colle à une température supérieure à 120°C. Ceci limite son utilisation et explique la large utilisation de l'époxy bi-composante.

Les adhésifs époxydiques bi-composants sont constitués d'une base époxy (résine) et d'un durcisseur qui est généralement un mélange d'amines aliphatiques ou cycliques ou de polyamides. En dehors de ces composés de base, dans certains cas, selon les conditions de mise en œuvre sur chantier, il est possible d'utiliser des additifs (plastifiants, catalyseurs, flexibilisant ou agents de ductilité) afin d'ajuster les propriétés de l'adhésif aux contraintes du cahier des charges [GON 06].

Ce type d'adhésif présente des résistances de cisaillement et de traction élevées. Ils sont également très rigides et ont un comportement à la rupture fragile et sans seuil de plasticité (figure I-1(a)). Tout ceci est vrai à température ambiante, couramment rencontrée en génie civil ; à température élevée, leur comportement est différent. Seules certaines résines modifiées par adjonction d'élastomères ont un comportement ductile et présentent un seuil de plasticité (figure I-1(b)) [NGY 08]. De plus, ces résines possèdent une excellente adhérence sur la plupart des matériaux (métaux, verre, matière plastique, matériaux composites, bétons et bois), une excellente résistance au vieillissement, une très bonne tenue aux températures, une bonne résistance aux agressions chimiques et une bonne tenue à la fatigue [BRU 04] [MEA 12].

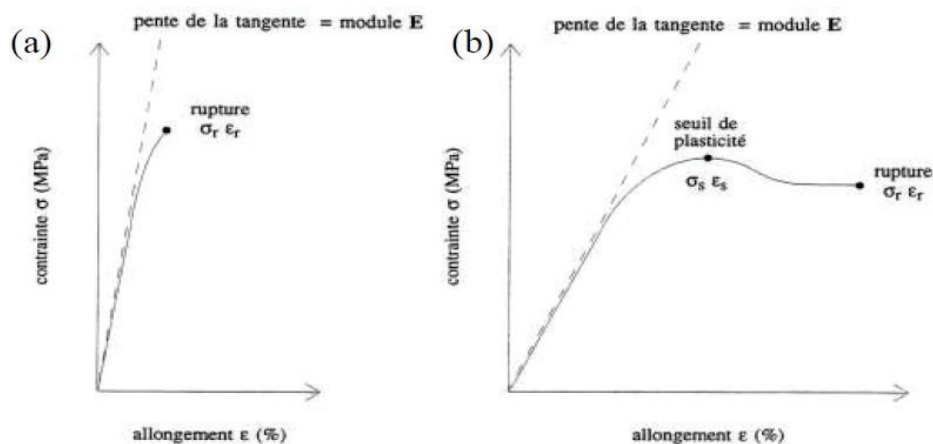


Figure I-1 : Courbes contrainte/déformation en traction uni-axiale d'un époxy (a) comportement fragile, (b) ductile présentant un seuil de plasticité [GON 06]

### 1.3.1.1 Phénomène de transition vitreuse

La température de transition vitreuse ( $T_g$ ) est une limite thermique qui caractérise le passage d'un état vitreux à un état caoutchouteux pour un polymère réticulé.

- L'état vitreux, aux basses températures, où le matériau est dur et cassant,
- L'état caoutchouteux, aux hautes températures, où le polymère est souple et extensible.

En augmentant la température, le phénomène de transition vitreuse apparaît quand la température de transition vitreuse est atteinte, la viscosité du matériau diminue progressivement au-dessus de  $T_g$ . L'évolution de la configuration du réseau macromoléculaire étant ainsi ralentie, le système n'a pas le temps d'atteindre l'équilibre thermodynamique, il se retrouve alors hors équilibre, figé dans un état métastable. Le système conserve une mobilité résiduelle qui permet un processus lent de relaxation structurale, ou de volume, tendant vers une conformation stable des réseaux moléculaires [LUN 78].

Les propriétés rhéologiques et mécaniques d'un polymère (adhésifs, résines) dépendent donc beaucoup de cette donnée en comparaison des températures supportées en service. Le degré de réticulation (la densité de réticulation) du polymère et les conditions de polymérisation influence fortement cette température. Une post-cuisson de la résine aboutit souvent à une augmentation de  $T_g$  : en effet plus la densité de réticulation sera importante, plus le réseau sera dense et donc plus la  $T_g$  sera élevée. Ce paramètre est un facteur clé de l'état du polymère et un indicateur de sa durabilité [FRI 06].

Plusieurs théories peuvent décrire et expliquer cette transition vitreuse. La plus connue est la théorie WLF (Williams, Landel et Ferry) ou la théorie du volume libre [NGY 08] [TOUT 14] qui est basée sur une approche cinétique. La transition vitreuse étant due aux mouvements des différents groupements de chaînes polymères, elle ne peut se produire que si le volume non occupé utilisable ou volume libre dynamique ( $V_f$ ) est suffisant [VAN 98].

Williams, Landel et Ferry ont trouvé que le comportement d'un polymère soumis à une sollicitation mécanique dépend à la fois de la vitesse de sollicitation et de la température. A température élevée, du fait de la mobilité moléculaire accrue, on observe qu'une sollicitation rapide donne un effet comparable à celui observé à température plus basse, mais avec une vitesse plus faible. Ce phénomène évoque une certaine relation entre la température et la fréquence de sollicitation qui est une forme de la théorie de Superposition Temps / Température (TTS).

Selon la théorie WLF, pour une température donnée  $T$ , le volume libre peut être calculé par cette équation :

$$V_f(T) = V_f(T_g) + \alpha_f(T - T_g) \text{ avec } \alpha_f = \beta_f - \beta_g \quad (\text{I. 1})$$

Dans cette équation,  $\alpha_f$  est la différence entre les coefficients d'expansion thermique de l'état caoutchoutique  $\beta_f$  et celui de l'état vitreux  $\beta_g$ , c'est-à-dire le coefficient d'expansion thermique du volume libre. La figure I-2 montre la variation du volume libre en fonction de la température (sur le graphe de cette figure,  $(1/\rho)$  représente le volume spécifique du polymère et  $\rho$  sa masse volumique).

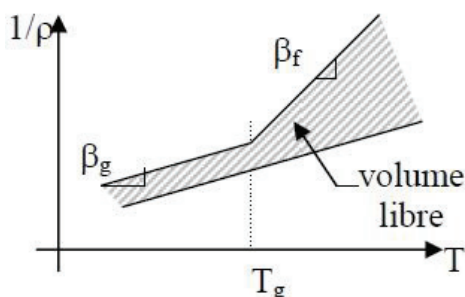


Figure I-2 : Variation du volume libre avec la température [GON 06]

Le développement de cette théorie permet de mettre en évidence une équivalence temps/température. WLF suppose que la propriété du matériau après un temps  $t$  à la température  $T_0$  (température de référence) est égale à celle obtenue après un temps  $t/\alpha_{T/T_0}$  à la température  $T$ , avec  $\alpha_{T/T_0}$ , un facteur de décalage dépendant de la température. On a donc :

$$\log(\alpha_{T/T_0}) = \log\left(\frac{f_0}{f}\right) = \log\left(\frac{\tau_0}{\tau}\right) = \frac{-C_1(T - T_0)}{C_2 + (T - T_0)} \quad (\text{I. 2})$$

Où  $C_1$  et  $C_2$  sont des constantes supposées universelles et indépendantes du matériau valant respectivement  $-17,44$  et  $51,60$  [BUC 00],  $f$  et  $f_0$  sont les fréquences de sollicitation et  $\tau_0$ ,  $\tau$  sont des temps caractéristiques.

### 1.3.1.2 Comportement viscoélastique de l'adhésif

Les polymères présentent généralement un comportement de type viscoélastique dépendant du temps d'application de la contrainte et/ou de la fréquence de sollicitation. Lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation mécanique extérieure, leur réponse comporte une composante purement élastique (aux temps courts, simple extension des chaînes) et une composante visqueuse dissipative qui dépend du temps (pour des temps plus longs, les chaînes vont pouvoir se réorganiser et glisser les unes par rapport aux autres) [GON 06] [BUC 00] [BRU 04]. Ce comportement peut être étudié par spectrométrie mécanique dynamique (dynamical mechanical analysis « DMA »).

On trouve peu d'études dans la littérature traitant le comportement en fluage de l'adhésif seul. Il ressort néanmoins de ces études que les mécanismes responsables de la déformation en fluage de polymères sont des mécanismes moléculaires à l'échelle microscopique. De nombreux modèles numériques et des relations empiriques ont été proposés pour simuler la réponse en fluage à l'échelle macroscopique, nous citons parmi ces modèles la loi de Findley et les modèles rhéologiques traditionnels comme le modèle de Burgers [BUC 00].

### 1.3.1.3 Vieillessement et comportement à long terme des adhésifs époxydes

Les adhésifs utilisés en génie civil sont souvent exposés à l'environnement naturel et peuvent subir différents types de vieillissements, qui sont principalement attribués aux effets de la température et de l'humidité [LUN 78] [AKA 97] [BRU 04].

En milieu sec ou peu humide où il n'y a pas de conditions hygrothermiques particulières imposées, les polymères peuvent poursuivre leur processus de réticulation. Bruneaux [BRU 04] a étudié l'évolution de  $T_g$  d'un adhésif époxy (EPONAL 380). Après différentes durées de polymérisation à  $20^\circ\text{C}$ , elle a

déterminé la température de transition vitreuse à partir d'essais de calorimétrie différentielle (DSC). La courbe de la figure I-3 décrit l'évolution de cette température en fonction du temps de polymérisation, sur une période totale de 200 jours. Sur cette figure, on peut voir clairement deux domaines de réticulation : le premier est caractérisé par une cinétique de polymérisation très rapide traduite par une forte augmentation de  $T_g$  et le second apparaît après une dizaine de jours, lorsque la cinétique ralentit de façon considérable suite à la vitrification du réseau polymère et  $T_g$  tend alors vers une valeur limite.

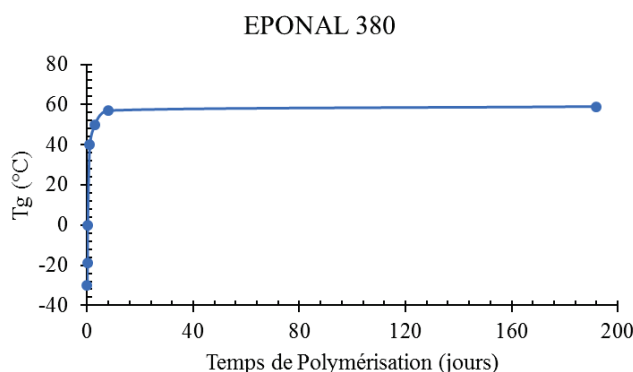


Figure I-3 : Variation de  $T_g$  en fonction de l'âge d'une résine époxyde [BRU 04]

En revanche, lorsqu'un polymère est exposé à un milieu particulièrement humide, la diffusion d'eau au sein du matériau engendre des modifications microstructurales du réseau qui influencent ses propriétés physiques et mécaniques. Ces types de vieillissement constituent l'objet de notre étude, ils seront abordés de façon plus détaillée dans la suite de ce chapitre.

### ***1.3.2 Béton***

Le béton de ciment est un composé multiphasique dont les deux principaux constituants sont :

- Un squelette granulaire qui lui confère une ossature rigide,
- Une matrice liante : la pâte de ciment durcie dont le comportement est fortement évolutif.

Cette matrice enrobe et lie les granulats entre eux. Le béton durci présente une structure poreuse complexe tridimensionnelle influencée par le mode de fabrication du matériau (composition, mise en place, compactage, traitements de cure) dont les tailles des pores varient du nanomètre au micromètre.

Les paragraphes suivants s'attacheront plus particulièrement à décrire les comportements différés du béton dans les conditions de service pour décrire son évolution au cours du temps.

#### ***1.3.2.1 Comportement mécanique instantané***

Les comportements instantanés de béton peuvent changer selon le mode de chargement. Le béton présente généralement un comportement non linéaire adoucissant asymétrique. Sa loi de comportement est principalement constituée de deux phases : une phase de comportement élastique linéaire et une phase de comportement non linéaire adoucissant post pic. La contrainte maximale est 10 fois plus élevée en compression qu'en traction.

#### ***1.3.2.2 Comportement mécanique différé – Fluage***

Le béton est un matériau qui se déforme au cours du temps. En l'absence de charge extérieure, cette déformation s'appelle le « retrait » et lorsqu'une charge est appliquée, le « fluage » [COU 86] [TOR 09]. Le fluage peut être défini comme une augmentation de la déformation lors de l'application d'une charge maintenue constante. La déformation ainsi obtenue peut atteindre deux à trois fois la déformation

élastique instantanée sous la même charge [BAZ 75]. On décompose aussi les déformations différées selon qu'il y ait, ou pas, un échange d'eau entre le béton et le milieu ambiant.

### 1.3.2.2.1 Phénomènes de retrait et fissuration

La matrice cimentaire subit des variations dimensionnelles même en l'absence de chargement. Le retrait est un phénomène de contraction volumique qui accompagne la prise et le durcissement du béton pendant la période de maturation. Il est dû à une perte de volume qui se produit lors de l'adsorption de l'eau qui se lie chimiquement au ciment lors de la cristallisation (prise) ainsi qu'à l'évaporation de l'eau excédentaire qui chimiquement n'était pas nécessaire à la prise du ciment, mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre au moment du coulage. Le phénomène de retrait se produit sur plusieurs années en se stabilisant avec le temps. Il dépend de plusieurs paramètres tels que le rapport E/C, la nature et le pourcentage volumique des granulats, le volume de granulat ainsi que la nature du ciment ou en d'autres termes les propriétés de diffusion du béton et la température [TOR 09].

Bien que le retrait ne soit pas homogène dans le béton et dépende de la position dans le volume au voisinage des parements, on admet par soucis de simplification, pour la prise en compte de l'influence du retrait dans le calcul, que le retrait est uniforme et isotrope (figure I-4) et sa déformation est ajoutée comme une déformation libre ou déformation initiale.

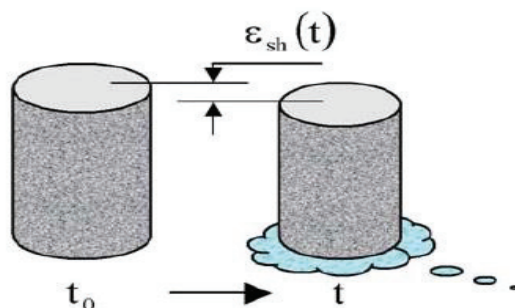


Figure I-4 : Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait

### 1.3.2.2.2 Fluage

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Un composant en béton soumis à un chargement mécanique se déforme au moment de l'application de la charge : déformation élastique instantanée. Mais dans le temps, la déformation évolue pour atteindre une limite après plusieurs années. L'amplitude du fluage dépend de l'âge auquel s'effectue le chargement et d'un certain nombre de paramètres tels que la contrainte appliquée, la constitution du béton, les conditions ambiantes (humidité, température...). Si l'on définit le module différé comme étant le rapport entre la contrainte appliquée et la somme des déformations (initiales + différées), ce module est environ 3 fois plus petit que le module d'élasticité [TOR 09].

La déformation de fluage est conventionnellement décomposée en deux composantes :

- Le fluage propre ou de base, qui intervient en l'absence d'échange hydrique ou thermique entre l'éprouvette et le milieu extérieur et qui se produit à température constante,
- Le fluage de dessiccation, qui est le supplément de fluage mesuré en condition de séchage, dû aux échanges hydriques avec le milieu extérieur.

L'analyse de la cinétique de la déformation de fluage propre des pâtes de ciments et des bétons met en évidence deux régimes cinétiques distincts :

- À court terme, la cinétique de la déformation de fluage propre est rapide pendant quelques jours après le chargement,



- À long terme, la déformation de fluage propre est caractérisée par une cinétique très lente.

Si après un chargement de fluage, on décharge l'éprouvette, celle-ci va se rallonger. Ce phénomène est la recouvrance. De même, elle comprend une partie de déformation instantanée et une partie de retour de fluage (voir figure I-5).

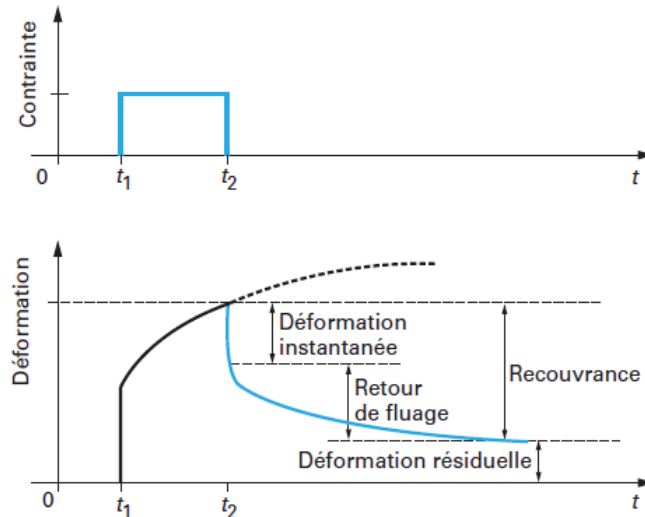


Figure I-5 : Fluage et retour de fluage [TOR 09]

❖ Prédiction du fluage dans les structures : principe de superposition

En général, à partir des essais en laboratoire, on définit une fonction de fluage  $J(t, \tau_0)$ , sous contrainte constante  $\sigma_0$ , représentant la partie de déformation dépendante de la charge appliquée, par unité de contrainte.

$$J(t, \tau_0) = \frac{1}{E} \left[ \frac{E}{E(\tau_0)} + \phi(t, \tau_0) \right] \quad (I. 3)$$

avec  $E$  = module d'Young à 28 jours

$E(\tau_0)$  = module d'Young à  $\tau_0$  date du chargement

$\phi(t, \tau_0)$  = coefficient de fluage

La déformation est alors égale à :

$$\varepsilon(t, \tau_0) = J(t, \tau_0) \cdot \sigma_0 \quad (I. 4)$$

Dans la réalité, la contrainte est rarement constante. Aussi, pour modéliser les effets du fluage, on se place en général dans le cadre de la viscoélasticité linéaire (principe de superposition de Boltzmann).

Dans le cas d'une histoire de chargement quelconque, ceci se généralisera en :

$$\varepsilon(t, \tau) = \int_0^t J(t, \tau) \cdot \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad (I. 5)$$

Lorsque l'histoire des sollicitations est compliquée, et c'est le cas dans la plupart des structures, un calcul utilisant cette formulation devient vite très gourmand en mémoire car il faut stocker toute l'histoire des sollicitations et des déformations correspondantes. Un moyen de contourner cette difficulté est d'utiliser une décomposition de la fonction de fluage en série de Dirichlet en recourant à un modèle rhéologique tel que [BAZ 74] [JUR 96] :

$$J(t, \tau_0) = \frac{1}{E(\tau_0)} + \sum_{s=0}^n \frac{1}{E_s(\tau_0)} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{t-\tau_0}{\tau_s}\right)} \right] \quad (\text{I. 6})$$

Avec  $n$ ,  $E_s$  et  $\tau_s$  étant des paramètres à identifier.

L'intérêt est qu'il suffit de stocker, à chaque pas de calcul, les déformations de fluage de chaque terme de la série et la contrainte appliquée, tout en restant dans le cadre de la viscoélasticité linéaire.

### ***1.3.2.2.3 Vieillessement et comportement à long terme***

Les matériaux cimentaires n'échappent pas à la loi universelle de l'évolution : ils subissent l'influence chimique du milieu extérieur et les contraintes mécaniques auxquelles on les soumet. En l'absence de chargement mécanique, on peut classer les mécanismes d'évolution des matériaux cimentaires selon deux catégories :

1. Les phénomènes de retrait et fissuration,
2. Les actions de l'atmosphère ou d'un milieu extérieur agressif.

Les propriétés rhéologiques et mécaniques du béton évoluent au cours du temps, c'est la maturation. Notamment, pendant les premiers 28 jours, en effet, la résistance en compression et la rigidité du béton atteignent 70 % de leurs valeurs maximales au bout de 7 jours, ensuite l'augmentation se ralentit considérablement pour atteindre approximativement leurs valeurs maximales au bout de 28 jours. Et après il n'y a plus d'augmentation, les propriétés du béton commencent à se dégrader sous les effets des conditions sévères et agressives (la température, l'humidité, la pluie acide...) [TOR 09]. Le phénomène de vieillissement du béton apparaît clairement dans sa réponse sous une charge constante. Les comportements différés (retrait, fluage, relaxation) sont fortement dépendants de l'âge du béton au moment du chargement [BAZ 78]. D'autre part, il est recommandé dans tous les règlements pour le calcul des structures, de considérer le béton comme un matériau vieillissant.

### ***1.3.3 Matériau composite GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer)***

Dans le domaine du génie civil, la réduction du poids des structures est une exigence, ce qui explique la forte demande des matériaux composites dans la construction. Au vu de leurs excellentes propriétés, notamment la légèreté, la résistance spécifique élevée, la résistance à la corrosion et le faible coût d'entretien, les matériaux composites deviennent une solution très attractive pour répondre aux besoins de construction, renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art [EDW 98] [GUA 14] [DAV 95]. Les profilés FRP (Polymère Renforcé de Fibres) ont notamment été utilisés dans la construction de ponts, passerelles (figure I-6) et dans le cas où les structures sont exposées à un environnement corrosif en bord de la mer [NGU 08].

Un matériau composite FRP résulte d'un assemblage d'au moins deux matériaux. L'assemblage final possède des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs. Un matériau composite est constitué d'une matrice et d'un renfort :

- Les matrices

Les matrices (résines) ont pour principal but de transmettre les efforts mécaniques au renfort, d'assurer la protection du renfort vis-à-vis des diverses conditions environnementales, et de donner la forme désirée au produit. La transmission de l'effort est principalement assurée par les contraintes de cisaillement qui se développent entre la matrice et les fibres.

- Les renforts

Les renforts supportent les efforts mécaniques. Les fibres possèdent généralement une bonne résistance à la traction mais une résistance faible à la compression. Les renforts assurent la résistance et la rigidité du composite.





Figure I-6 : Exemples de ponts construits en GFRP : la passerelle de Lérida de longueur de 38 m construite en 2001 en Espagne (image à gauche), le premier pont routier construit en 2015 de 22 m de longueur en Pologne (images à droite)

Aujourd’hui, les profilés polymères renforcés par des fibres de verre (GFRP) sont les plus souvent employés dans la construction en raison du faible coût des fibres de verre comparativement aux autres types de fibres disponibles (carbone, aramide) [EDW 98].

Durant ces dernières décennies, un progrès dans les procédés de fabrication des matériaux composites par pultrusion a été accompli. La pultrusion consiste à obtenir un profilé de section précise en composite thermoplastique armé de fibres de renforts continus et unidirectionnelles, avec une consolidation homogène [LUC 07].

La figure I-7 détaille les principales étapes de ce procédé. Les fibres sont déroulées à partir de bobines. Elles sont ensuite plongées dans un bain d’imprégnation (indispensable pour des taux élevés de renforts) de résine que l’on a préalablement chauffée légèrement pour en abaisser la viscosité puis entrent dans une filière à l’intérieur de laquelle elles sont cuites (polymérisation de la matrice). Suffisamment loin de la filière de façon à permettre le refroidissement naturel ou forcé du profilé, les profilés formés sont tirés hors de la filière puis coupés à la taille souhaitée. Ce procédé est largement utilisé, en vue d’applications diverses.

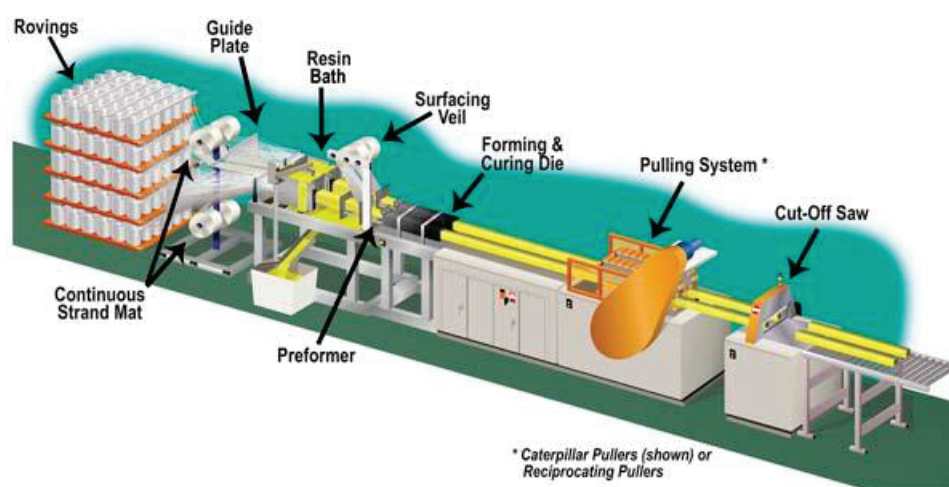


Figure I-7 : Procédé de pultrusion (Source : STRONGWELL, 2013)

Les propriétés instantanées du GFRP sont relativement connues par les scientifiques et les ingénieurs, mais leur durabilité et leur performance dans les conditions environnementales sévères suscitent encore de nombreuses inquiétudes comparativement aux fibres de carbone [LIA 99] [BER 08]. Les fibres de verre ont généralement un faible module d'élasticité et manquent de résistance face aux solutions salines et/ou basiques [GEN 98].

Plusieurs facteurs déterminent les propriétés des matériaux composites GFRP, comme la concentration du renfort (fraction volumique ou fraction massique), sa distribution dans le volume du composite et la nature de l'interface matrice-renfort. Mais en général, les caractéristiques élastiques d'un composite unidirectionnel peuvent être estimées à partir des caractéristiques de ses constituants (figure I-8) selon les expressions suivantes [HOU 12] :

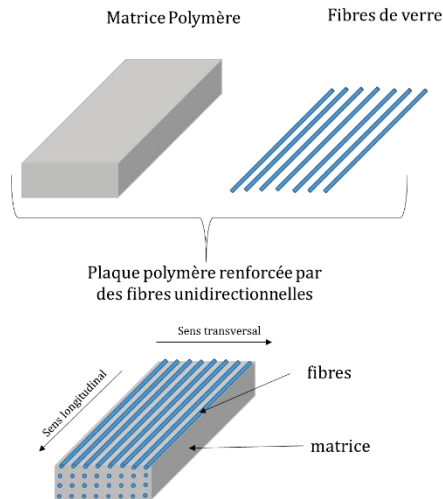


Figure I-8 : Composition d'un GFRP

- ❖ Le module élastique suivant le sens longitudinal :

$$E_L = E_{Lf}V_f + E_mV_m \quad (I. 7)$$

- ❖ Le module élastique dans le sens transverse :

$$E_T = E_m \left( \frac{1}{(1 - V_f) + \frac{E_m}{E_{Tf}} V_f} \right) \quad (I. 8)$$

- ❖ Le module de cisaillement dans le plan (L, T) :

$$G_{LT} = G_m \left( \frac{1}{(1 - V_f) + \frac{G_m}{G_{LTf}} V_f} \right) \quad (I. 9)$$

- ❖ Le coefficient de Poisson :

$$\nu_{LT} = \nu_f V_f + \nu_m V_m \quad (I. 10)$$

Avec :

-  $E_L, E_T, G_{LT}$  et  $\nu_{LT}$  sont respectivement les modules d'Young du profilé longitudinal et transversal, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson dans le plan LT.

-  $E_{Lf}, E_{Tf}$  et  $G_{LTf}$  sont respectivement les modules d'Young de la fibre dans le sens longitudinal et dans le sens transversal et le module de cisaillement,

-  $E_m$  et  $G_m$  sont les modules d'Young et de cisaillement de la matrice respectivement,

- $V_m$  et  $V_f$  sont les fractions volumiques de matrice et de fibres dans le composite,
- $\nu_m$  et  $\nu_f$  sont les coefficients de Poisson de la matrice et des fibres respectivement.

Le matériau composite en fibres de verre est donc conçu comme un matériau orthotrope [MOT 93] [NET 07] [GUA 14]. Il possède 3 plans de symétrie orthogonaux et sa réponse dépend alors de la direction de sollicitation.

En outre, une des caractéristiques principales du comportement mécanique des matériaux composites est leur nature viscoélastique, c'est à dire que sous l'action d'une contrainte constante, ils sont susceptibles de se déformer, non seulement de manière instantanée (réponse élastique), mais également au cours du temps. Plusieurs modèles de fluage sont proposés dans la littérature pour modéliser leurs comportements au cours du temps [BAN 92] [SCO 98] [DUT 00]. Ces différentes études ont mis en évidence l'influence de la nature de matrice sur la réponse à long terme. La déformation en fluage des composites renforcés par des fibres de verre est gouvernée par les propriétés viscoélastiques de la matrice puisque l'on peut considérer que les fibres ne fluent pas [BAN 92] [MOT 93] [SCO 98]. En première approximation, sous charge modérée, un matériau composite peut être considéré comme un matériau viscoélastique linéaire que l'on peut modéliser au moyen des équations de Boltzmann et des séries de Dirichlet (voir paragraphe I.3.2.2). Parmi les autres modèles proposés, le modèle de Findley est le plus utilisable et recommandé pour simuler le comportement à long terme [BAN 92] [SCO 98] [SA 11(1)] [SA 11(2)]. Ce modèle (loi de Findley) est une loi de type puissance fonction du temps et présente un intérêt évident à cause de sa simplicité.

La déformation dans une direction donnée est décrite par la relation suivante :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + m_e \left( t/t_0 \right)^{n_e} \quad (\text{I. 11})$$

avec :

- $\varepsilon(t)$  est la déformation de fluage totale ( $\mu\text{m.m}^{-1}$ ),
- $\varepsilon_0$  est la déformation élastique initiale dépendant de la contrainte ( $\mu\text{m.m}^{-1}$ ),
- $m_e$  est l'amplitude de déformation de fluage transitoire dépendant de la contrainte ( $\mu\text{m.m}^{-1}$ ),
- $n_e$  est un paramètre matériau indépendant des conditions de chargement et de la contrainte appliquée,
- $t$  est le temps (heures),
- $t_0$  est une unité du temps (1 heure).

A partir de l'équation (I. 11), on peut trouver les modules viscoélastiques dans les différentes directions en utilisant la procédure détaillée dans la suite de ce paragraphe.

Selon Findlay, la déformation initiale  $\varepsilon_0$  à l'instant  $t_0$  et la variable  $m_e$  peuvent être représentées par une fonction hyperbolique en fonction de la contrainte.

Alors, l'équation (I. 11) peut également se mettre sous la forme suivante :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0' \sinh(\sigma/\sigma_0) + \varepsilon_t \left( t/t_0 \right)^{n_e} \sinh(\sigma/\sigma_t) \quad (\text{I. 12})$$

avec  $\varepsilon_0'$ ,  $\sigma_0$ ,  $\varepsilon_t$  et  $\sigma_t$  sont des constantes matérielles.

Dans le cas où les conditions suivantes «  $\sigma/\sigma_0 < 1$  et  $\sigma/\sigma_t < 1$  » sont applicables et comme  $\sinh(\theta) \approx \theta$  si  $\theta \ll 1$ , l'équation (I. 12) peut être réduite par l'équation (I. 13) :

$$\varepsilon(t) \cong \varepsilon_0' (\sigma/\sigma_0) + \varepsilon_t \left( t/t_0 \right)^{n_e} (\sigma/\sigma_t) \quad (\text{I. 13})$$

L'équation (I. 13) peut être écrite de la forme suivante :

$$\varepsilon(t) = \sigma \left( \frac{1}{E_0} + \frac{t^{n_e}}{E_t} \right) \quad (\text{I. 14})$$

où  $E_0 = \sigma_0/\varepsilon_0'$  est le module élastique initial indépendant du temps et  $E_t = \sigma_t/\varepsilon_t = \sigma/m_e$  est le module élastique qui caractérise le comportement au cours du temps.

De l'équation (I. 14), le module viscoélastique  $E_v = \sigma/\varepsilon(t)$  est alors obtenu grâce à l'équation (I. 15) :

$$E_v = \frac{E_t E_0}{E_t + E_0 t^{n_e}} \quad (\text{I. 15})$$

Pour une seule charge de fluage (chargement permanent),  $\varepsilon_0' = \varepsilon_0$  la déformation initiale élastique à l'instant du chargement et  $\sigma = \sigma_0$  la contrainte constante due à la charge appliquée pendant la durée de l'essai.

Les mêmes équations que celles présentées ci-dessus peuvent être également appliquées pour identifier le module de cisaillement viscoélastique  $G_v$  en remplaçant la déformation  $\varepsilon$  par la déformation de cisaillement. Le module  $G_v$  peut alors être identifié grâce à l'équation (I. 16).

$$G_v = \frac{G_0 G_t}{G_t + G_0 t^n} \quad (\text{I. 16})$$

avec  $G_0 = \tau_0/\gamma_0$ , le module de cisaillement initial indépendant du temps et  $G_t = \tau/m_g$ , le module de cisaillement qui caractérise le comportement au cours du temps.

En suivant les mêmes étapes que celles décrites ci-dessus pour déterminer les déformations axiales, on peut déterminer  $m_g$  et  $n_g$ .

## ***I.4 Assemblages collés***

### ***I.4.1 Mécanismes de l'adhésion***

Un assemblage collé en génie civil est constitué de deux substrats, de même nature ou de natures différentes, et d'une fine couche de colle. Pour réaliser un assemblage, il faut d'abord préparer la colle qui est initialement à l'état fluide ou liquide et l'étaler sur les substrats. Ensuite, après le serrage de l'assemblage (avec pression ou sans), les deux substrats s'accrochent suite à la prise ou la polymérisation de la colle. Cette phase met en action divers mécanismes physiques, mécaniques et chimiques qui assurent l'adhésion de l'assemblage. Nous présentons dans la suite de cette partie les différentes théories développées et citées dans la littérature pour représenter des mécanismes d'interaction responsables de l'adhésion entre un matériau et un adhésif.

#### ***I.4.1.1 Définitions***

Nous présentons dans ce paragraphe, les définitions de quelques notions élémentaires utiles pour comprendre les différentes théories proposées :

- ***Interphase*** : c'est un « mélange » des deux matériaux massiques entourant le joint de colle (couche de substrat avec de la colle). Il s'agit de la zone de transition dans laquelle les propriétés chimiques et mécaniques sont différentes du substrat et de l'adhésif [BAL 12] [MEA 12].
- ***Interface*** : c'est une couche limite où les échanges et les interactions chimiques et physiques interviennent entre le substrat et l'adhésif.
- ***Adhésion*** : selon Cognard [COG 02], l'adhésion est une liaison interfaciale. Elle se caractérise par la force ou l'énergie nécessaire qu'il faut appliquer pour séparer deux matériaux réunis par une surface commune. Les forces de liaison peuvent être d'origine soit physique soit chimique.

- **Mouillage** : c'est l'aptitude de l'adhésif à se répandre sur la surface d'un substrat. Selon Bruneaux [BRU 04], cela traduit l'aptitude de l'adhésif à créer des liaisons de Van der Waals ou des liaisons de type acide-base (liaisons "hydrogène") avec le substrat.
- **Energie libre de surface** : c'est une énergie spécifique pour chaque surface. Elle est définie comme l'énergie nécessaire pour déplacer une molécule de l'intérieur d'un matériau vers l'extérieur [BAL 12].
- **Tension superficielle** : C'est une force qui existe au niveau de toute interface entre deux milieux de natures différentes [COU 03] [BAL 12]. Elle est également appelée tension de surface ou énergie d'interface. La tension superficielle est numériquement égale à l'énergie libre de surface mais les unités de dimension ne sont pas les mêmes.
- **Compatibilité** : dans le cas du collage, lorsqu'on dit qu'un type d'adhésif est compatible avec un matériau, cela signifie que le matériau ne se décolle pas aisément de résine, sinon on dit que l'adhésif est incompatible avec la prise en mode chimique du matériau ou de la colle.

#### I.4.1.2 Théorie de l'ancrage mécanique (*Mechanical interlocking*)

La théorie de l'ancrage mécanique est l'un des premiers modèles proposés pour expliquer l'adhésion d'un assemblage collé [BAL 12]. Elle suppose que l'adhésion résulte de la pénétration de l'adhésif dans les irrégularités, les microcavités, les pores de la surface avant sa solidification ce qui permet de constituer de nombreux points d'ancrage après polymérisation de l'adhésif [AWA 09] [BAL 12]. Ce phénomène joue un rôle prépondérant dans le cas du béton ou du bois où la surface de collage est rugueuse. La figure I-9 illustre cette théorie d'ancrage.

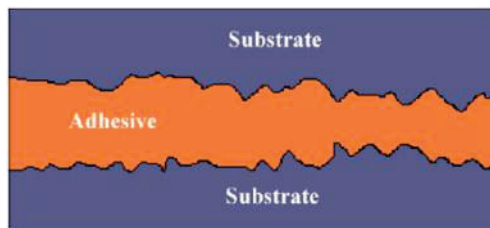


Figure I-9 : Illustration de l'adhésion par ancrage mécanique [AWA 09]

La porosité et la rugosité de la surface de collage sont généralement des facteurs favorisant la tenue mécanique d'un assemblage. Plus la rugosité augmente, plus la surface de contact réelle entre adhésif et substrat sera importante. Cependant, la rugosité n'est favorable que dans le cas où la géométrie des crevasses et le mouillage de l'adhésif favorisent la pénétration (figure I-10 (a)). Dans certains cas, la rugosité importante et le mauvais mouillage peuvent créer des poches d'air au fond des cavités et par conséquent l'adhésif ne peut plus s'écouler dans les zones les plus profondes (figure I-10 (b)) [AWA 09] [BAL 12]. Ce phénomène aboutit à une concentration des contraintes au niveau des défauts qui implique un affaiblissement de la résistance mécanique de l'assemblage. Il existe alors une rugosité optimale permettant le remplissage total des cavités tout en donnant une adhésion maximale entre les constituants de l'assemblage.

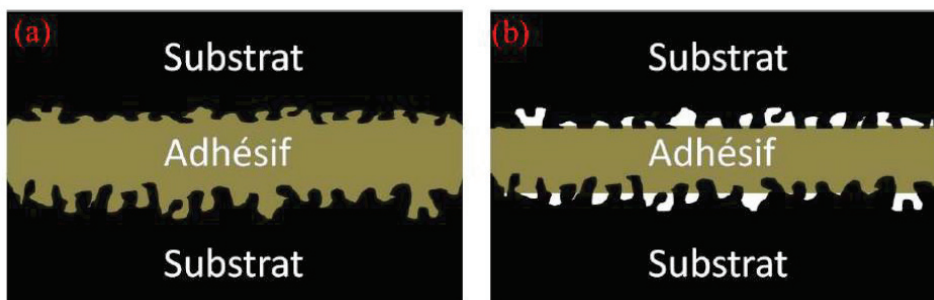


Figure I-10 : a) Mouillage parfait, b) Mauvais mouillage [TOU 14]



### 1.4.1.3 Théorie de l'adsorption thermodynamique ou du mouillage

Cette théorie considère que les liaisons interatomiques et intermoléculaires entre les deux surfaces (l'adhésif et le substrat) sont responsables de l'adhésion d'un assemblage collé. Parmi ces forces de liaison entre l'adhésif et le substrat se trouvent les liaisons d'hydrogène, van der Waals, les forces de Debye, les forces de Keesom et les liaisons primaires de type covalentes, ioniques ou métalliques [BAL 12] [COU 03]. La qualité du collage dépend alors de la surface de contact entre l'adhésif et le substrat. Le mouillage et la viscosité de l'adhésif joue un rôle important dans cette théorie.

En 1985, Young a considéré une goutte liquide de tension superficielle connue déposée sur une surface solide, lisse, homogène et isotrope [AWA 09]. La goutte s'étalait jusqu'à atteindre un état d'équilibre avec un angle de contact  $\theta$  (figure I-11). La force d'adhésion de ce système peut être estimée par le travail thermodynamique réversible d'adhésion ou de Dupré ( $W_a$ ), qui est exprimé par l'équation de Dupré (éq. (I. 17)) :

$$W_a = \gamma_{LV} + \gamma_{SV} - \gamma_{SL} \quad (\text{I. 17})$$

Avec  $\gamma_{LV}$  : énergie libre de l'interface liquide/air

$\gamma_{SV}$  : énergie libre de l'interface solide/air

$\gamma_{SL}$  : énergie libre de l'interface solide/liquide

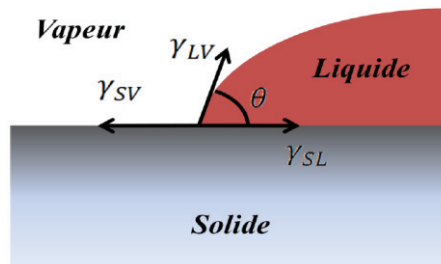


Figure I-11 : Mouillage selon le modèle de Young [TOUT 14]

A l'équilibre, l'interaction thermodynamique entre liquide (adhésif) et solide (substrat) peut se traduire par une relation entre les différentes énergies libres de surface (énergies libres de l'interface, des forces dispersives et des forces polaires) connue sous le nom de l'équation d'Young [COU 03] [BAL 12] [CLI 01] :

$$\gamma_{SV} - \gamma_{SL} = \gamma_{LV} \cos \theta \quad (\text{I. 18})$$

Lorsque  $\theta = 0^\circ$ , le liquide mouille parfaitement la surface solide. Ainsi, plus l'angle est faible plus la mouillabilité est importante.

Le travail d'adhésion exprimé par l'équation de Dupré devient :

$$W_a = \gamma_{LV}(1 + \cos \theta) \quad (\text{I. 19})$$

A partir de cette équation, nommée l'équation de Young-Dupré, on peut conclure que la condition d'obtention d'une bonne adhésion dépend de l'angle de contact  $\theta$  entre le substrat et l'adhésif, donc du mouillage lors de la formation de l'assemblage. Plus le mouillage est bon (angle de contact nul ou très petit), plus l'énergie d'adhésion est grande. D'autre part, les traitements de surface utilisés peuvent modifier les énergies libres de surface des substrats à encoller et l'angle de contact [SHI 07] [MUI 16] (figure I-12).

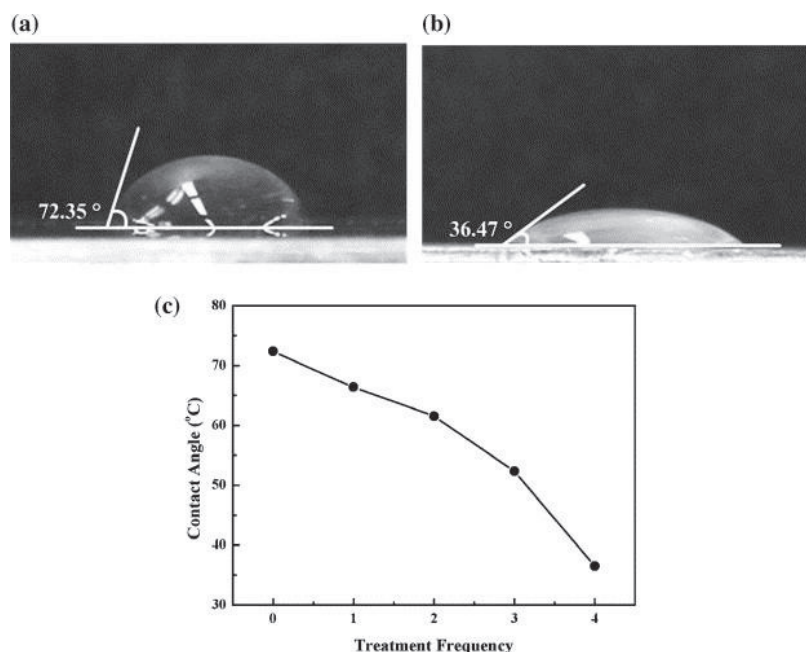


Figure I-12 : Angle de contact d'une goutte d'eau déposée sur une surface d'aluminium a) non traitée, b) traitée au plasma, c) variation de l'angle de contact en fonction de la fréquence de plasma des ions [SHI 07]

#### 1.4.1.4 Théorie de la diffusion de l'inter-diffusion

Cette théorie, proposée par Voyutski, explique l'adhésion intrinsèque des polymères entre eux et avec eux-mêmes comme un résultat de l'inter-diffusion des macromolécules de deux polymères à l'interface. La figure I-13 illustre ce mécanisme. En effet, des segments de chaîne moléculaire de chaque polymère vont traverser l'interface et diffuser dans le polymère opposé. Les chaînes macromoléculaires sont alors interpénétrées en assurant l'adhésion. Il faut noter que cette théorie ne peut s'appliquer que pour des matériaux ayant des solubilités compatibles à condition de posséder une mobilité suffisante de leurs macromolécules ou de segments moléculaires [BAL 12].

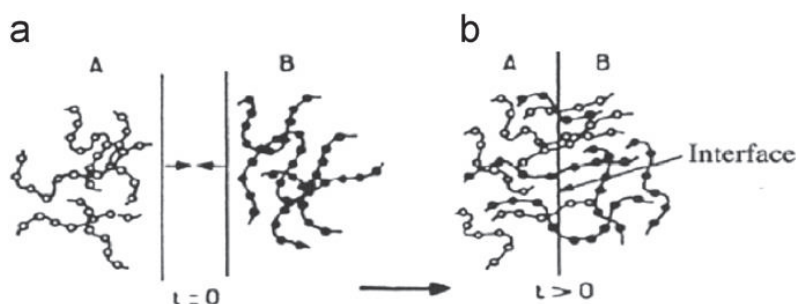


Figure I-13 : Théorie de la diffusion de l'adhésif a) interdiffusion de l'adhésif, b) assemblage des molécules à l'interface [BAL 12]

#### 1.4.1.5 Théorie électrostatique

La théorie électrostatique (ou le mécanisme d'adhésion électrique) est également connue sous le nom de condensateur électrique à double couche [BAL 12]. Cette théorie suppose qu'un transfert d'électrons se crée à l'interface entre l'adhésif et le substrat et par conséquent une formation d'une double couche de charge électrique à l'interface. L'adhésion est présumée due à l'existence des forces attractives à travers la double couche électrique (figure I-14). Il faut noter que cette théorie ne peut s'appliquer que dans le cas d'assemblage des matériaux incompatibles comme assemblage entre un polymère et un substrat métallique.

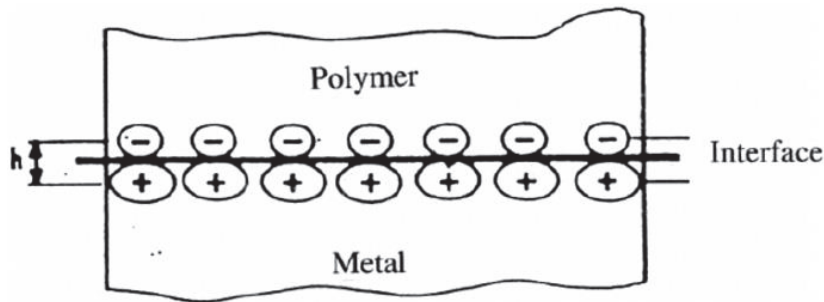
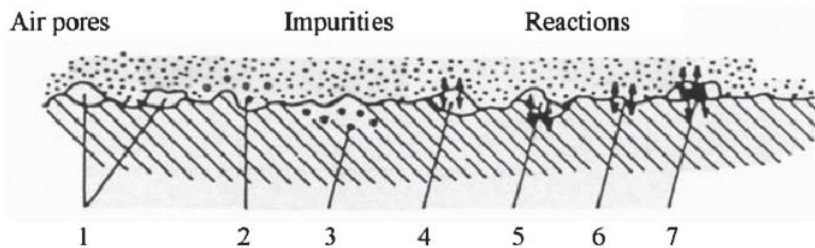


Figure I-14 : Représentation schématique du modèle électrostatique [BAL 12]

#### 1.4.1.6 Théorie de la couche de faible cohésion

Cette théorie suppose que la rupture d'un assemblage collé n'intervient pas à l'interface entre le substrat et l'adhésif mais dans une couche voisine de faible cohésion [BAL 12]. Cette fine couche est constituée des bulles d'air prisonnières dans les pores, des impuretés et des composés de faible masse moléculaire (figure I-15). Cette théorie met en évidence l'importance de la phase de traitement des surfaces à encoller pour éliminer les contaminants et les couches de faible cohésion comme les couches d'oxydes dans le cas d'un substrat métallique [BAL 12].



Model of weak boundary layers. The seven Bikerman classes:  
1) air pores; 2) and 3) impurities at the interface; 4) to 7) reactions between components and medium.

Figure I-15 : Classification de Bikerman des couches de faible cohésion [BAL 12]

#### 1.4.1.7 Théorie de la liaison chimique ou moléculaire

La théorie d'adhésion chimique est la théorie la plus ancienne et la plus largement acceptée par les scientifiques pour expliquer l'adhésion entre deux surfaces en contact [AWA 09] [BAL 12]. Cette théorie est fondée sur l'idée que l'adhésion entre deux solides est d'autant plus forte que ces deux surfaces développent à leurs interfaces des réactions chimiques donnant lieu à des liaisons de valence (covalentes ou ioniques) (figure I-16). Il est cependant aussi difficile d'obtenir ce type de liaisons naturellement par simple assemblage des substrats. Pour cela, des agents de couplages ou promoteurs d'adhésion sont souvent utilisés pour favoriser l'établissement de ces liaisons comme par exemple l'utilisation du traitement par des silanes pour les fibres de verre et même pour les métaux [BAL 12].

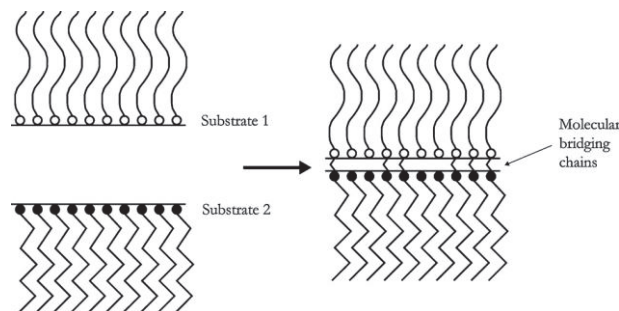


Figure I-16 : Représentation schématique de liaison chimique entre deux substrats [AWA 09]



### ***1.4.1.8 Bilan***

Au vu des différents mécanismes présentés, nous pouvons conclure que l'adhésion est influencée par de nombreux facteurs, nous citons les principaux facteurs qui peuvent avoir un impact considérable sur la qualité du collage :

- les propriétés de surfaces à coller : la rugosité, l'énergie libre superficielle et la composition chimique et atomique,
- les propriétés de la résine (adhésif) : la viscosité, la mouillabilité et la composition chimique et atomique.

Chaque théorie a son importance en fonction des types des substrats à assembler. Il semble difficile de choisir un mécanisme précis pour quantifier l'énergie de l'adhésion d'un assemblage avec la présence de ces nombreux phénomènes (interactions chimiques, thermodynamique, ancrage mécanique, etc.). De nos jours, il existe un débat ouvert dans la littérature concernant chacun des mécanismes d'adhérence. La combinaison de plusieurs théories présentées peut donner une description complète du phénomène d'adhésion.

Cependant, l'influence de l'interphase dans laquelle le matériau n'est ni de la nature de l'adhésif employé, ni de la nature de l'adhérent est importante. Ses propriétés peuvent modifier grandement le comportement du joint réalisé [CHA 08].

### ***1.4.2 Caractérisation mécanique des assemblages***

Pour évaluer l'efficacité d'un assemblage, il est nécessaire de mesurer mécaniquement l'adhérence entre le substrat et l'adhésif. De nombreux types d'essais disponibles dans la littérature ont été développés et utilisés pour caractériser les joints collés. Ces tests permettent de connaître les lois de comportement de l'assemblage, ainsi que le type de rupture du joint de colle.

Nous présentons dans ce paragraphe les principaux essais de caractérisation des assemblages collés en les classifiant selon le type de sollicitation du joint collé : traction, traction/cisaillement, compression/cisaillement, pelage/clivage et torsion/cisaillement (figure I-17).

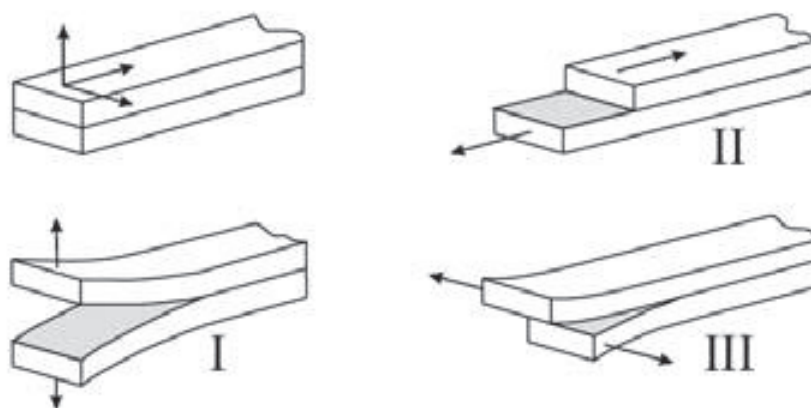


Figure I-17 : Représentation des différents modes de sollicitation : (I) clivage, (II) Cisaillement longitudinale, (III) Cisaillement transversal [BER 11(2)]

#### ***1.4.2.1 Les essais de traction***

##### ***1.4.2.1.1 Traction bout à bout***

C'est un essai normalisé décrit dans la norme NF EN 26922 (ISO 6922) [CHA 08] [BRU 04]. Il consiste à solliciter en traction un assemblage constitué de deux tubes collés bout-à-bout par un adhésif (figure I-18 (a)). Ce test est peu utilisé aujourd'hui car la reproductibilité des résultats est très faible.

#### 1.4.2.1.2 Test d'arrachement (pull-off)

Ce test est utilisé pour la quantification de l'adhérence d'un système de réparation sur un support cimentaire (ASTM D 4581-85, EN 1542). La méthode de réalisation de ce test est aisée à mettre en œuvre et ne nécessite pas un appareillage complexe. Ce test consiste à coller un disque métallique rigide muni d'un filetage sur l'élément à tester (figure I-18 (b)). Au moyen d'une tige filetée, le disque est connecté aux mors d'une machine de traction (presse hydraulique). Ce test est largement utilisé en raison de sa simplicité et de la possibilité d'être réalisé en laboratoire et sur site. Cependant, il présente des inconvénients comme la forte dispersion des résultats et la possibilité d'une rupture cohésive dans le béton, ce qui rend l'analyse des résultats complexe.

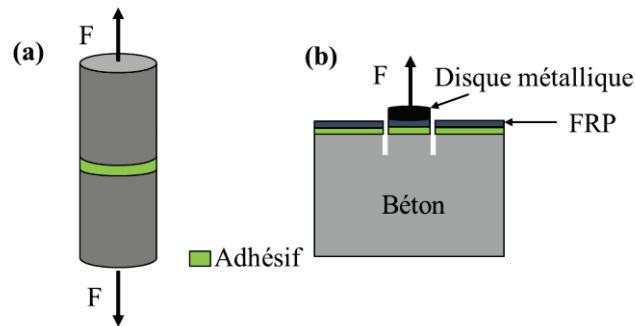


Figure I-18 : Schémas simplifiés des tests de (a) traction bout à bout et (b) arrachement

#### 1.4.2.2 Les essais de traction/cisaillement

La caractérisation de la tenue mécanique des assemblages par cisaillement est généralement préférée aux autres, car les joints adhésifs sont conçus pour fonctionner en cisaillement dans les conditions de service. Nous présentons dans ce paragraphe les trois principaux essais de cisaillement utilisés dans les études présentées dans littérature.

##### 1.4.2.2.1 Cisaillement simple recouvrement (Single lap joint)

Le test de cisaillement plan à simple recouvrement est un test simple et rapide (figure I-19). Cet essai est très utilisé dans l'industrie, notamment pour caractériser les assemblages métalliques collés. Il peut être également utilisé pour caractériser des assemblages de type béton/lamelle FRP ou acier/lamelle FRP. Cet essai est normalisé (NF-EN 1465, ISO 4587) [CHA 08] [BOR 09]. Cependant, Cet essai provoque une déformation importante des substrats à cause d'une flexion parasite due à la dissymétrie, ce qui rend l'analyse mécanique des résultats complexe. La sollicitation du joint n'est pas un cisaillement pur et les concentrations de contrainte de cisaillement sont très importantes sur les bords des joints [BER 11].

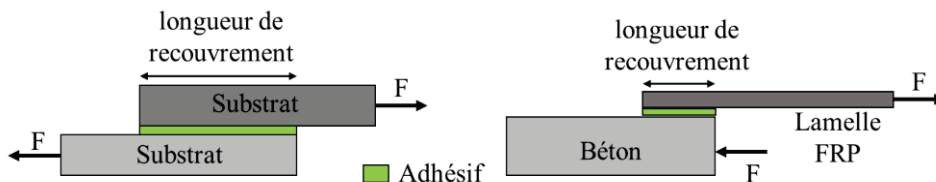


Figure I-19 : Essai à simple recouvrement

##### 1.4.2.2.2 Cisaillement double recouvrement (double laps joints)

Cet essai est utilisé à la place de l'essai à simple recouvrement pour réduire l'excentricité du chargement et diminuer ainsi la déformation par flexion parasite présentée dans le cas de l'essai à simple recouvrement [CHA 08] [BER 11(2)].

Les essais double recouvrement sont couramment utilisés dans l'industrie automobile pour la caractérisation des assemblages métalliques collés (figure I-20 (a)) et dans le cadre de la réparation des

structures en béton armé (figure I–20 (b) et (c)). Une force de traction appliquée aux blocs de béton produit une distribution de cisaillement le long du joint de colle.

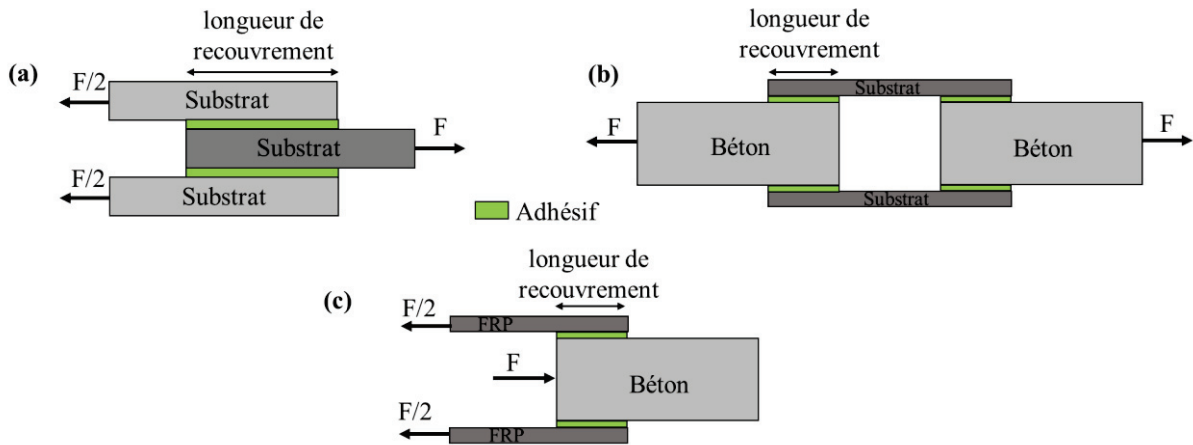


Figure I–20 : Essai à double recouvrement

#### I.4.2.2.3 Essai Arcan

L'essai Arcan permet d'appliquer des sollicitations mixtes sur les assemblages collés. Il permet notamment d'obtenir un état de cisaillement pur dans un assemblage collé pratiquement libre de toute contrainte normale. Par ailleurs, le dispositif de l'essai et la géométrie de l'éprouvette permettent de garantir un état de déformation relativement homogène au sein du joint [JOA 07] [BER 11(2)]. Le montage est généralement constitué de deux demi-disques en acier réunis par une éprouvette collée parallélépipédique (figure I–21). Selon l'angle de sollicitation, différents états de contraintes biaxiales peuvent être obtenus. Il est à noter que l'épaisseur des substrats utilisés pour les tests Arcan, qui est de l'ordre de 6 mm, est assez éloignée des épaisseurs réelles des substrats utilisés dans les assemblages mixtes [BER 11(2)].

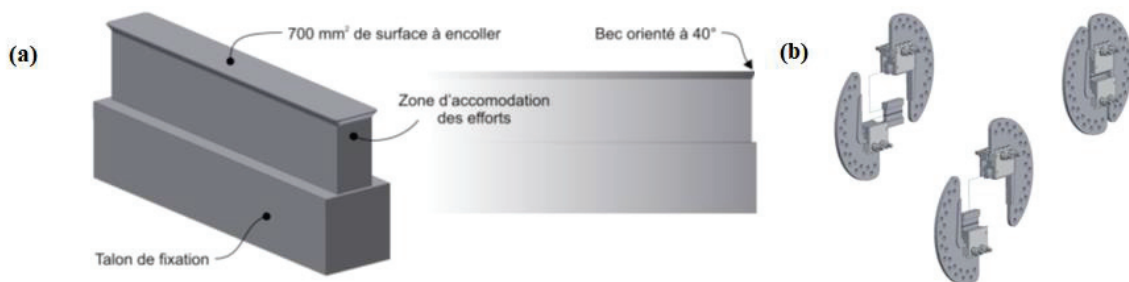


Figure I–21 : a) Géométrie d'une demi éprouvette permettant de garantir un état de déformation le plus homogène possible, b) Procédure de fixation de l'éprouvette sur les demi-disques supports [JOA 07].

### I.4.2.3 Les essais de compression/cisaillement

#### I.4.2.3.1 Test de cisaillement indirect par compression

Ce test consiste à solliciter en compression deux cylindres ou prismes collés bout à bout suivant un plan incliné pour tester le joint d'adhésif en cisaillement indirect (figure I–22). Cet essai est fortement utilisé pour caractériser l'assemblage collé de type béton/béton [FRI 06]. Un de ses avantages est que le béton est sollicité en compression contrairement aux autres essais où la sollicitation du béton en traction limite leurs domaines d'applications. En revanche, le choix de l'angle d'inclinaison a une grande influence sur les résultats et la sollicitation du joint n'est pas un cisaillement pur [NGY 08].

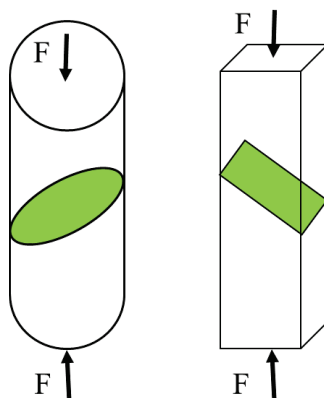


Figure I-22 : Cisaillement indirect par compression

#### ***1.4.2.3.2 Les essais de poussée***

Ces essais sont des variantes de l'essai de cisaillement à double recouvrement. La difficulté de l'application des essais de traction/cisaillement aux assemblages cimentaires et mixtes a motivé les chercheurs à changer le mode de chargement. En effet, la mise en œuvre des essais de traction/cisaillement sur des assemblages collés de type béton/acier ou béton/pultrudé n'est pas aisée et ne produit souvent que des ruptures dans le volume du béton qui a une faible résistance en traction.

Nous pouvons citer les trois principaux types de ces essais :

- Essai push-out

C'est un essai normalisé qui permet de caractériser le comportement du connecteur vis-à-vis d'un effort rasant au moyen d'une courbe de type force-déplacement (glissement). L'Eurocode 4, section 10.2, décrit précisément la méthodologie à suivre pour le dimensionnement réglementaire des structures mixtes acier/béton. L'éprouvette présentée sur la figure I-23 (a) est composée d'un morceau de profilé métallique connecté à deux dalles en béton au moyen des connecteurs fixés sur les semelles de chaque côté du profilé métallique. Les dalles sont appuyées sur un support rigide et le chargement est appliqué sur l'extrémité supérieure du profilé métallique. Cette configuration permet de tester deux zones de connexion simultanément et elle a l'avantage d'offrir une symétrie qui facilite la mise en œuvre de l'essai et réduit l'effet de la flexion parasite hors plan [BOU 05] [MEA 12].

Cet essai est souvent utilisé pour caractériser les structures mixtes assemblées par des connecteurs mécaniques. Dans la littérature, plusieurs chercheurs [SIL 07] [BER 11(1)] [COR 09] [MEA 12] [TOUT 14] ont utilisé cet essai pour caractériser des assemblages mixtes collés mais de nos jours, aucune méthodologie ou procédure de réalisation de cet essai, dans le cas de connexion par collage, n'est imposée.

- Essai push-in

La seule différence entre l'essai de poussée push-in et l'essai push-out est l'arrangement des substrats dans l'éprouvette. Dans cet essai, la dalle en béton se trouve au milieu et elle est connectée aux deux profilés métalliques par des connecteurs [BER 11(1)] [BOU 05]. La géométrie de l'éprouvette est donnée sur la figure I-23 (b)

- Essai double push-out

C'est un essai de cisaillement à double symétrie (figure I-23 (c)). Il a pour but de caractériser par cisaillement le joint de colle entre le béton et l'acier. Le corps d'épreuve est constitué de deux profilés auxquels deux dalles en béton ont été connectées [BOU 05]. Le profilé inférieur a été ajouté à l'assemblage afin de réduire le frottement avec le plateau de la presse.

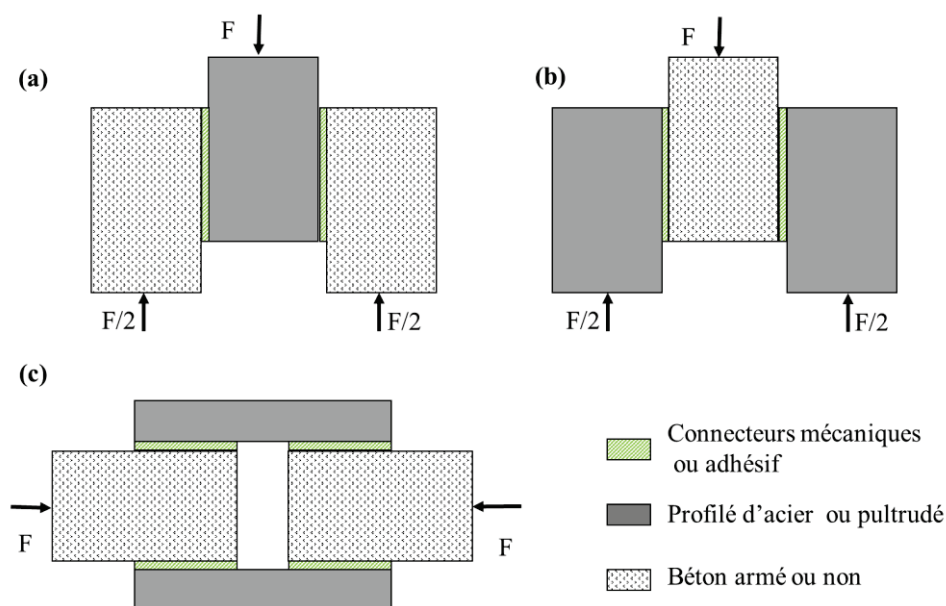


Figure I-23 : Essais de poussée a) push out, b) push in, c) double push out

Il est à noter que nous n'avons pas trouvé aucune étude dans la littérature qui compare entre ces 3 types d'essais sur un même assemblage.

#### ***1.4.2.4 Les essais de pelage ou de clivage***

Les essais de clivage et de pelage sont largement utilisés pour l'étude de l'adhésion de substrats solides comme le béton. Ce type d'essais permet de rester dans le domaine des petites déformations et ainsi de contrôler et de suivre la propagation des fissures. L'analyse mécanique de ces tests permet d'avoir accès à l'énergie d'adhésion apparente du système.

Un des paramètres importants de ce type d'essai et qui constitue la principale différence entre les nombreux essais de pelage présentés dans la littérature est l'angle de pelage. Selon l'angle, on peut classer les essais entre clivage et pelage : la sollicitation est nommée pelage dans le cas d'angles importants (supérieurs à 30 degrés), et clivage sinon [CHA 08].

Nous citons les deux essais les plus utilisables :

##### ***1.4.2.4.1 Essai de pelage à 90°***

C'est un essai normalisé (NF-EN 28510-1, ISO 8510-1). Le corps d'épreuve de l'essai de pelage est présenté sur la figure I-24 (a). L'éprouvette est fabriquée de façon à pouvoir la relier aux crochets d'une machine de traction classique pour assurer le pilotage en déplacement imposé. Il s'agit alors de tirer l'un des substrats et de mesurer la force nécessaire au décollement ainsi que l'énergie totale dépensée ou l'énergie d'adhésion. Il est à noter que pour ce type d'essai, il faut au moins un substrat flexible. Ce qui rend le domaine d'application de ce test assez limité [CHA 08].

##### ***1.4.2.4.2 Essai de clivage à coin (Boeing wedge test)***

Cet essai consiste à introduire une lame (coin) dans une pré-fissure entre deux substrats collés par un joint d'adhésif d'épaisseur contrôlée (figure I-24 (b)). Lorsque le coin est maintenu fixe, la séparation des deux substrats se poursuit et une fissuration dans l'assemblage se propage. Selon l'endroit de la rupture, on peut identifier soit l'énergie d'adhésion (rupture interfaciale), soit la cohésion (rupture dans les substrats ou le joint) [POP 05].

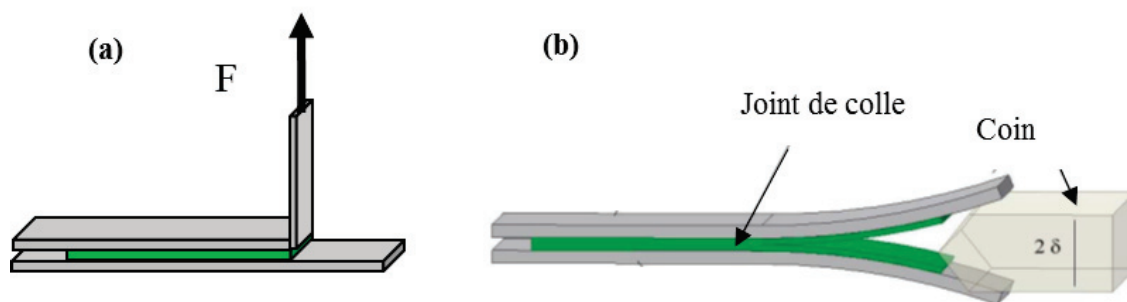


Figure I-24 : Test de clivage en coin [POP 05]

#### I.4.2.4.3 Essai de torsion/cisaillement Napkin-Ring

L'essai Napkin-Ring est un essai normalisé (NF EN 14869-1, ISO 11003-1) [CHA 08]. Il consiste à solliciter en torsion des cylindres collés bout à bout par un joint de colle d'épaisseur contrôlée. La préparation des éprouvettes et la mise en œuvre de ce type d'essai sont relativement difficiles à réaliser (figure I-25), mais les résultats obtenus sont cohérents. Il permet d'obtenir un état de cisaillement pur dans le joint de colle ce qui en constitue un des principaux avantages. Cependant, il est conseillé d'utiliser des substrats tabulaires d'épaisseur fine et de nettoyer les bourrelets de colle pour assurer la distribution uniforme de la contrainte et la reproductibilité des résultats.

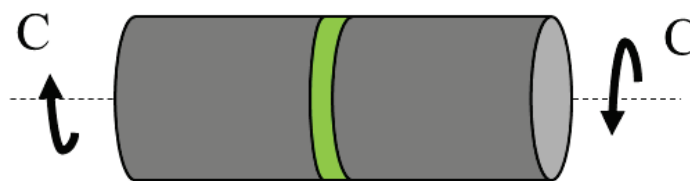


Figure I-25 : Essai de torsion/cisaillement Napkin-Ring

#### I.4.3 Modes de rupture des assemblages collés

Dans ce paragraphe, nous abordons les modes de rupture des assemblages collés. Nous distinguons les différents modes par l'endroit où intervient la fissuration ou la séparation des substrats :

- Rupture cohésive (figure I-26 (a) et (b)) : la rupture se produit dans l'un des deux substrats ou dans l'adhésif, ce qui signifie que la cohésion de l'un de ces matériaux est plus faible que l'adhésion entre les constituants,
- Rupture adhésive (figure I-26 (c)) : la rupture intervient à l'interface ou dans la zone interfaciale.
- Rupture mixte (figure I-26 (d)) : la rupture peut également être mixte si elle est cohésive par endroit et adhésive à d'autres.

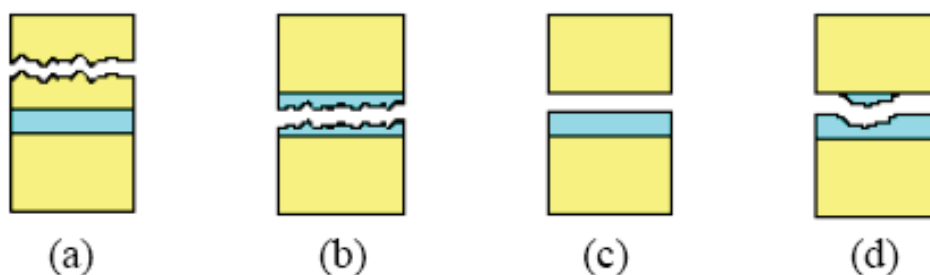


Figure I-26: Présentation schématique des modes de rupture des joints collés (a) rupture cohésive dans le substrat, (b) rupture cohésive dans l'adhésif, (c) rupture adhésive, (d) rupture mixte [BOR 09]



#### ***1.4.4 Préparation de surface des substrats***

Un des éléments importants de la réalisation d'assemblages collés est le traitement de surface du substrat. Les préparations de surface des substrats ont pour but d'accroître les performances mécaniques et de garantir de bonnes conditions d'adhésion entre les matériaux assemblés.

Les traitements de surfaces agissent sur les points suivants [CHA 08] [POP 05] :

- Élimination des contaminants à la surface du substrat (les saletés, pollutions, huiles et lubrifiants) qui sont faiblement adhérents ainsi que le dégraissage de la surface,
- Élimination des couches d'oxydes métalliques fragilisées (oxydes naturels, oxydes hydratés) et reformation d'autres plus actives et plus solides dans le cas d'un substrat métallique,
- Augmentation de la surface de contact moléculaire entre substrat et adhésif et modification de la morphologie de surface en augmentant la rugosité pour augmenter l'accrochage mécanique,
- Activation de la surface des substrats à faible mouillabilité et changement de la composition chimique superficielle pour former une couche de haute réactivité chimique sur laquelle l'adhésif choisi adhèrera fortement.

La bonne adhésion d'un assemblage collé dépend alors de la compatibilité entre un adhésif et un substrat donné et de leurs interactions qui généralement ont lieu sur les quelques micromètres depuis leur interface. L'évolution de ces interactions joue souvent un rôle important sur la tenue dans le temps des assemblages collés. C'est pourquoi une étape de préparation de surface est nécessaire.

Les principaux traitements de surface sont les suivants :

##### ***1.4.4.1 Traitements mécaniques***

Le traitement mécanique (sablage, grenailage, polissage) modifie la rugosité des surfaces à coller. Ces traitements augmentent l'adhérence entre les matériaux à assembler par augmentation de la surface de contact. Ils créent des anfractuosités qui sont autant de points d'ancrage pour l'adhésif.

##### ***1.4.4.2 Le sablage***

Le sablage consiste à projeter de fines particules minérales de taille et de composition contrôlée sur la surface du substrat à une certaine pression, un angle de projection donné, une certaine distance, un certain diamètre de buse et pendant un temps donné. Il peut être effectué par voie sèche ou humide. Les particules projetées peuvent être des billes de verre ou du corindon ( $Al_2O_3$ ). Ce traitement mécanique permet d'éliminer à la fois les couches dégradées et les couches superficielles fragiles. Il permet aussi d'optimiser la rugosité par la déformation de la surface du substrat après impact des particules et par conséquent l'augmentation de l'ancrage mécanique du collage. [POP 05]. Pourtant, un traitement trop agressif peut entraîner une rugosité trop importante dans laquelle l'air peut rester piégé, ce qui est néfaste à la tenue mécanique de l'assemblage et peut provoquer une décohésion.

Généralement, cette technique est souvent utilisée pour des substrats métalliques ou cimentaires. Par contre, il est déconseillé de sabler un substrat polymère renforcé par des fibres de carbone ou de verre. En effet, le sablage de ce type de matériaux peut endommager les fibres à la surface qui assurent la répartition de contrainte [POP 05].

##### ***1.4.4.3 L'abrasion***

L'abrasion est une technique de traitement des surfaces qui peut être appliquée manuellement ou mécaniquement. Elle consiste à gratter et frotter une surface par des abrasifs (feuille abrasive ou papier sablé) pour éliminer les couches d'oxydes peu adhérentes et pour augmenter la rugosité de la surface. Cette technique est souvent utilisée pour les profilés pultrudés pour poncer légèrement les surfaces à

coller [MOT 93]. Après ponçage, il faut nettoyer la surface poncée pour se débarrasser des particules abrasives qui peuvent se déposer pendant l'opération par dépoussiérage.

### ***1.4.4.4 Le dégraissage***

La présence de l'huile et des traces de graisse sur le substrat peut influencer la mouillabilité. En effet, l'huile peut changer localement la viscosité de l'adhésif et reste totalement piégée par le réseau polymère ou dans la zone interfaciale après réticulation [POP 05].

Cette technique permet alors d'éliminer tout agent contaminant déposé à la surface comme les huiles, les graisses, etc. Le dégraissage peut se faire en utilisant des dérivés d'hydrocarbures ou de chlore selon la nature des contaminants à éliminer et de celle du substrat. Souvent, ce type de traitement est réalisé par l'acétone.

## ***1.5 Les travaux antérieurs sur le vieillissement des assemblages collés***

### ***1.5.1 Introduction***

Afin de garantir la durabilité des structures et ainsi de développer des règles de dimensionnement pratiques pour la conception des joints collés, une étude de l'influence des différents facteurs environnementaux sur les propriétés mécaniques de l'assemblage et la réponse à la rupture est indispensable. La prédiction de la durée de vie des assemblages collés est un sujet qui a souvent été abordé dans la littérature scientifique, mais qui reste complexe et sans solution universelle. Plusieurs études ont été réalisées, confirmant les avantages de l'assemblage par collage sur les autres types d'assemblages [TAB 82] [HUG 82].

En effet, plusieurs chercheurs ont réalisé des études expérimentales, analytiques et numériques sur la résistance et la rigidité des éléments de structures multi-matériaux collés, y compris les poutres [ZHA 08] [SIL 09] [COR 09] [LUO 12] [BOU 07] [TOU 14] [MEA 12]. Ces études montrent une bonne résistance et une rigidité satisfaisante des assemblages collés (béton/GFRP ou béton/acier). Alors, les connaissances sur les comportements instantanés ont été enrichies et sont relativement bien maîtrisées désormais. En revanche, l'amélioration des connaissances sur les comportements à long terme ou la durabilité reste un défi majeur. Il faut souligner que la littérature fournit peu d'information concernant le vieillissement des assemblages collés béton/profilé pultrudé (ni même béton/acier), mais qu'il existe de nombreuses études sur les assemblages collés béton/composites de réparation (faible épaisseur du composite) et même acier/composite.

Puisque la durée de vie des ouvrages (ponts, structures de bâtiments) est importante, la durabilité à long terme des assemblages utilisés est un paramètre primordial à prendre en compte lors de la phase de conception. La résistance du joint doit demeurer aussi élevée que possible au cours du temps afin de procurer une bonne durabilité à l'assemblage. Pour cela, il est important de souligner l'intérêt des phases de nettoyage et de mise en œuvre de l'assemblage ainsi que les propriétés des matériaux quant à sa résistance aux vieillissements divers. Ce travail peut être un important pas en avant pour le développement de règles de dimensionnement pour les applications de collage structural dans la construction des structures multi-matériaux.

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de facteurs environnementaux comme la température, l'humidité, les cycles de gel/dégel, les sels de déglacage sur le comportement des assemblages collés béton/composites [FRI 06] [FAN 09] [AGA 14] [AKA 97] [AMI 16] [CHA 95] [COL 10] [QUI 17] [FRI 18]. L'ensemble de ces études met en évidence une influence marquée du vieillissement humide (eau distillée, humidité de l'air, solution NaCl) sur la résistance mécanique des joints adhésifs, les propriétés pouvant diminuer de manière importante au bout de quelques semaines de vieillissement. Bien que la chute des propriétés soit systématiquement associée au phénomène de plastification de l'adhésif,



il semble que la dégradation de l'interface adhésif/substrat devienne le mécanisme prépondérant en présence d'une concentration d'eau élevée au sein du joint [FRI 06] [NGU 12(1)] [AKA 97].

Les adhésifs structuraux, comme tous les polymères, présentent des propriétés physico-chimiques qui évoluent dans le temps en fonction de l'environnement auquel ils sont soumis [XIA 98] [FAN 09] [COM 98]. Ces phénomènes de vieillissement sont susceptibles d'affaiblir le joint de colle et doivent donc être pris en compte dans l'analyse des structures. Devant la multiplicité des phénomènes mis en jeu, il nous paraît nécessaire de réaliser un inventaire des connaissances actuelles, de manière à pouvoir dégager les paramètres les plus importants.

En résumé, les conditions environnementales (exposition à l'eau ou à l'humidité, températures, cycles thermiques, attaques chimiques dues à l'alcalinité du milieu) et les propriétés caractéristiques des matériaux FRP (taux de porosité, comportement sous fluage, relaxation, retrait, taux de polymérisation, compatibilité entre les composants) peuvent influencer le comportement de l'assemblage béton/profilé pultrudé durant le temps de service des structures [XIN 16].

### ***1.5.2 Durabilité des assemblages collés***

La durabilité des assemblages est définie comme l'aptitude de leurs matériaux constitutifs à résister à la fissuration, l'oxydation, l'attaque chimique, la délamination et l'usure pendant une période donnée, dans les conditions de charge appropriées et les conditions environnementales spécifiées [SIL 08] [KAR 03].

En service, les assemblages collés sont soumis à trois types de sollicitations couplées, périodiques ou statiques :

- Les contraintes mécaniques,
- Les variations de température,
- Les sollicitations environnementales, principalement l'humidité.

De nombreuses études menées sur des assemblages aluminium/époxy, FRP/béton et FRP/acier ont révélé que non seulement l'eau et la chaleur pouvaient détériorer le joint, mais aussi des substances chimiques alcalines [KAR 03] [GEN 98]. Elles ont indiqué que dans des environnements aqueux, la dégradation est le résultat d'une plastification de la résine, d'une diminution de la température de transition vitreuse ( $T_g$ ) suite à la pénétration de l'eau et d'une corrosion du substrat (acier, les armatures du béton armé). L'eau agit à l'interface milieu extérieur/polymère (époxy), mais aussi au cœur du polymère et à la région d'interface, ce qui est possible grâce au déplacement des molécules d'eau dans la matière, appelé phénomène de diffusion [BEN 11] [KNI 12] [AKA 97]. Cela peut entraîner plusieurs conséquences, réversibles ou non, au niveau de l'adhésif lui-même et au niveau de l'interface. L'eau est largement connue comme étant l'environnement le plus invasif pour dégrader et endommager le collage [AMI 16]. L'humidité absorbée ne plastifie pas seulement l'adhésif, mais elle est également capable de modifier l'état de contrainte et créer des microporosités et des microfissures à l'interface [LEE 93].

Ainsi, lors d'une étude en durabilité, et plus spécialement lorsqu'une durée de vie doit être estimée, les propriétés telles que la résistance à la rupture ou le module élastique vis-à-vis du milieu de vieillissement sont d'un grand intérêt.

### ***1.5.3 Facteurs environnementaux favorisant le vieillissement***

Les différentes conditions environnementales auxquelles les structures multi-matériaux peuvent être confrontées au cours de leur mise en service selon [GEN 98] [KAR 03] [HES 15] peuvent être simulées par des essais accélérés dont les principaux sont :

1. Le vieillissement thermique statique ou l'exposition à des températures négatives,
2. L'exposition à une atmosphère humide (notamment chaud/humide),

3. L'immersion dans l'eau à température ambiante ou élevée,
4. Les vieillissements cycliques gel/dégel et sec/humide,
5. L'immersion dans une solution saline ou l'exposition à un brouillard salin, en continu ou intermittent,
6. L'exposition à des contraintes mécaniques combinées à une atmosphère favorisant le vieillissement,
7. L'exposition à des solvants, des solutions acides et alcalines et enfin, à des huiles ou de l'essence.

En général, il est impossible d'étudier l'influence séparée des facteurs température, contrainte et environnement et ce type d'étude d'une manière générale n'est pas souhaitable car en service ces facteurs sont combinés.

Les tests de vieillissement accéléré sont souvent sujets à controverse, notamment à cause de la faible connaissance de leur validité par rapport aux tests de vieillissement naturel [MUK 98] [NIS 10]. Mais généralement, les tests accélérés ont tendance à surestimer la réduction des propriétés d'adhésion dans l'assemblage collé, avec des conséquences négatives sur le dimensionnement des assemblages collés et sur leur performance. La relation exacte entre le vieillissement en temps réel et le vieillissement obtenu à partir d'essais accélérés n'est pour l'instant pas clairement établie.

Nous présentons ci-après quelques exemples d'études de durabilité, réalisées pour la plupart sur des assemblages FRP/substrat collés par un adhésif rigide (époxy) pour établir l'influence de différents paramètres environnementaux et pour choisir les conditions de vieillissement les plus sévères, afin de déduire le comportement des assemblages et sa durabilité.

### ***1.5.4 Vieillissement des assemblages collés***

#### ***1.5.4.1 Vieillissement du béton***

La dégradation du béton peut être causée par les ions contenus dans l'eau, ce qui se traduit par une attaque chimique d'origine externe au béton et par les ions présents dans les constituants du béton eux-mêmes.

La perméabilité et la diffusivité sont ainsi des indicateurs généraux de durabilité retenus pour l'approche performantielle de la durabilité du béton armé. En effet, la corrosion des armatures se développe à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et/ou de la pénétration d'agents agressifs jusqu'au niveau des armatures notamment les ions chlorures transportés principalement par l'eau [TAC 03]. Cette carbonatation amorce la propagation de la corrosion et conduit progressivement à la formation de fissures, au décollement du béton d'enrobage, ainsi qu'à la détérioration de l'étanchéité. D'autre part sur le béton seul, une quantité correspondante de l'eau peut améliorer les propriétés mécaniques du béton à l'étape de durcissement, c'est ce que l'on appelle la postcure.

De plus, la pénétration de l'eau peut provoquer le phénomène de lixiviation. Celui-ci est la dissolution du calcium de la pâte de ciment par l'eau pure. Il est parmi les agressions les plus dangereuses à très long terme. Ce phénomène conduit à une augmentation de la porosité du matériau, à une chute de ses propriétés élastiques et de sa résistance à la fissuration et enfin à une perte de la fonction d'étanchéité [HAI 02].

D'autre part, lorsque la température extérieure descend en dessous de  $-3^{\circ}\text{C}$ , l'eau contenue dans les pores du béton gèle en commençant par les plus gros pores proches du parement. En gelant, l'eau occasionne une augmentation de volume et provoque une pression hydraulique dans le réseau poreux qui, si elle dépasse la résistance à la traction du béton, provoque la fissuration de celui-ci. Mais, la dégradation qui résulte des cycles gel/dégel est beaucoup moins grave que celle causée par l'alcali-réaction et l'attaque sulfatique.

L'alcali-réaction est une attaque d'origine interne qui se produit entre la solution alcaline interstitielle du béton et certains granulats, produisant un gel expansif, qui provoque des gonflements, des fissurations et des éclatements du béton. La présence de l'eau ou de forte humidité favorise ce type de réaction.

#### ***1.5.4.2 Vieillessement du profilé pultrudé GFRP***

Suite à la pénétration de l'eau à l'intérieur du GFRP, des changements dans les propriétés mécaniques du profilé pultrudé peuvent avoir lieu. Ces changements peuvent être, en fonction de la durée et des conditions d'exposition, réversibles, partiellement réversibles, irréversibles, ou une combinaison de ces différents types [LIA 99] [BER 08] [KAF 15] [SATE 15] [ZAN 95].

Pour les processus réversibles, générés par l'absorption de l'eau, qui impliquent la plastification et le gonflement de la matrice de polymère, les propriétés mécaniques peuvent généralement être restaurées par séchage. En revanche, dans le cas des processus irréversibles, généralement causés par l'exposition à des températures extrêmes, qui engendrent des endommagements des fibres, une fissuration de la matrice, un décollement à l'interface fibre/matrice et un délaminage causé par le gonflement et/ou la génération de contraintes internes, les propriétés mécaniques en flexion et en traction se dégradent, la Tg diminue et par conséquent, la température de service de GFRP change [KAR 03] [GEN 98] [ANI 12] [SAT 15].

Ces dernières années, plusieurs études concernant l'influence du vieillissement hygrothermique sur les pultrudés GFRP ont été publiées.

Liao *et al.* [LIA 99] ont étudié l'influence de conditions agressives sur les résistances en traction et en flexion 4 points d'éprouvettes GFRP. Les éprouvettes ont été exposées à 4 types de vieillissement accélérés : (i) immersion dans de l'eau déminéralisée à la température ambiante et à 75°C pendant des durées allant de 3900 à 9120 h, (ii) immersion dans de l'eau salée concentrée à 5 % en NaCl à la température ambiante durant 3980 h et (iii) immersion dans de l'eau salée d concentrée à 10 % en NaCl à la température ambiante durant 6570 h. Le vieillissement par immersion dans de l'eau salée induit une dégradation des propriétés mécaniques (résistance en flexion, traction et déformation à la rupture) de GFRP avec une chute allant de 12 (5 % NaCl) à 13% (10 % NaCl). Les éprouvettes immergées dans l'eau déminéralisée à la température ambiante ne présentent pas une chute significative de performances (4.8 %). En revanche, l'immersion dans l'eau à 75°C induit les plus grandes variations de propriétés mécaniques avec une chute des résistances de l'ordre de 40%. Selon ces auteurs, cette chute a été attribuée à des fissurations combinées avec une plastification de la matrice dues d'un décollement entre l'enrobé époxy (la matrice) et les fibres de verre. Ils ont également constaté que la concentration en NaCl n'a pas affecté de façon notable le GFRP et que le vieillissement accéléré peut produire de larges changements dans les propriétés des constituants des GFRP par rapport au processus de vieillissement normal.

L'une des premières études portant sur les effets de la température sur les propriétés mécaniques de FRP a été publiée en 1996 par Dutta et Hui [DUT 96]. Ces auteurs ont évalué l'influence de cycles gel/dégel sur la résistance en flexion 3 points de deux types d'éprouvettes FRP (tissus de verre S2, fibre de verre). Les éprouvettes de pultrudé GFRP sont soumises aux cycles de gel/dégel entre -60°C et 50°C. Les auteurs ont remarqué le développement de fissures à l'intérieure d'éprouvettes FRP en fibres de verre après l'exposition à 100 cycles de gel/dégel avec une dégradation significative des propriétés mécaniques. Ils attribuaient cette dégradation à la formation de contraintes résiduelles dues à la post réticulation. En revanche, les autres éprouvettes FRP en tissus de verre S2 n'ont montré aucun signe visible de dégradation et leurs modules de flexion et de cisaillement ont légèrement diminué (6,4 % et 6,3 %, respectivement) après 250 cycles. Cependant, les limites de températures utilisées dans les tests étaient trop extrêmes et peu susceptibles d'être observées dans des applications réelles : si +50°C est une température qui peut être observée sur un pont dans plusieurs régions du monde, -60°C est exceptionnelle.

Sousa *et al.* [SOU 14] ont évalué l'influence de la température sur les propriétés mécaniques et physiques des pultrudés GFRP polyester et vinylester. Les éprouvettes GFRP ont été soumises à des vieillissements accélérés par cycles de gel/dégel (70, 120 et 190 cycles). Chaque cycle est composé de 6h de gel à -5°C, 2 h de transition et 6 h de dégel à 40°C. Après vieillissement, une analyse mécanique dynamique (DMA), un examen par microscopie électronique à balayage (SEM), des essais de flexion 3 points et de traction ont été effectués sur les éprouvettes vieilles. Ils ont trouvé que le vieillissement accéléré induit une faible dégradation des résistances en flexion et en traction du pultrudé polyester (11 %). En revanche, pour le

pultrudé vinylester, une amélioration de 8 % de la résistance à la traction et une réduction de 13 % de la résistance en flexion ont été relevées. L'analyse DMA montre que les cycles n'aboutissent pas à des changements significatifs dans la matrice résineuse ni au niveau de l'interphase matrice-fibre. Les observations des zones rompues par la technique SEM ont permis de constater que les deux principaux processus qui interviennent dans l'initiation des fissures sont la rupture adhésive (décollement des fibres) et la rupture cohésive (fissuration matricielle). Enfin, les auteurs ont souligné que le profilé vinylester pultrudé présente une meilleure performance mécanique que le profilé polyester pultrudé.

De même que pour l'époxy, la température élevée favorise également la diffusion de l'eau dans la matrice. Ceci permet d'accélérer l'endommagement et la dégradation des propriétés mécaniques du GFRP et par conséquent, réduit la durée de vie [SOU 14] [SATE 15] [JIA 13].

Enfin, les ultraviolets émis par le soleil peuvent produire un changement de couleur du composite. Ce changement de couleur qui est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la matrice, n'implique aucune dégradation structurale ou physique [CAR 14]. Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont très légèrement influencées par les rayons ultraviolets [KAR 03] [CAR 14]. Pourtant, une exposition à long terme des composites au rayonnement UV provoque des défauts de surface et des fissures, ce qui pourrait faciliter la pénétration de l'eau et les impuretés de surface dans le composite. Cela pourrait finalement provoquer la perte de propriétés mécaniques dans le système composite.

### ***1.5.4.3 Vieillessement de l'adhésif époxy***

#### ***1.5.4.3.1 Influence de l'eau sur l'adhésif massif***

L'action de l'eau dans un polymère se réalise via un mécanisme de diffusion/sorption des molécules d'eau dans la matrice. Elle est l'un des principaux facteurs agissant sur le vieillissement des adhésifs, d'une part parce que l'eau présente une grande permittivité mais aussi, parce qu'elle a une grande tension de surface [FAN 09]. L'absorption de l'humidité peut provoquer la plastification de l'époxy par la réduction de Tg [AKA 97] et la dégradation des caractéristiques mécaniques due à l'interruption des liaisons de type Van der Waals entre les chaînes de polymère et par conséquent l'augmentation des volumes libres efficaces dans le système de résine (la porosité efficace) [LEE 93] [WYL 98] [FER 02] [SIL 08] [FAN 09].

De nombreuses études sur les résines époxy [NGU 12(1)] [AKA 97] ont montré que la température de transition vitreuse (Tg) diminue au fur et à mesure de l'augmentation de la masse d'eau absorbée par la matrice époxy jusqu'à atteindre une valeur constante.

En outre, il faut distinguer deux conséquences de la diffusion de l'eau ou l'humidité : la prise en eau des adhésifs époxy au cours d'un vieillissement humide conduit d'une part à des dégradations réversibles (plastification et gonflements) [WYL 98] et d'autre part à des dégradations irréversibles (dégradations chimiques du polymère dues à des réactions d'hydrolyse) [XIA 98].

Dans les phénomènes réversibles, le plus important est la plastification. L'eau occasionne la rupture des interactions secondaires responsables de la cohésion du matériau et provoque la plastification de l'adhésif (figure I-27). En conséquence, la diminution du module de Young et du seuil de plasticité ainsi que l'augmentation de la déformation à la rupture sont observées [POP 06] [BOR 09] [NGU 12(1)]. La contrainte à la limite d'élasticité et la contrainte à la rupture diminuent aussi dans la plupart des cas. Cet effet plastifiant de l'eau sur l'adhésif induit une mobilité moléculaire accrue qui a pour conséquence une diminution de la température de transition vitreuse du polymère [AKA 97] [WYL 98] [LEE 93]. La diffusion de l'eau dans l'adhésif augmente la mobilité moléculaire et par conséquent, peut entraîner une post-réticulation des adhésifs faiblement réticulés. Les espèces réactives n'ayant pas encore réagi peuvent se recombinaisonner [SIL 08].

Ainsi, le séchage d'un assemblage collé ayant subi un vieillissement à l'eau et une plastification permet de recouvrer une partie de ses propriétés initiales.

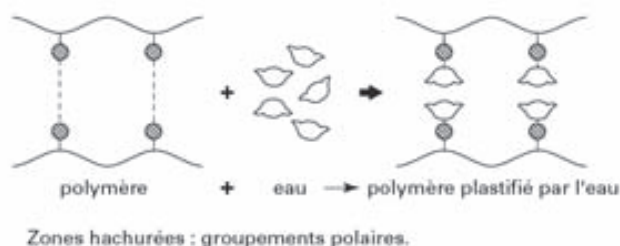


Figure I-27 : Plastification du réseau polymère suite à la pénétration de l'eau [POP 06]

Les conséquences irréversibles d'une pénétration de l'eau dans un adhésif sont l'hydrolyse et le lessivage [LEE 93].

L'hydrolyse est induite par une réaction de rupture de chaîne avec une molécule d'eau selon la réaction suivante [MAR 07] :  $R-X-Y-R' + H_2O \rightarrow R-X-OH + H-Y-R'$ . Elle a lieu entre des molécules d'eau et des groupes polaires du réseau polymère avec lesquelles elles ont de fortes affinités. L'hydrolyse provoque donc des coupures de chaînes dans le réseau tridimensionnel de l'adhésif et à terme elle diminue fortement les propriétés mécaniques du matériau [COM 98] [SIL 08].

Le lessivage, moins courant que l'hydrolyse, consiste en un départ des molécules d'adjuvants présents à la surface de l'adhésif et à une diffusion de celles-ci du cœur de l'adhésif vers la surface (figure I-28).

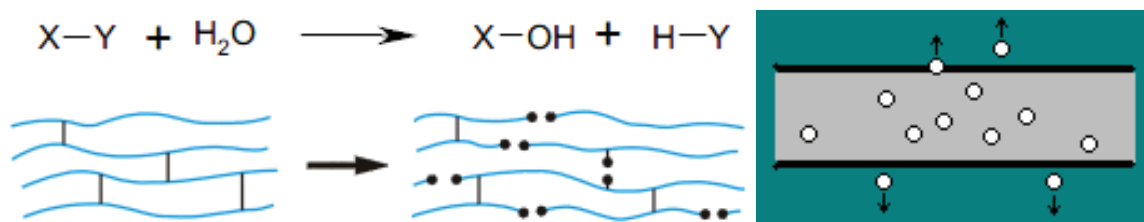


Figure I-28 : Représentations schématiques de l'hydrolyse [MAR 07] (image à gauche), du mécanisme de lessivage (image à droite)

#### 1.5.4.3.2 Influence de l'eau sur l'adhésif en joint

La zone interfaciale entre le polymère et le substrat est une zone particulière où s'établissent des liaisons physiques ou chimiques polymère/substrat. Cette zone peut constituer une voie préférentielle de diffusion de l'eau par phénomène de capillarité [ZAN 95].

Ainsi, la pénétration de l'eau au niveau des interfaces peut favoriser :

- la plastification de l'adhésif qui se traduit par une diminution de la température de transition vitreuse  $T_g$  et une chute des propriétés mécaniques du joint [BRU 04]. Pour les adhésifs sous-réticulés, l'augmentation de mobilité moléculaire peut également favoriser la reprise du processus de polymérisation.
- la rupture de liaisons physiques ou chimiques à l'interface lorsque que la concentration en eau dépasse localement un seuil critique.

Zanni-Deffarges *et al.* [ZAN 95] rapportent dans leurs études que le coefficient de diffusion est beaucoup plus grand dans les joints que dans l'adhésif époxy considéré. La région interfaciale peut constituer une voie préférentielle de diffusion d'eau par capillarité. Ce phénomène d'accélération de la diffusion s'explique par l'énergie de surface du substrat qui peut être assez élevée pour que les interactions eau/substrat se forment au détriment des interactions polymère/substrat. Par conséquent, la cinétique de sorption à l'interface peut donc être différente de celle observée dans le polymère massique.



De plus, Frigione *et al.* [FRI 06] ont également évalué l'impact du vieillissement humide sur les propriétés mécaniques d'assemblages constitués de prismes de béton collés avec différentes résines époxydes, au moyen du test de cisaillement indirect. Ces auteurs ont immergé les assemblages dans l'eau distillée à 23°C et ont regardé l'évolution de la résistance du joint adhésif sur une période allant de 0 à 1 mois de vieillissement. Ils ont d'abord observé une augmentation initiale de la résistance du joint (après 1 jour), qui a été attribuée à une relaxation des contraintes résiduelles de l'adhésif suite à la pénétration de l'eau, puis une diminution de la résistance pouvant atteindre 20 % à 35 % pour les durées de vieillissement plus longues et en fonction de l'adhésif utilisé. Au bout d'un mois d'immersion, le mode de rupture des assemblages est principalement adhésif à l'interface, ce qui impliquerait un endommagement substantiel de l'interface polymère/substrat. Par ailleurs, les assemblages réalisés avec les adhésifs qui présentent une forte absorption en eau pendant le vieillissement sont également ceux qui présentent les plus fortes diminutions de propriétés. Les auteurs expliquent que si la concentration à saturation de l'adhésif dépasse le seuil critique de 1,35 %, le mécanisme d'endommagement interfacial est favorisé. De plus, les auteurs ont réalisé des essais de flexion trois points (sur des éprouvettes de colle massive de dimensions 80 x 10 x 4 mm<sup>3</sup> selon la norme ASTM D790-92) et des essais DSC (calorimétrie différentielle à balayage), pour évaluer l'influence de la durée de vieillissement sur les propriétés mécaniques et thermiques de colle. Ils ont trouvé pour les 3 types d'adhésif testées que la température de transition vitreuse  $T_g$  diminue après l'immersion dans l'eau pour toutes les durées (variation aléatoire). Au niveau des propriétés mécaniques, l'absorption de l'eau a abouti à une dégradation du module de flexion (chute varie entre 17 et 40 %) ainsi qu'une chute de la contrainte ultime variant entre 1 et 18 % a été enregistrée.

Enfin, Frigione *et al.* [FRI 06] ont étudié l'influence de l'épaisseur du joint sur la performance mécanique de l'assemblage. Trois épaisseurs ont été testées 0,5, 2, 5 mm. Ils ont constaté que l'augmentation de l'épaisseur du joint adhésif conduit généralement à une diminution de la performance du joint au cours du vieillissement. Cet effet résulterait d'une plus grande déformation des joints de grande épaisseur entraînant une rupture précoce. Une très fine couche d'adhésif peut éviter les problèmes liés à la qualité des joints.

Ainsi, il existerait une concentration critique en eau à l'interface,  $C_c$ , au-delà de laquelle survient la rupture des liaisons secondaires (hydrogène ou Van-der-Waals) existant entre les groupements chimiques de l'adhésif et le substrat [FRI 06] (figure I-29). Cette concentration critique est estimée à 1,35 % pour les joints époxy.

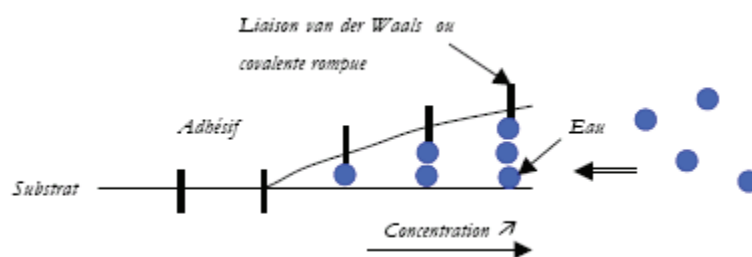


Figure I-29 : Endommagement interfacial induit par les molécules d'eau dans un assemblage collé

Tuakta et Büyüköztürk [TUA 11] ont étudié la durabilité de joints FRP/époxy/béton exposés à 3 conditions d'hygrothermie différentes. Les joints testés sont constitués d'une dalle de béton renforcés sur laquelle un plat FRP est collé par une joint d'époxy d'épaisseur de 1 mm. Les conditions de vieillissement choisies pour les corps d'épreuves étaient les suivantes :

- Immersion dans l'eau distillée,
- Humidification /séchage,
- Cycles immersion/séchage.

Tous les essais de vieillissement ont été réalisés à 23°C et 50°C, pendant une durée allant de 0 à 8 semaines. Les éprouvettes vieilles par immersion ont été testées directement après l'immersion sans

séchage préalable tandis que celles des autres essais de vieillissement ont été séchées avant les essais de caractérisation (4 jours de séchage sous les conditions ambiantes). Les différentes éprouvettes ont ensuite été caractérisées à l'aide des tests de cisaillement et de pelage. Les auteurs ont montré que les pertes de propriétés mécaniques des corps d'épreuve après 2 semaines d'immersion, pour les deux températures utilisées, étaient de l'ordre de 50 % et un changement systématique du mode de ruine, de cohésif dans le béton à une rupture par décollement entre le béton et la résine époxyde, a été observé, pour les deux tests. Une chute de propriétés de l'ordre de 70 % est atteinte après 8 semaines. Ils ont également constaté qu'après une certaine période d'immersion, la résistance mécanique atteint une valeur limite constante. Après cette durée, aucune autre dégradation significative ne peut se produire. Selon ces auteurs, cette résistance limite est la résistance minimale d'adhérence d'un système de type FRP/époxy/béton après une très longue durée d'exposition à l'humidité. Les résultats de deux autres protocoles de vieillissement montrent que le joint d'adhésif ne peut pas retrouver sa résistance initiale après séchage. Ils ont expliqué cette irréversibilité par la plastification et la dégradation par hydrolyse du réseau époxyde dues de la pénétration de l'eau.

Sugiman *et al.* [SUG 92] ont également étudié l'influence de la diffusion de l'humidité dans une couche d'adhésif sur la résistance en flexion 3 points et la résistance de cisaillement des assemblages de type aluminium/époxy/aluminium. Les éprouvettes ont été immergées plus de 2 ans dans de l'eau déminéralisée à 50°C. Ils ont montré que la résistance en traction et le module élastique de l'adhésif massif diminuent linéairement avec l'augmentation de la teneur en humidité dans l'adhésif et la dégradation de résistance en traction est plus grande que celle du module d'élasticité (40 % et 21 % respectivement à la fin d'essai). Ils ont également trouvé que la résistance des assemblages à simple recouvrement décroît avec l'augmentation du temps d'exposition jusqu'à une valeur limite (22.1% après un an) qui correspond à la teneur en humidité de saturation. La dégradation devient faible au-delà de cette teneur (24.4% après un an). En revanche, pour les autres assemblages constitués de 6 couches d'aluminium et 5 couches d'adhésif (épaisseur entre 0.15 et 1.6 mm) et qui sont testés en flexion 3 points, la dégradation des propriétés mécaniques a continué d'augmenter avec le temps d'immersion (14.1% (1 an) à 20.3 (2ans)) et la teneur de saturation n'est pas atteinte après 2 ans à cause de la grande largeur du joint (15 mm = 3 fois la largeur de l'assemblage à simple recouvrement).

Pour résumer l'effet de l'eau sur un assemblage métallique collé, un schéma (figure I-30) a été proposé par Bruneaux dans sa thèse [BRU 04].

Dans un premier temps, l'eau diffuse dans l'adhésif et se lie aux sites polaires ; puis se condense dans les pores et à l'interface où se situent souvent des défauts de collage (bulles d'air). L'accumulation d'eau très localisée qui en résulte peut provoquer des décohésions à l'interface colle/substrat. Ce phénomène serait accentué avec les substrats de nature cimentaire, car les ions alcalins augmenteraient la pression osmotique et favoriseraient la diffusion d'eau depuis le cœur du substrat vers l'interface. L'eau peut alors facilement pénétrer à travers ce matériau perméable, qui possède une fraction volumique de vides et pores capillaires très importante.

Dans le cas des substrats métalliques, l'eau réagit avec le substrat métallique et dissout les oxydes métalliques ; une pression osmotique importante se développe (c'est une force de transport des molécules d'eau dans un polymère) alors dans l'interphase. Les vacuoles d'eau coalescent pour former des agrégats jusqu'à rupture totale de l'interface substrat/adhésif. La corrosion peut également être un accélérateur du délaminage du joint adhésif [HES 15].

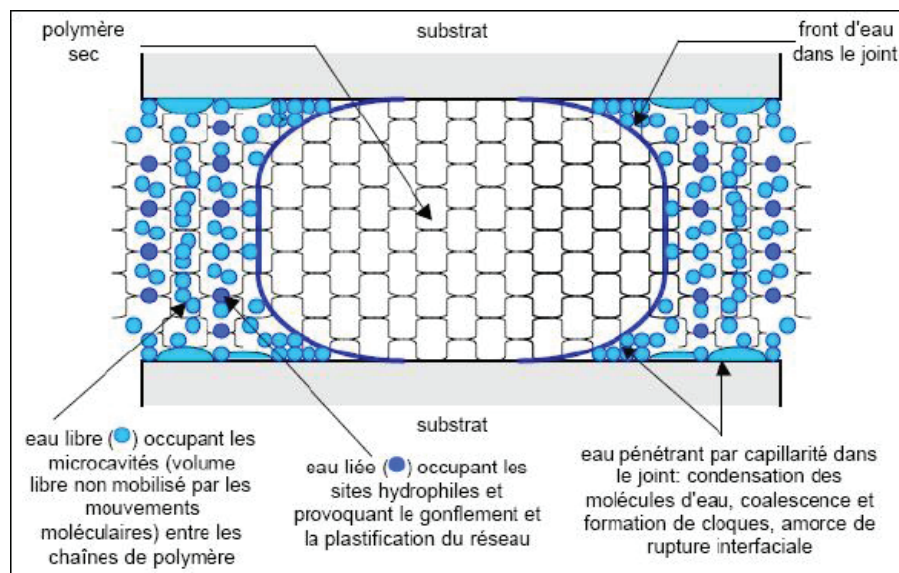


Figure I-30 : Schéma récapitulatif des différents modes de pénétration de l'eau dans un assemblage collé [BRU 04]

Toutefois, la vitesse de dégradation dépendrait de la cinétique de diffusion de l'eau depuis le bord du joint vers le cœur de l'assemblage et serait d'autant plus rapide que le pourcentage d'humidité du milieu et la température sont élevés.

Les transferts de l'eau font intervenir des mécanismes complexes qui se produisent de façon plus ou moins couplée, comme la perméation, la diffusion, l'adsorption-désorption et le phénomène de condensation-évaporation. Nous allons présenter ici quelques modèles pour le mécanisme de diffusion qui restent valables de manière générale pour le transport dans les milieux poreux.

#### ***1.5.4.4 Influence de la température sur les polymères***

Le point le plus important concernant la température est la température de transition vitreuse  $T_g$  de l'adhésif utilisé. Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température. Pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif, la température maximale de service doit être inférieure à  $T_g$ .

La température est cependant un paramètre important qui permet de réduire la durée des essais. En effet, une élévation de la température active la diffusion de l'eau et par conséquent le vieillissement humide et la dégradation interfaciale des joints. Cet effet accélérateur de la température est souvent recherché pour une caractérisation rapide de la tenue des assemblages en milieu agressif.

La cinétique de dégradation des adhésifs époxy est influencée par la température de vieillissement et en particulier le comportement de l'adhésif varie selon que la température de vieillissement se situe en dessous ou au-dessus de la température de transition vitreuse. La dégradation physique des systèmes de résine peut être due à l'exposition à haute température ou à l'humidité. Quand la température est proche de la température de transition vitreuse ( $T_g$ ) de la résine, les « volumes libres » peuvent être remplis par d'autres molécules (car le polymère tente d'atteindre un état d'équilibre) et la modification des propriétés mécaniques des matériaux est possible [SIL 08].

Nguyen [NGU 08] a présenté dans sa thèse un protocole de vieillissement des assemblages métalliques à double recouvrement. Les assemblages ont été soumis au vieillissement hygrothermique ( $40^\circ\text{C}$  et  $95\%HR$ ). Après 2 mois de vieillissement, la force à la rupture a augmenté pour les éprouvettes vieilles ( $27.5\%$  d'augmentation). Il a constaté que la durée de vieillissement de 2 mois est insuffisante pour que l'humidité pénètre au cœur du joint adhésif. Ainsi, il a réalisé des analyses DSC de manière à déterminer la température de transition vitreuse ( $T_g$ ) à différentes profondeurs à l'intérieur du joint adhésif vieilli. La



$T_g$  initiale était de 60°C ; après vieillissement, il a trouvé que la  $T_g$  n'est plus uniforme à travers le joint adhésif, au bord du joint, la  $T_g$  est de l'ordre de 46°C ce qui traduit bien une plastification du réseau liée à la pénétration d'eau alors que pour profondeurs supérieures à 5 mm, la  $T_g$  devient supérieure à la  $T_g$  initiale de 60°C. Cela signifie que la concentration en eau est faible et que la température de vieillissement de 40°C a permis à la réaction de polymérisation de se poursuivre, conduisant finalement à une augmentation de la densité de réticulation du réseau.

La cinétique de polymérisation de l'adhésif est généralement lente à température ambiante. Une élévation de température (dans le cadre d'un vieillissement hygrothermique par exemple) peut accélérer cette cinétique et conduire à une augmentation de l'action du degré de réticulation de l'adhésif [NGU 12] [AMI 16] [LAI 10].

Toutefois, cette température d'accélération doit être suffisamment proche des températures d'utilisation réelles, de manière à garantir que les processus de vieillissement mis en jeu soient les mêmes quelle que soit la température considérée.

### ***1.5.4.5 Influence d'un milieu salin (NaCl)***

Les structures en site maritime sont fortement exposées aux agressions environnementales, telles que la présence de l'eau plus ou moins saline et la forte humidité. L'eau salée peut engendrer une diminution des propriétés mécaniques plus importante qu'une eau déminéralisée en raison des phénomènes de corrosion dans le cas d'un substrat métallique et de la pression osmotique qui peut apparaître suite à la diffusion de l'eau dans le joint [BER 11(2)].

Nguyen *et al.* [NGU 12(1)] ont étudié le vieillissement d'un assemblage acier/CFRP par immersion des échantillons dans une solution salée (5 % NaCl) à deux températures différentes 20°C et 50°C et pendant différents intervalles de temps (2, 4, 6, 9, 12 mois). La réduction la plus importante de la résistance mécanique des assemblages collés a eu lieu dans les 4 premiers mois de l'immersion des échantillons à 20°C où une chute de 14 % est enregistrée et après 12 mois, cette réduction s'élève à 17 %. La durée de 4 mois était le temps nécessaire pour que l'échantillon atteigne sa teneur en humidité ultime. De même pour l'immersion à 50°C, ils ont obtenu une réduction de 15% après 2 mois et 26% après 12 mois. Et tous ces joints présentent une rupture adhésive par décollement de CFRP (pas de changement du mode de rupture).

Toutanji *et al.* [TOU 97] ont étudié l'influence de l'eau salée sur la résistance en flexion 4 points de poutres de béton de petites dimensions (51 × 51 × 356 mm<sup>3</sup>) renforcées par des plats composites collés sur la surface tendue au moyen d'un adhésif époxyde. Les poutres ont été exposées à 300 cycles de mouillage/séchage dans une eau salée concentrée à 35 g/L. L'humidification a été réalisée dans l'eau salée pendant 4 heures et le séchage dans une chambre climatique à 35°C et HR = 90 % pendant 2 heures. Dans cette étude, ils ont testé trois types d'époxy et 4 types de FRP. Ils ont observé des chutes de résistance allant de 3 à 33 % en fonction du type d'époxy et du type de FRP. Ils ont également montré que le type de l'adhésif et de FRP peut influencer la résistance et la durabilité du joint dans un milieu marin.

Chajes *et al.* [CHA 94] ont réalisé une étude similaire à la précédente. Ils ont étudié l'influence d'une solution de chlorure de calcium sur la résistance mécanique en flexion 4 points des poutres en béton de petites dimensions (38.1 × 28.6 × 330 mm<sup>3</sup>) renforcées par 3 types différents de FRP (fibres de carbone, d'aramide ou de verre) collés sur la face tendue au moyen d'un adhésif époxyde. Les éprouvettes ont été soumises à 2 types de vieillissement accéléré :

- Cycles de gel/dégel ; les poutres ont été placées dans des conteneurs étanches remplis par une solution à 0.4 g/L de CaCl<sub>2</sub> et ensuite soumises à des cycles de gel/dégel (50 ou 100 cycles). Chaque cycle est composé de 16 h de gel à -17°C et de 8 h de dégel à la température de chambre,

- Cycles d'humidification/séchage ; les poutres ont été soumises à 50 ou 100 cycles. Chaque cycle est composé de 16 h d'humidification dans la solution c.-à-d. les poutres ont été placées dans des conteneurs étanches remplis par une solution à 0.4 g/L de CaCl<sub>2</sub> pendant cette durée et de 8 h de séchage à la température de chambre avec l'utilisation du ventilateur.

À la suite de l'exposition, une tendance à l'augmentation de la dégradation des propriétés mécaniques des assemblages a été observée avec l'augmentation des nombres de cycles (pour le GFRP, la chute de résistance varie de 15 à 27 % avec l'augmentation du nombre de cycles de gel/dégel de 50 à 100). Ils ont montré que le cycle humidification / séchage a un effet légèrement plus sévère sur la résistance à la rupture que celui de gel/dégel. Les conditions de vieillissement par cycle d'humidification/séchage (cycle gel/dégel) induisent des chutes de résistance allant de 10 à 36 % (9 à 27 %) en fonction du type de composite utilisé et une modification du mode de ruine qui devient adhésif au niveau de l'interface. Ils ont également montré que le type de FRP peut influencer la résistance et la durabilité du joint. Les auteurs n'ont pas présenté de résultats d'essais de caractérisation sur l'adhésif.

Al-Mahmoud *et al.* [ALM 14] ont comparé l'influence de différents facteurs environnementaux sur la résistance de cisaillement des assemblages renforcés par des composites CFRP de plusieurs formes (feuille, plaque, tige CFRP). Ils ont réalisé des essais d'arrachement-flexion (test pullout-flexion) pour évaluer l'influence du vieillissement accéléré sur la résistance du joint à la rupture. Les conditions de vieillissement choisies pour les corps d'épreuves étaient les suivantes :

- Cycles gel/dégel ; les éprouvettes sont exposées à 300 cycles de gel/dégel. Chaque cycle est composé de 16 heures de gel à -18°C et 8 heures de dégel à 15°C,
- Immersion dans de l'eau salée de concentration en NaCl = 3.5 %. La température d'immersion a été maintenue constante à 20°C et les échantillons ont été testés après 120 jours.

Les auteurs ont montré que les pertes de propriétés mécaniques des corps d'épreuve renforcés par des bandes de CFRP (CFRP sheet) après vieillissement étaient plus importantes pour l'immersion dans une solution saline avec un changement du mode de rupture qui devient adhésif au niveau de l'interface et une chute de résistance de 48 %. Selon ces auteurs, le mécanisme mis en jeu est la cristallisation secondaire du joint. Pour les assemblages renforcés par des plats composites CFRP, aucun changement de mode de rupture ou de capacité de charge n'a été observé après immersion. Ils ont également trouvé que l'exposition aux cycles gel/dégel induit un mode de rupture identique à celui des éprouvettes non vieilles avec une chute de résistance de l'ordre de 25.6 % pour les deux types de renforcement (plaque et voile). Ils ont constaté que l'affaiblissement de la surface du béton sous l'action des cycles de gel-dégel est responsable de la perte de la force de liaison des systèmes de renforcement.

Une étude expérimentale avec trois protocoles de vieillissement a été réalisée par Mukhopadhyaya *et al.* [MUK 98] sur des assemblages béton/ plaque GFRP. Les assemblages ont été caractérisés par un essai de double cisaillement. Les essais de vieillissement accéléré ont consisté à exposer les échantillons à 18 cycles d'immersion dans une solution salée (une semaine dans la solution 5 % NaCl) /séchage (une semaine à l'air à 18°C), 450 cycles de gel/dégel dans l'air (20°C/-17.8°C, 2 cycles par jour) et une combinaison entre les deux protocoles précédents pour une durée de 36 semaines (une semaine d'immersion dans la solution et une semaine d'exposition aux cycles de gel/dégel). Les résultats obtenus montrent que l'exposition aux conditions combinées entre immersion en solution chlorée et cycles gel/dégel induit les plus grandes variations de la résistance mécanique des assemblages. L'observation des faciès de rupture montre que ce protocole de vieillissement induit de larges zones de décollement entre le béton et la résine époxyde.

L'eau salée engendre une diminution des propriétés mécaniques importante, cette diminution est engendrée par les effets de la pénétration de l'eau dans les adhésifs. Ce mode de vieillissement devient critique dans le cas du substrat acier sensible à l'oxydation. En revanche, une étude réalisée par Bistac *et*

*al.* [BIS 98] a souligné qu'un bon traitement de surface du substrat métallique élimine le risque de rupture par délamination, l'oxydation et la corrosion.

L'ensemble de ces études met en évidence une influence marquée du vieillissement humide dans une solution salée sur la résistance mécanique des joints adhésifs. Le gonflement et la plastification de la résine sont essentiellement les mécanismes responsables de la baisse de résistance mécanique du joint adhésif.

### **1.5.4.6 Influence du gel/dégel**

Les ouvrages en génie civil soumis à des ambiances hivernales rigoureuses peuvent montrer des signes d'altération marqués (fissurations, endommagement, écaillage), ces effets sont fortement en relation avec le nombre et la répétition de cycles gel/dégel. Par ailleurs, une microfissuration et/ou une fissuration de la masse du béton ou de l'adhésif peuvent être induites dans le cas de gel interne (en raison principalement de la présence de l'eau dans le volume de matériau).

L'importance de la réalisation d'essais de vieillissement sous ces conditions est alors due de la possibilité de l'exposition de structures aux conditions de gel et dégel pendant la mise en service et des impacts de ces environnements sur les adhésifs. La littérature recense de nombreux articles et études sur le vieillissement des assemblages FRP/substrat par des cycles de gel/dégel [AGA 14] [COL 10] [CHA 95] [MUK 98]. La majorité de ces auteurs a conclu qu'un mode de vieillissement qui combine l'action de l'eau et la température constitue le mode le plus sévère et engendre une réduction importante dans la résistance de l'assemblage. En effet, sous les cycles de gel-dégel, la dégradation peut devenir plus critique en raison de deux phénomènes principaux. Le premier est la diffusion de l'eau à travers l'adhésif, ce qui peut entraîner une dégradation de l'interface substrat-FRP dans un joint collé, ainsi que la dégradation de ses propriétés mécaniques qui peuvent conduire à la rupture par décollement au niveau des interfaces adhésif/substrat ou dans l'adhésif lui-même. La cause de cette dégradation est attribuée à la réduction des forces Van-der-Waals et à la réduction de la température de transition vitreuse de l'adhésif après l'absorption d'humidité. Le second phénomène est l'expansion de l'eau à l'intérieur de l'adhésif après congélation, ce qui génère des fissures et peut dégrader la cohésion de l'adhésif sous la répétition des cycles [AGA 14] [MUK 98].

Mukhopadhyaya *et al.* [MUK 98] ont étudié l'influence de 450 cycles gel/dégel sur des assemblages de type béton/époxy/GFRP. Le cycle de gel/dégel utilisé dans cette étude était fondé sur un ensemble des normes (BS 5075, ASTM : C666-84 et RILEM Committee 4-CDC). Il était constitué de trois étapes : la première étape dure 4 heures, au cours desquelles la température descend de 20°C à -17,8 ° C, ensuite la température reste constante pendant 2 heures et enfin elle monte jusqu'à 20°C durant une heure et reste constante pendant 5 heures. Colombi *et al.* [COL 10] ont également étudié l'influence du nombre de cycles gel/dégel (100 et 200 cycles) sur des assemblages béton/époxy/CFRP, le cycle de gel/dégel utilisé étant celui proposé par la norme ASTM C 666/C666M-03 (gel à -18°C et dégel à 4°C pendant 5 heures). Al-Mahmoud *et al.* [ALM 14] ont exposé des assemblages collés de type béton/époy/CFRP à 300 cycles de gel/dégel, le cycle gel/dégel étant fondé sur la norme ASTM (C666/C666M-03). Il était constitué de 4 étapes ; dans la première, la température a été maintenue constante à 15°C durant 4,2 h ; dans la deuxième étape, la température a été abaissée à -18°C pendant 2,4 h et maintenue constante à cette valeur durant 2,4h ; dans la troisième étape, enfin, la température a été augmentée jusqu'à 20°C pendant 3 h. Plus récemment, une étude similaire a été réalisée par Agarwal *et al.* [AGA 14] mais sur des assemblages collés de type acier/époxy/CFRP et pour différents nombres de cycles (20, 30 et 40). Le cycle du gel/dégel, qu'ils ont utilisé a été constitué de deux étapes ; une phase de dégel par immersion dans l'eau à 38°C dure 8 h et une phase de gel à -18°C dure 16 h. Chajes *et al.* [CHA 95] ont exposé des poutres renforcées par collage de FRP en partie tendue aux cycles gel/dégel (50 et 100), ils ont utilisé la procédure décrite dans la norme ASTM C884-87 (16 h de gel à -17°C et 8 h de dégel à température ambiante). Alors que Silva et Hugo [SIL 08] ont exposé ce même type d'assemblage aux cycles gel/dégel pour trois durées différentes (1000, 5000 et 10000 h), mais ils ont utilisé un cycle typique constitué de deux étapes : 12 h

de gel à -10°C et 12 h de dégel à 10°C. Ces différentes études ont mis en évidence la dégradation des joints de colle sous l'action de la répétition de cycles de gel/dégel. Le tableau I-1 récapitule les principaux résultats obtenus par ces différentes études.

Etude	Résultats principaux
Mukhopadhyaya <i>et al.</i>	Augmentation du déplacement relatif (glissement) entre la plaque de GFRP et le béton après l'exposition aux cycles gel/dégel, Changement du mode de ruine : il passe de cohésive dans le béton à un mode mixte ; cohésive dans le béton avec la présence des zones de rupture adhésive, Amélioration de la charge de ruine après exposition, entre +1.4% et 8.9%.
Colombi <i>et al.</i>	L'exposition aux cycles gel/dégel n'ont pas d'influence significative sur l'assemblage
Al-Mahmoud <i>et al.</i>	Pas des modifications dans le mode de ruine après l'exposition aux cycles gel/dégel, Chute de la résistance mécanique de l'assemblage (-25.6%).
Agarwal <i>et al.</i>	La contrainte de cisaillement ultime de l'assemblage diminue avec l'augmentation du nombre des cycles, une réduction entre 18 et 28% est trouvée après 40 cycles de gel/dégel, L'exposition aux cycles gel/dégel change le mode de ruine de cohésive dans le joint à adhésive.
Chajes <i>et al.</i>	La charge de ruine diminue au fur et à mesure de nombre de cycles, entre 15 et 27% de réduction pour un nombre de cycles variant de 50 à 100
Silva et Hugo	Diminution de la charge de ruine avec l'augmentation du nombre de cycles de gel/dégel (31 % de réduction après 10 000 h d'exposition aux gel/dégel) Pas des modifications dans le mode de ruine

Tableau I-1 : Résultats des essais de vieillissement accéléré par exposition aux cycles gel/dégel disponibles dans la littérature

## I.6 Conclusions

Dans la première partie de cette étude bibliographique, nous avons exposé les matériaux utilisés dans notre étude, dont les adhésifs structuraux et plus particulièrement les résines époxy. En effet, cette partie est indispensable pour comprendre les structures de ces matériaux et les phénomènes que l'on peut observer pendant la mise en œuvre de l'assemblage et qui conditionnent sa réussite.

Dans la seconde partie de cette étude bibliographique, nous avons vu la complexité des phénomènes d'adhésion d'un assemblage. Les joints collés sont le point sensible d'un assemblage. La nature chimique et la topologie des surfaces des substrats et la composition de l'adhésif influencent la qualité du collage et l'énergie d'adhésion. Les façons de préparer la surface à encoller, le choix de l'adhésif et les conditions de polymérisation (densité de réticulation) sont primordiales et affectent directement les performances des assemblages collés. Dans le cas du béton, le traitement doit offrir à la surface à coller une rugosité optimale pour favoriser le mouillage de l'adhésif et améliorer la tenue mécanique de l'assemblage.

Nous avons également abordé les différents essais destructifs disponibles dans la littérature concernant la caractérisation de l'adhésif. Certains essais peuvent être utilisés dans le cas de substrats cimentaires (essais de poussée, cisaillement par compression) tandis que les autres sont difficiles à adopter pour caractériser l'assemblage en présence du béton (torsion, traction). Parmi ces essais, nous pensons que les essais utilisant des éprouvettes de géométrie symétrique (l'essai à double recouvrement, les essais de poussée) peuvent réduire l'effet de flexion parasite hors plan. Nous avons également vu que l'Eurocode 4 préconisait l'utilisation des essais de poussée (push-out) dans le cas de la caractérisation de la connexion mécanique acier-béton et que la majorité des chercheurs a adopté ces essais pour caractériser la connexion par collage. Ce type d'essais permet de solliciter les joints en cisaillement/pelage traduisant l'état de

sollicitation réel de ces joints dans les éléments de structure fléchi. Ces essais nous paraissent convenables pour caractériser le joint de colle par cisaillement mais ils présentent des inconvénients comme la présence de zones de concentration de contraintes au niveau des bords. Par comparaison entre cet essai et les autres essais présentés, nous pouvons conclure que l'essai push out est plus adapté pour traduire le plus fidèlement possible la sollicitation du joint d'adhésif dans une structure fléchi et sera retenu dans notre étude expérimentale.

Dans la dernière partie de cette étude bibliographique, nous avons exposé succinctement des travaux antérieurs réalisés sur des assemblages collés pour évaluer leurs durabilités dans un environnement sévère. Nous n'avons trouvé à ce jour que des essais de vieillissement accéléré et aucun essai de vieillissement naturel. L'ensemble de ces études nous permet de conclure que les joints collés sont le point sensible, vis-à-vis de la durabilité, de l'assemblage. Notamment, le couplage de la température et de l'immersion dans l'eau apparaît comme particulièrement agressif vis-à-vis du joint collé. La littérature fait apparaître deux mécanismes prépondérants qui interviennent lors du vieillissement hygrothermique des assemblages. Ils sont liés l'une à l'autre, et dont le rôle de chacun est plus ou moins important suivant le système étudié :

- D'une part, le phénomène de plastification de l'adhésif lié à la pénétration de l'humidité dans le joint, qui a déjà été évoqué pour le vieillissement de l'adhésif seul,
- D'autre part un phénomène d'endommagement interfacial, qui correspondrait à la rupture des liaisons physiques ou chimiques existant entre le polymère et le substrat. La vitesse d'endommagement associée à ce phénomène serait liée à l'avancement d'un front de concentration critique en eau le long de l'interface. Cette concentration critique, au-delà de laquelle l'endommagement interfacial deviendrait prépondérant, est évaluée à 1,35% pour les joints époxy.

Un consensus semble par ailleurs se dégager pour dire que l'humidité est le facteur environnemental le plus sévère vis-à-vis de la durabilité des assemblages. Certains environnements spécifiques, notamment en milieu salin, peuvent induire des dégradations additionnelles par hydrolyse du polymère. Mais, comme nous allons utiliser des profilés pultrudés et des dalles de béton non renforcées par des armatures en acier, le vieillissement dans un milieu salin n'a aucun effet supplémentaire sur l'assemblage et seul un vieillissement par immersion dans l'eau sera considéré.

Finalement, nous avons trouvé que malgré les nombreuses études de durabilité réalisées sur les assemblages collés, il n'existe pas à ce jour de protocoles de vieillissement accéléré normalisés permettant d'évaluer la durée de service d'un assemblage collé dans les conditions de vieillissement naturel à partir de résultats de l'essai accéléré. Dans notre étude, nous allons donc sélectionner des conditions hygrothermiques permettant d'accélérer les phénomènes mais qui restent susceptibles d'être observés pendant la mise en service de ce type des structures hybrides, elles peuvent être soumises à des températures allant de -30°C à 60°C et exposées dans un milieu humide (HR allant de 5 % à 100 %). De plus, nous cherchons également à évaluer l'effet d'un vieillissement naturel et à le comparer à ceux des protocoles de vieillissement accéléré.

# CHAPITRE II

## ÉTUDE EXPERIMENTALE DU VIEILLISSEMENT DES ASSEMBLAGES PULTRUDE GFRP/BETON

The knowledge of anything, since all things have causes, is not acquired or complete unless it is known by its causes

Ibn Sina





## **CHAPITRE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE DU VIEILLISSEMENT DES ASSEMBLAGES PULTRUDE GFRP/BETON**

### **II.1 Introduction**

Ce chapitre a pour but de décrire les matériaux constituant l'assemblage collé et de présenter les techniques expérimentales mises en place pour étudier et caractériser le vieillissement de l'assemblage collé béton/GFRP et les résultats obtenus. Il se divise en quatre parties :

La première partie présente les matériaux utilisés et leurs caractéristiques ainsi que les différents essais de caractérisation des matériaux. En outre, les différentes techniques utilisées pour l'élaboration des éprouvettes et la technique de traitement de surface seront décrites.

La deuxième partie est consacrée à la méthodologie expérimentale employée pour l'étude du vieillissement de l'adhésif sous forme massive et en assemblage (béton/adhésif/GFRP). Les différents protocoles de vieillissement développés ainsi que les techniques de caractérisation associées seront également exposés.

La troisième partie présente les résultats de l'étude paramétrique effectué sur l'essai push out ainsi que les résultats des essais de caractérisation réalisés sur les différents matériaux à l'état initial sans vieillissement.

Dans la dernière partie, nous regrouperons et discuterons les résultats des expériences qui ont permis de cerner le phénomène de vieillissement des matériaux massiques et des assemblages collés.

### **II.2 Matériaux constitutifs de l'assemblage béton/pultrudé**

Pour réaliser un assemblage efficace, tout en assurant la transmission des efforts entre les différents matériaux, il est nécessaire de choisir des adhésifs supportant les contraintes environnementales et mécaniques qu'ils subiront dans les conditions effectives de service. Il est également important de prendre en compte une mise en œuvre aisée ne nécessitant pas des hautes températures de polymérisation (réticulation).

L'assemblage collé objet de notre étude est composé d'un adhésif d'époxy de type SIKADUR 31-EF de la société SIKA, de tronçons de profilé pultrudé en GFRP de la société SOLUTIONS COMPOSITES et d'un béton fabriqué en laboratoire.

Les substrats et l'adhésif, sur lesquels notre étude est basée, sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### **II.2.1 Béton**

Dans nos travaux, nous avons visé un béton de résistance à la compression supérieure à 45 MPa. Le ciment utilisé est un ciment Portland artificiel de type CEM I 52,5 de nom commercial Durabat X-Trem commercialisé par la société LAFARGE. Il résiste mieux aux agressions mécaniques notamment aux cycles gel/dégel et même aux eaux de mer et aux embruns marins. Il présente un dosage en ciment de 430 kg.m<sup>-3</sup> et l'ensemble des granulats présente une granulométrie de 0 à 8 mm. Le dosage en eau est basé sur les recommandations du fabricant. La composition du béton utilisé dans cette étude (pour les éprouvettes push-out et les poutres hybrides) est présentée dans le tableau II-1 :

Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment	Eau	Sable (0/4 mm)	Gravillon (4/8 mm)
	430	200	800	1000

Tableau II-1 : Dosage du béton

### II.2.2 Profilé pultrudé

Les profilés pultrudés GFRP utilisés pour élaborer les assemblages collés (push-out et poutres) dans notre étude expérimentale est produit par l'entreprise TopGlass et distribuée par la société SOLUTIONS COMPOSITES. Les profilés pultrudés sont constitués d'une matrice résineuse de polyester isophtalique renforcée par des fibres de verre. Pour l'assemblage push-out, le profilé pultrudé s'agit d'un tube carré creux de 100 mm de côté et 10 mm d'épaisseur alors que pour les poutres hybrides, un profilé GFRP en I est utilisé. Les semelles et l'âme du profilé en I ont une épaisseur de 8 mm et il a une largeur de semelle de 75 mm et une hauteur totale de 150 mm. Les caractéristiques mécaniques moyennes de la fiche technique de ces profilés sont présentées dans le tableau II-2. La température de transition vitreuse du profilé pultrudé est mesurée expérimentalement par une analyse thermomécanique TMA réalisée sur trois éprouvettes cubiques découpées du tube pultrudé ( $5 \times 5 \times 5 \text{ mm}^3$ ). La valeur moyenne de Tg du profilé pultrudé trouvée est de  $72 \pm 1^\circ\text{C}$ .

Paramètres	Valeurs
Masse volumique spécifique $\rho$	1.8 g/cm <sup>3</sup>
Module de traction longitudinal $E_L$	26 GPa
Resistance en traction longitudinale	400 MPa
Module de traction transversal $E_T$	8 GPa
Resistance en traction transversale	30 MPa
Module de cisaillement $G_{LT}$	3 GPa
Module de compression longitudinal $E_{LC}$	18 GPa
Resistance en compression longitudinale	220 MPa
Module de compression transversal $E_{LC}$	18 GPa
Resistance en compression transversale	70 MPa
Coefficient de Poisson $\nu_{LT}$	0.28
Coefficient de Poisson $\nu_{TL}$	0.12

Tableau II-2 : Propriétés du tube pultrudé selon la fiche technique

### II.2.3 Adhésif

Les colles utilisées en génie civil sont des colles dites « structurales », c'est à dire qu'elles sont capables de conférer à un assemblage une résistance équivalente à celle des matériaux qui le constituent, tout en assurant le transfert des contraintes entre les deux substrats. Leur résistance en cisaillement doit être supérieure ou égale à 7 MPa et les colles doivent être utilisables dans les conditions de chantier. Le choix de l'adhésif a des répercussions sur le comportement global de la structure et sur sa durabilité [MEA 12].

Dans le cadre de cette étude, tous les corps d'épreuve ont été réalisés avec le même produit de collage. Il s'agit d'une colle époxy de type SIKADUR 31-EF. Les colles de cette famille ont déjà été utilisées avec succès dans des études antérieures [MEA 12] [TOU 14] [KOA 17(1)].

C'est une colle époxydique thixotrope à deux composants : le premier (noté A) est la résine, le second (B) correspond au durcisseur. Le dosage est de trois pour un (3A :1B). Conformément à la norme NF EN 1504-4, elle peut être utilisée comme produit de collage structural en classe 1.

Cette résine possède de nombreux avantages. Tout d'abord, elle possède une très forte adhérence sur la plupart des supports (béton, mortier, pierres, acier, aluminium, etc.), supérieure à 4 MPa. Elle est imperméable aux liquides et à la vapeur d'eau. Son durcissement est rapide et sans retrait : au bout de 48 heures, à 20 degrés, ses caractéristiques mécaniques sont proches de leur maximum. Sa mise en œuvre et le mélange sont faciles. Elle est utilisable dans une plage de températures comprises entre +10°C et +30°C avec une humidité du support inférieure à 4%.

Le support recevant la colle doit être propre, sec et avoir subi une préparation mécanique par grainage ou rabotage afin d'obtenir un état de surface rugueux et débarrassé de toute partie non ou peu adhérente, de trace d'huile ou toute substance susceptible de nuire à l'adhérence.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'adhésif Sikadur 31-EF selon la fiche technique rédigée par la société Sika sont les suivantes :

1. Le module d'Young mesuré est de 6.9 GPa en traction à 23°C après 14 jours,
2. La résistance à la traction est de 22 MPa à 23°C après 7 jours,
3. L'élongation à la rupture est de  $0.3 \pm 0.1$  % à 23°C après 7 jours,
4. La densité est égale 1.7,
5. L'adhérence sur béton sec est supérieure à 3 MPa après 1 jour,
6. Le coefficient de dilatation thermique est de  $4,6 \times 10^{-5}$  par degré (-20°C à +40°C).
7. La température de transition vitreuse  $T_g = 53^\circ\text{C}$  après 7 jours de durcissement à 23°C.

### II.3 Géométries des corps d'épreuve

Dans cette étude expérimentale, nous avons utilisé l'essai push-out pour tester l'assemblage collé. Des éprouvettes de colle, de profilé et de béton ont également été confectionnées pour la caractérisation des matériaux.

#### II.3.1 Eprouvettes haltères d'adhésif

Les éprouvettes haltères d'adhésif massif sont réalisées selon les dimensions indiquées dans la norme NF EN ISO 527-2 (figure II-1(a)), d'épaisseur  $\approx 4.5$  mm.

La procédure suivante a été utilisée pour réaliser l'adhésif : les deux composants sont mélangés selon les proportions données par le fabricant. Les 2 composants ont été mélangés à la main avec une spatule et à température ambiante (environ 20°C) jusqu'à obtenir un mélange le plus homogène possible. Le mélange est coulé dans un moule en silicone sur lequel la forme des éprouvettes a été inscrite (figure II-1(b)). Le démoulage a lieu après deux jours.

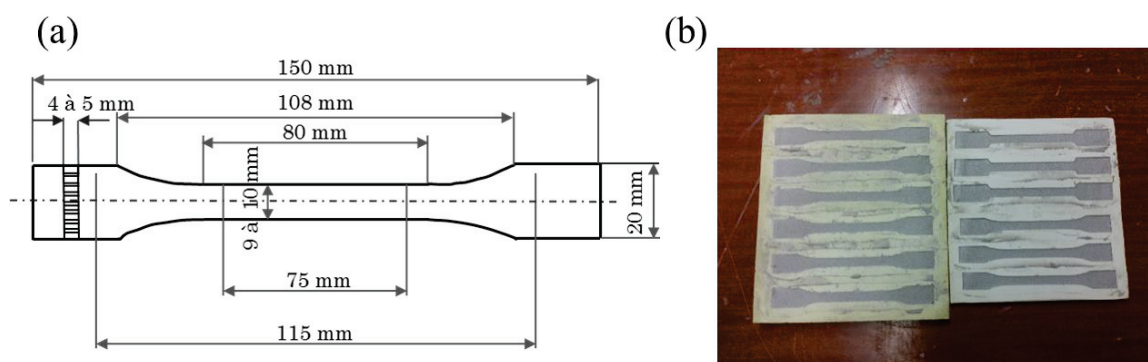


Figure II-1 : (a) Géométrie des éprouvettes haltères de l'adhésif (épaisseur  $\approx 4.5$  mm), (b) Eprouvettes haltères de traction

#### II.3.2 Béton

Deux types d'éprouvettes ont été réalisés pour la caractérisation du béton en compression et en traction. La préparation a été réalisée en même temps que les assemblages pour l'essai push out.

Nous avons bétonné des éprouvettes cylindriques  $\phi 16 \times 32$  cm<sup>2</sup> pour l'essai de fendage et des éprouvettes cubiques (10 × 10 × 10 cm<sup>3</sup>) pour l'essai de compression.

### II.3.3 Corps d'épreuve push out

#### II.3.3.1 Géométrie des éprouvettes push-out

Afin de déterminer précisément la résistance de l'adhésif utilisé en situation réelle, des essais de poussée ont été réalisés sur des assemblages pultrudé/béton.

En l'absence de normes spécifiques pour les assemblages mixtes collés, nous avons basé notre choix sur de précédentes études réalisées dans notre laboratoire [MEA 12] [TOU 14]. Ces études ont été lancées dans le but de définir l'essai le plus approprié ainsi que la configuration géométrique qui conviendrait le mieux à cette caractérisation. Il a été trouvé que les essais de cisaillement sont les plus adaptés, plus précisément l'essai push-out. En outre, Meaud [MEA 12] dans sa thèse a trouvé que l'augmentation du nombre de corps d'épreuves (cinq au lieu de trois) et le choix d'une hauteur libre inférieure ou égale à 50 mm permettent d'augmenter de façon très significative la qualité et la fiabilité des résultats et de diminuer l'écart type des forces à rupture.

Dans notre étude, la géométrie des éprouvettes réalisées pour ce test mécanique est présentée dans la figure II-2. Elles sont constituées de deux prismes de béton non armés qui sont connectés à un tube carré pultrudé par un adhésif époxy SIKADUR 31-EF. L'épaisseur du joint de colle est inférieure ou égale à 1 mm. La longueur de collage est de 150 mm. Les dallettes ont toutes une épaisseur de 100 mm et des longueurs et largeurs de 200 et 100 mm respectivement. Selon les recommandations de Meaud [MEA 12], une hauteur libre de 50 mm est sélectionnée. La largeur du collage est égale à 100 mm pour toutes les éprouvettes.

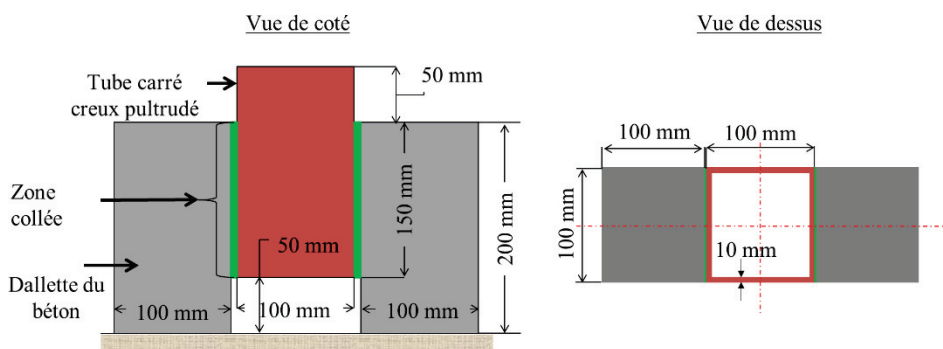


Figure II-2: Géométrie d'une éprouvette d'essai push-out

#### II.3.3.2 Fabrication des éprouvettes

Tous les corps d'épreuve ont été réalisés au laboratoire. Des prismes de béton de  $400 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$  sont d'abord réalisés. Pour chaque gâchée, le mélange béton, préparé dans des proportions contrôlées (cf. §II.2.1), est coulé dans des moules métalliques. Les dimensions du moule sont reportées sur la figure II-3.

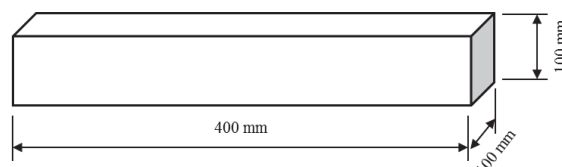


Figure II-3 : Géométrie du moule utilisé pour la réalisation des prismes de béton

Après durcissement (1 jour après coulage), les échantillons sont démoulés et conservés dans le laboratoire (figure II-4). Ils sont ensuite découpés en deux parties égales à l'aide d'une scie diamantée. Dans le but de favoriser l'assemblage, un traitement de surface à l'aide d'une ponceuse multi-matériaux a été ensuite

réalisé (figure II-5). C'est un outil utilisé pour les travaux de préparation, de remise en état et de rénovation des murs et également dans le travail de ponçage de surfaces en bois, béton etc. Notamment, cet outil nous permet d'avoir une surface de collage avec une bonne rugosité, très proche de celle obtenue avec le traitement par sablage.



Figure II-4 : coulage et démoulage des prismes de béton

Les tronçons du pultrudé ont été découpés à la scie automatique rectiligne et ébavurés. Puis les surfaces du tube pultrudé dédiées au collage ont été légèrement ponçées à l'aide d'une feuille abrasive de sorte à faire disparaître la brillance superficielle.



Figure II-5 : Ponçage du béton et du pultrudé

Pour tous les corps d'épreuve, la phase de collage a été réalisée en deux étapes : collage de la première dalle avec le tube pultrudé puis collage de la seconde dalle 1 à 3 jours après.

Pour chaque étape, les zones à coller de béton et pultrudé ont été préalablement dépoussiérées. De plus, la zone de collage du pultrudé a été dégraissée à l'acétone après le dépoussiérage. Environ 10 minutes plus tard, les deux composants de l'adhésif sont malaxés puis le mélange homogène est appliqué sur les deux faces à coller (le pultrudé et la dalle) (figure II-6), la position est ajustée et le serrage définitif est effectué au moyen de serre-joints de sorte à avoir une épaisseur de joint la plus fine possible.

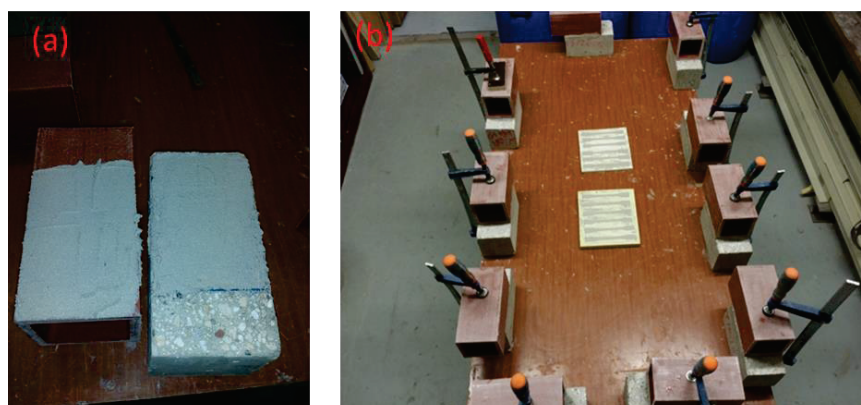


Figure II-6 : Collage de la première face a) application de l'adhésif sur les surfaces à coller, b) procédé de serrage de la première face



La deuxième dalle est collée à son tour selon le même procédé. Les deux dalles sont fixées sur un support horizontal afin d'avoir toujours un contact complet entre les deux dalles et le support après leur assemblage (figure II-7). Une fois les deux dalles collées, les corps d'épreuve sont conservés à l'air ambiant du laboratoire jusqu'aux essais push-out (figure II-8).

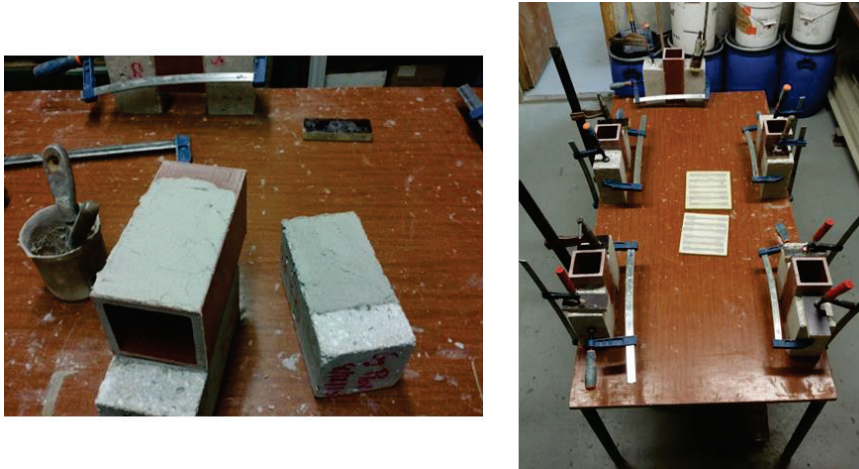


Figure II-7 : Collage de la deuxième face



Figure II-8 : Conservation des corps d'épreuve au laboratoire

Enfin, dans le but de renforcer et d'éliminer la possibilité d'écrasement local du pultrudé dans sa partie supérieure, celle qui sera en contact direct avec le vérin, le pultrudé a été renforcé par le coulage de raidisseurs en béton sur environ 5 cm de profondeur (figure II-9).



Figure II-9 : Bétonnage des raidisseurs

## ***II.4 Moyens d'essais utilisés***

### ***II.4.1 Caractérisation de l'adhésif massif par essai de traction uniaxiale***

Les éprouvettes de colle haltères (au moins trois) ont été sollicitées en traction à l'aide d'une machine d'essai de traction directe ou uni-axiale ZWICK équipée d'un capteur de force de 50 kN. L'éprouvette a été instrumentée d'une jauge de déformation d'une longueur de 10 mm afin d'identifier les caractéristiques mécaniques de l'adhésif. Le pilotage est assuré par une vitesse de déplacement imposée à  $1 \text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ . Les essais de traction sont conduits en suivant la norme ISO 527 - 2.

Les éprouvettes sont fixées au moyen de mors autobloquants (figure II–10) et les mesures sont effectuées à température ambiante. Ces mesures ont permis de tracer les courbes force appliquée en fonction de la course du vérin (force/course du vérin) et les courbes contraintes appliquées en fonction des déformations longitudinales (contraintes/déformations) pour les éprouvettes équipées par une jauge de déformation. Le module de Young  $E$  est calculé par régression linéaire selon la norme ISO 527-1, entre 0,05% et 0,25% de déformation.

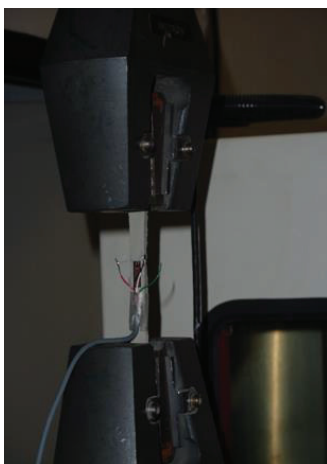


Figure II–10 : Dispositif de fixation pour les essais de traction

### ***II.4.2 Caractérisation du béton***

#### ***II.4.2.1 Essai de compression***

Le comportement du béton en compression est déterminé par des essais de compression sur des éprouvettes cubiques ( $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ ). La vitesse de chargement en compression est de  $4 \text{ kN}\cdot\text{s}^{-1}$ . La machine de compression utilisée est de marque CONTROLAB avec une capacité de charge maximale de 3000 kN. Les éprouvettes sont soumises à un chargement croissant jusqu'à la rupture. La contrainte à rupture de l'éprouvette correspond donc au rapport entre la charge de ruine et la section transversale de l'éprouvette.

#### ***II.4.2.2 Essai de traction par fendage***

Pour le béton, la réalisation d'un essai de traction directe reste d'une mise en place lourde et nécessite un appareillage spécifique tant au niveau de la presse que de l'éprouvette. Comme on cherche à connaître uniquement la résistance en traction d'un béton, l'essai de fendage (également appelé essai brésilien) a été préféré. Il est très usité car facile à mettre en œuvre et consiste à charger, suivant un diamètre, un cylindre de béton.

Alors, le comportement du béton en traction a été identifié dans un essai de traction par fendage. La vitesse de chargement est de  $4 \text{ kN}\cdot\text{s}^{-1}$ . Ces essais ont été réalisés sur la même machine CONTROLAB



que l'essai de compression et sur des éprouvettes cylindriques d'un diamètre de 160 mm et d'une hauteur de 320 mm.

La contrainte de traction est calculée grâce à l'équation (II. 1).

$$f_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (\text{II. 1})$$

où D et L sont respectivement le diamètre et la longueur du cylindre, P est la force de compression appliquée le long de la génératrice.

### ***II.4.3 Caractérisation de l'assemblage collé par test de push out***

Le test consiste à appliquer progressivement une charge verticale sur la partie supérieure du tube. Les essais ont été effectués sur un bâti WOLPERT. Il assure un chargement allant jusqu'à environ 1000 kN au moyen d'un vérin hydraulique. Le vérin est centré sur l'éprouvette et la transmission de compression est assurée au moyen d'une plaque d'acier intercalée entre le tube et le vérin, comme le montre la figure II-11 . Le pilotage est assuré par une vitesse de déplacement imposée à 1 mm.min<sup>-1</sup>.

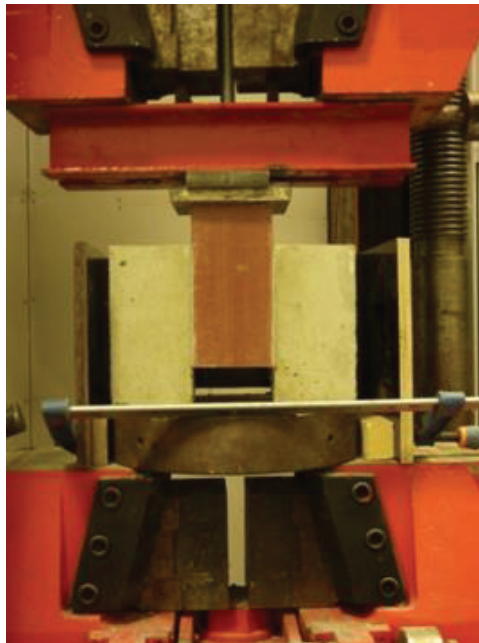


Figure II-11 : Dispositif de chargement pour les essais push-out

Il résulte de ce test une contrainte de cisaillement, notée  $\tau_u$ , qui tend à séparer les deux substrats et à induire la rupture de l'éprouvette.

La contrainte de cisaillement moyenne à la rupture est estimée grâce à la relation (éq.(II. 2)) en considérant que la couche de colle est sollicitée par une contrainte de cisaillement uniforme (figure II-12).

$$\tau_u = \frac{F}{2b_c L_c} \quad (\text{II. 2})$$

Avec,  $b_c$ , la largeur de l'interface,  $L_c$ , la longueur de collage, F, la force verticale maximale appliquée par la presse à la rupture.

Cette contrainte de cisaillement calculée doit être considérée comme un indicateur de performance car elle ne représente pas de façon fidèle la distribution réelle des contraintes le long de l'interface [MEA 12].

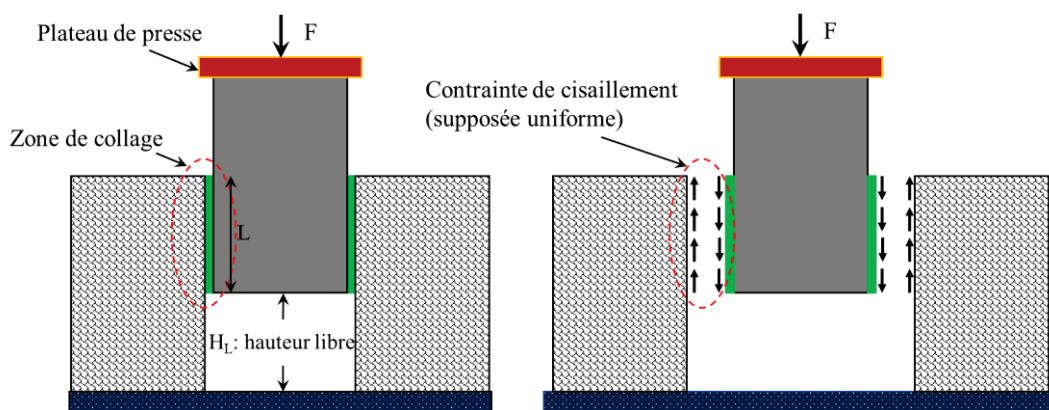


Figure II-12 : Schéma représentatif de l'essai push out

## II.5 Procédures de vieillissement accéléré

Les adhésifs et les assemblages collés sont particulièrement sensibles à l'humidité, à la température environnante et à la nature de l'eau. Ces paramètres peuvent augmenter ou accélérer les phénomènes de dégradation. La compréhension de ce mécanisme est essentielle pour la prédiction de la durabilité des matériaux composites [NGU 12(1)]. Pour étudier l'influence du vieillissement hygrothermique sur les propriétés mécaniques de ces assemblages, nous avons donc envisagé de soumettre les matériaux à 4 protocoles de vieillissement hygrothermique différents qui permettent d'accélérer les phénomènes tout en restant dans des gammes de températures et degrés d'hygrométrie susceptibles d'être observés pendant la mise en service.

Il est important de noter que pour chaque protocole et temps de vieillissement, deux séries d'éprouvettes ont été utilisées. Une série témoin a été maintenue à l'air ambiant dans le laboratoire pendant la durée du vieillissement et l'autre série a été exposée au vieillissement. Chacune de ces deux séries est constituée de 5 éprouvettes push-out, 6 éprouvettes haltères de colle et des éprouvettes de béton (3 cylindres, 4 cubes). Les comportements et les performances des séries vieilles seront alors comparés à ceux des séries références (témoins) n'ayant subi aucun conditionnement et processus de vieillissement accéléré. Nous décrivons ci-après de façon détaillée chaque protocole de vieillissement.

### II.5.1 Vieillissement naturel

Le vieillissement a été réalisé sans contrôle des conditions et des contraintes sur la température et l'humidité. Les échantillons ont été entreposés à l'extérieur du laboratoire à température et humidité ambiantes pendant 12 et 20 mois. Les éprouvettes sont placées à l'extérieur pendant la période du 10 juin 2016 au 10 février 2018 à Villeurbanne (Lyon, France).

### II.5.2 Exposition en atmosphère saturée en humidité

Pour étudier l'influence du vieillissement hygrothermique sur le comportement des divers échantillons, nous avons donc soumis les matériaux à deux conditions d'exposition ; immersion dans l'eau douce et exposition en un milieu très humide à la température ambiante.

Il est admis que le vieillissement par humidification ou par immersion induit des effets néfastes sur les propriétés des adhésifs époxydes ou de la résine. La diffusion d'eau au sein du matériau engendre des modifications microstructurales du réseau, induisant une plastification du réseau (par hydrolyse), et par conséquent une chute des propriétés mécaniques, une relaxation dans la matrice (adoucissement de la résine) et réduction de la température de transition vitreuse ( $T_g$ ).

Le vieillissement dans les deux milieux a pour but de voir si un changement de milieu a une influence sur l'absorption de l'eau dans l'époxy et par conséquent sur le mécanisme de vieillissement.

Les 2 processus de vieillissement ont été réalisés à température ambiante pendant 45 jours. Une série a été déposée dans une armoire climatique à un taux d'humidité élevé, de l'ordre de 85% (figure II-13), tandis qu'une autre série a été immergée dans une cuve remplie d'eau douce (figure II-14).



Figure II-13 : Vieillissement humide (RH=85%)



Figure II-14 : Vieillissement par immersion dans l'eau douce

### ***II.5.3 Immersion à température contrôlée***

L'étude d'un vieillissement hygrothermique sous une température constante et une durée d'exposition variable a pour but de connaître le comportement des assemblages sous l'effet de diffusion de l'eau et de quantifier le degré de dégradation engendré par chaque durée. Des séries d'éprouvettes ont été alors posées dans une cuve remplie d'eau douce à 45°C pendant 2, 4, 6, 8 et 10 mois. On notera que cette température de 45°C est légèrement inférieure de la température de transition vitreuse ( $T_g$ ) du Sikadur 31-EF déterminée expérimentalement par un rhéomètre de relaxation (voir paragraphe II.6.1) pour éviter la détérioration d'origine thermique du joint adhésif et tous les mécanismes de détérioration parasites [HES 17] [NGU 12(2)].

### ***II.5.4 Exposition aux cycles de gel/dégel***

De notre étude bibliographique (voir paragraphe I.5.4.6 du CHAPITRE I), nous pouvons remarquer que le choix des températures, du nombre de cycles et de la durée d'exposition représente une question de compromis et un jugement individuel. Dans notre étude, afin d'évaluer les effets et les impacts prévisibles de cycles gel/dégel sur notre assemblage, nous avons choisi deux températures de façon à permettre une évaluation correcte de la dégradation induite par cet environnement indésirable. Les conditions utilisées sont alors inspirées de la littérature.

Dans cet essai, les éprouvettes ont été placées dans une enceinte gel-dégel isolée thermiquement et à température contrôlée (figure II-15). Un cycle de variation de la température en fonction du temps utilisé

dans l'essai est montré sur la figure II-16. Chaque cycle dure 24 heures, à des températures comprises entre 20°C et -20°C pour se rapprocher des conditions réelles. Les éprouvettes ont été exposées à 50 cycles.



Figure II-15 : Vieillissement par exposition aux cycles gel/dégel

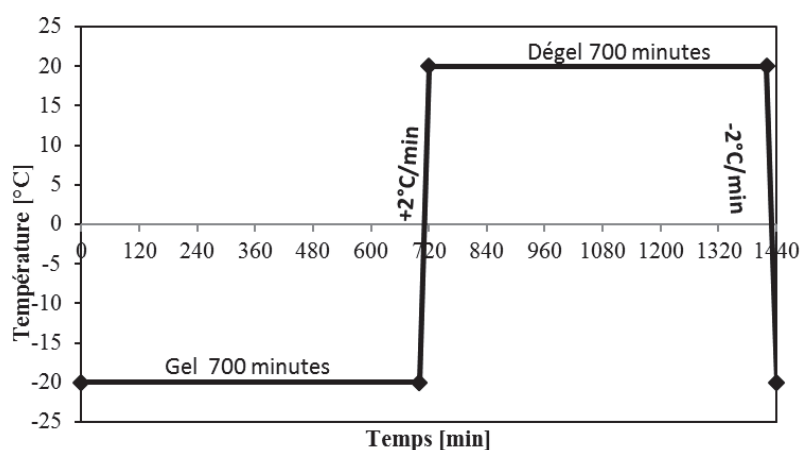


Figure II-16 : La variation de température dans un cycle de gel-dégel

### II.6 Résultats expérimentaux

Dans cette partie, nous présentons d'abord la caractérisation de la  $T_g$  de l'adhésif (§ II.6.1) et les propriétés matérielles du composite (§ II.6.2). Puis, nous nous attacherons à étudier l'influence du traitement de surface sur le mode de ruine des assemblages collés (§ II.6.3). Les résultats des essais Push out réalisés sur deux séries d'éprouvettes traitées différemment seront présentés. A l'issue de cette étude, nous choisirons le traitement de surface le mieux adapté pour assurer une bonne transmission des efforts à travers le joint d'adhésif. L'influence de paramètres de fabrication des corps d'épreuve (mode de serrage, rectification en pieds, épaisseur du joint, etc.) est analysée dans les paragraphes II.6.4 à II.6.5.

Enfin, nous présenterons les résultats de l'étude du vieillissement des adhésifs massifs et en assemblage ainsi que les résultats de caractérisation mécanique de différents matériaux (§ II.6.6 à II.6.9). Le comportement mécanique d'assemblages collés constitués de prismes de béton et de tube pultrudé assemblés par un joint époxyde sera étudié au moyen d'un test de Push-out. L'évolution des propriétés à la rupture de ces assemblages au cours du vieillissement sera analysée à la lumière des résultats expérimentaux obtenus suite aux différents essais de vieillissement réalisés. Chaque série vieillie testée est accompagnée de la même série témoin non vieillie bétonnée et collée en même temps. Chaque série est également accompagnée des essais de caractérisation des matériaux (adhésif et béton) soumis aux mêmes conditions. Un tableau récapitulatif de tous les essais push-out effectués dans cette thèse est présenté en annexe A.



## II.6.1 Température de transition vitreuse de la colle Sikadur 31 EF

La connaissance de la température de transition vitreuse  $T_g$  d'un adhésif structural est un facteur très important pour les structures collées. Cette température donne une indication sur la température limite de service de ces structures. La  $T_g$  dépend directement du degré de réticulation du polymère, comme la plupart des propriétés mécaniques des polymères, et sa connaissance donne donc une information sur le degré de cure de la colle. Le passage du polymère d'un état vitreux à un état caoutchoutique se traduit par la variation de la réponse mécanique du matériau et par une chute des propriétés mécaniques (chute du module d'élasticité et de la contrainte ultime). Dans cette partie, nous allons présenter la technique utilisée pour identifier la  $T_g$  de l'adhésif Sikadur 31-EF utilisé dans la confection de notre assemblage et les différents résultats obtenus.

### II.6.1.1 Principe de l'essai et géométrie de l'éprouvette

La température de transition vitreuse  $T_g$  est déterminée à l'aide d'un rhéomètre de relaxation KINETECH développé par la société Matériau Ingénierie. Le principe de l'essai consiste à imposer un angle de torsion (variant entre  $5^\circ$  et  $25^\circ$ ) à une éprouvette massive de quelques millimètres d'épaisseur. Le couple transmis par cette éprouvette est alors mesuré tout en augmentant régulièrement la température dans l'enceinte où l'éprouvette est positionnée entre les mors, comme le montre la figure II-17. Un flux d'air comprimé tout au long de l'essai maintient l'homogénéité de la température dans l'enceinte.

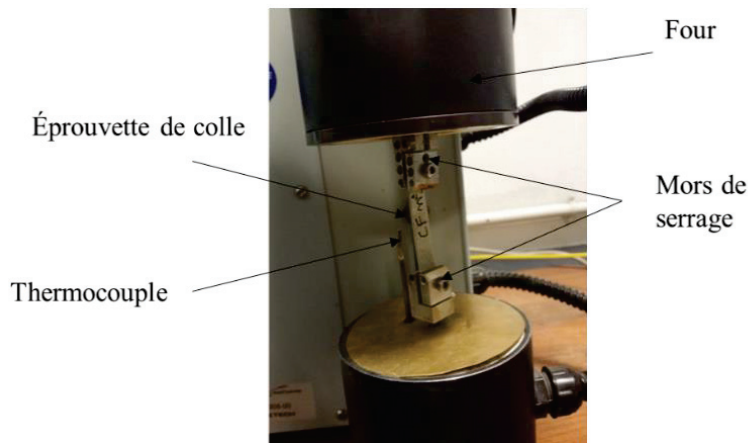


Figure II-17 : Montage de l'essai de mesure de  $T_g$

Le temps d'attente entre l'angle de torsion positif et l'angle négatif permet de mesurer le couple relaxé  $R$  et ainsi d'avoir accès à la relaxation en fonction de la température, comme le montre la figure II-18. L'analyse de cette relaxation permet de situer exactement la zone de transition vitreuse de l'adhésif. La  $T_g$  est mesurée par la méthode des tangentes et est associée au maximum de la différence de relaxation  $R$  ( $R = C_i - C_r$  avec  $C_i$  et  $C_r$  les couples instantané et relaxé respectivement).

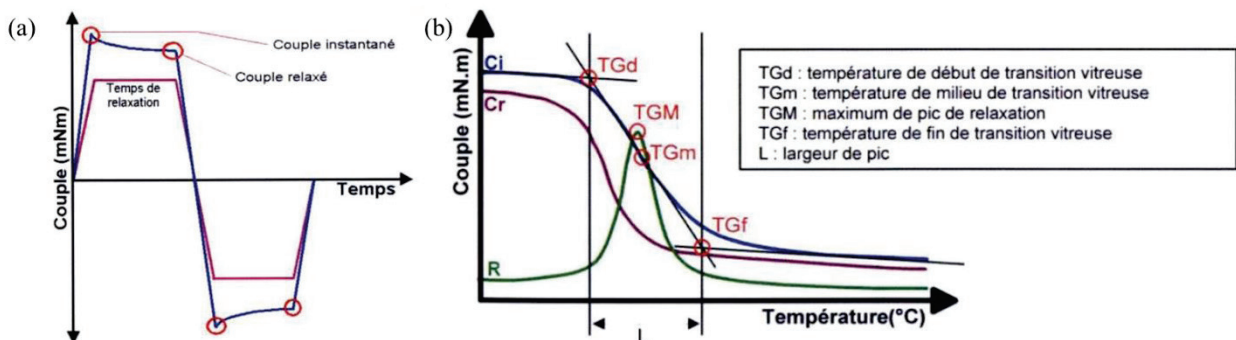


Figure II-18 : (a) Couple de torsion imposé et lecture du couple au cours du temps (b) Courbes types issues d'un essai de relaxation avec le KINETECH

Les éprouvettes utilisées ont une forme parallélépipédique. La longueur et la largeur sont de 50 mm et 10 mm respectivement. L'épaisseur de l'éprouvette varie entre 2 et 3 mm. Les essais ont été menés avec une vitesse d'augmentation de température de  $3^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$ . Selon la fiche technique de la Sikadur 31-EF, la température  $T_g$  est de l'ordre de  $53^{\circ}\text{C}$ , pour cela dans nos essais, un intervalle de température variant de  $20^{\circ}\text{C}$  à  $80^{\circ}\text{C}$  a été utilisé pour détecter le phénomène de transition de notre colle.

### II.6.1.2 Résultats des essais de caractérisation de la Sikadur 31-EF

Les courbes des valeurs du couple instantané, couple relaxé et du couple  $R = C_i - C_r$  pour les deux éprouvettes testées sont représentées en figures II-19 et II-20. Deux essais ont été réalisés sur chaque éprouvette, notés passage n°1 et passage n°2. Le tableau II-3 récapitule les résultats de ces essais.

Nous remarquons que la zone de transition est étalée pour les deux éprouvettes. Selon la fiche technique de la machine, c'est un signe d'un matériau hétérogène avec une large distribution de longueurs de chaînes.

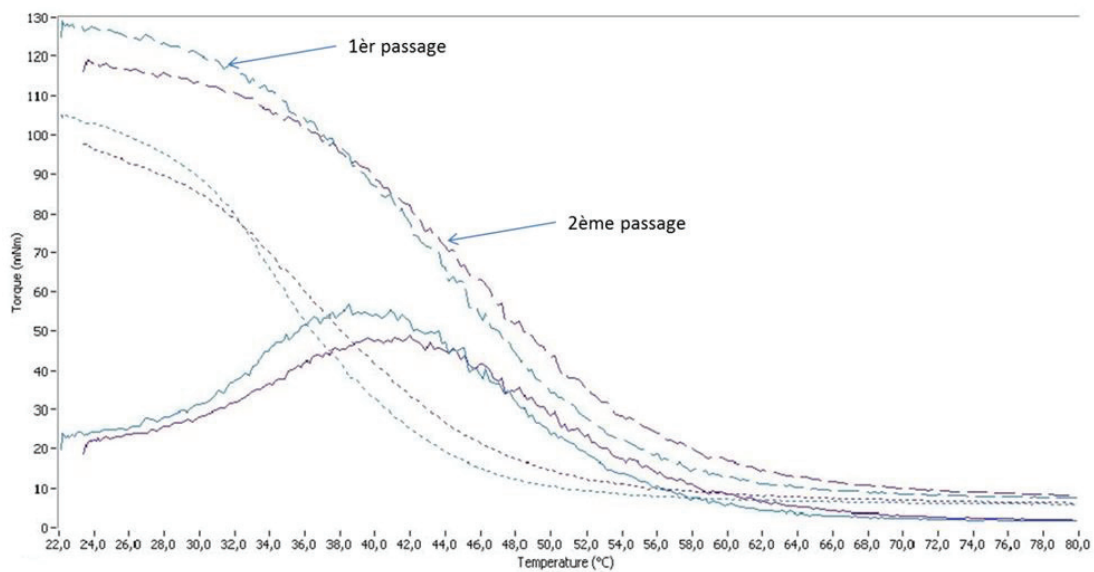


Figure II-19 : Superposition des courbes de relaxation, du couple instantané et du couple relaxé pour l'éprouvette n°1.

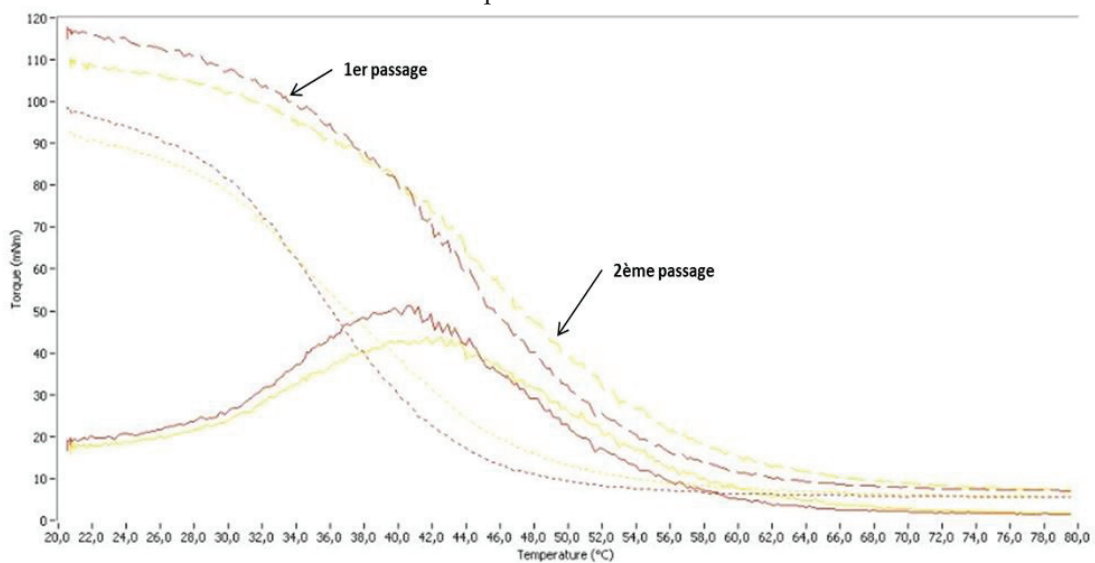


Figure II-20 : Superposition des courbes de relaxation, du couple instantané et du couple relaxé pour l'éprouvette n°2.

On constate de ces deux essais que la température de transition vitreuse de notre colle tombe dans un intervalle variant de 45°C à 49.6°C, et donc légèrement inférieure à la valeur notée dans la fiche technique de colle Sikadur EF-31 (53°C). A partir des résultats du premier passage, la Tg moyenne de l'adhésif préparé est de 46.0 ± 1°C.

	Eprouvette n°1		Eprouvette n°2	
	Passage n°1	Passage n°2	Passage n°1	Passage n°2
TGd [°C]	39.3	39.1	39.3	37.7
TGm [°C]	46.5	49.6	46.3	45.0
TGf [°C]	51.0	55.4	51.1	53.7
TGM [°C]	38.5	42.0	40.5	41.7

Tableau II-3 : Résultats des essais réalisés avec le rhéomètre de relaxation KINETECH sur la colle Sikadur 31-EF

### II.6.2 Caractérisation expérimentale du tube pultrudé

Nous présentons dans cette partie les résultats d'essais effectués au laboratoire sur des éprouvettes découpées du tube pultrudé.

#### II.6.2.1 Essai de traction sur coupons

Deux éprouvettes ont été découpées du tube pultrudé dans la direction parallèle à l'orientation des fibres. La longueur et la largeur de l'éprouvette sont de 250 mm et 10 mm respectivement. Son épaisseur est de 10 mm. Chaque éprouvette est placée entre les mors d'une machine de traction-compression de marque Zwick comme le montre la figure II-21 (a). Les essais de traction sont conduits en suivant la norme NF EN ISO 527-2. La vitesse de déplacement imposée est de 1 mm.min<sup>-1</sup>.

La force et la course du vérin sont données et enregistrées de façon continue par la machine. De plus, la déformation dans la direction longitudinale est mesurée au moyen d'une jauge (longueur de grille de 10 mm) collée sur l'éprouvette au milieu. Les résultats des essais de traction réalisés sont présentés sur la figure II-22. Le comportement des deux éprouvettes est de type élastique linéaire jusqu'à la ruine. Les valeurs moyennes de la contrainte de ruine (ou ultime) et du module d'Young sont respectivement de 437.3 ± 27.7 MPa et 27.9 ± 2.1 GPa. La déformation ultime est de 15012 ± 4801 μm.m<sup>-1</sup>. Les résultats sont cohérents avec les données de la fiche technique de ce tube présentées dans le tableau II-2 (§ II.2.2).

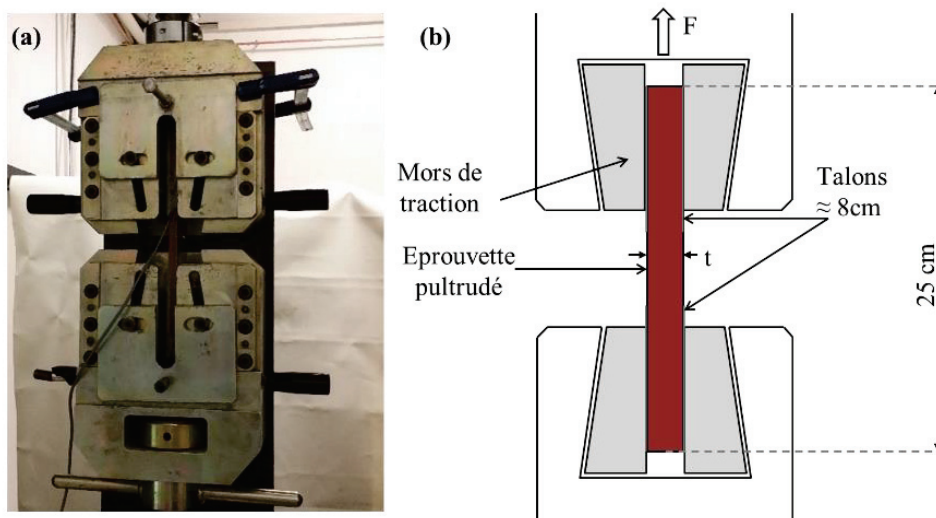


Figure II-21 : (a) Montage de l'essai de traction réalisé sur les coupons du pultrudé, (b) Géométrie des coupons du pultrudé



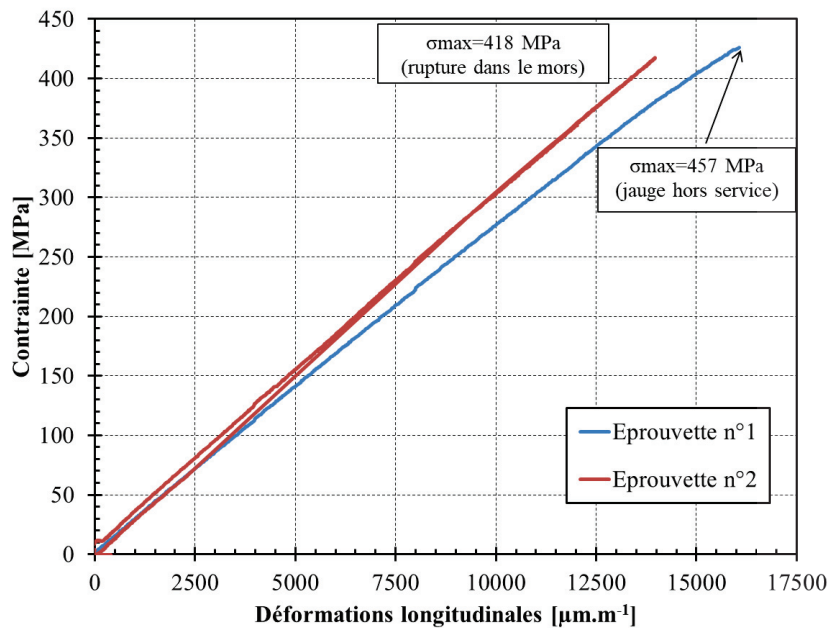


Figure II-22 : Résultats des essais de traction sur les coupons du tube pultrudé

### II.6.2.2 Essai de compression sur un tronçon du tube pultrudé

Afin d'identifier les propriétés mécaniques du tube pultrudé en compression, un essai de compression élastique a été réalisé sur un tronçon du tube pultrudé. Le montage de l'essai et les dimensions du tronçon utilisé sont présentés sur la figure II-23. Les déformations sont mesurées par des jauges de déformation (longueur de grille 10 mm) collées sur le tube en plusieurs positions. Deux jauges ont été collées sur la face avant, une jauge verticale pour mesurer la déformation axiale et une jauge horizontale pour mesurer la déformation transversale, et une autre jauge verticale a été collée sur la face latérale. L'évolution de ces déformations au cours du chargement est présentée sur la figure II-24. Plusieurs cycles de chargement élastique ont été réalisés sur le tronçon. Le comportement du tube est de type élastique linéaire. Nous remarquons que les déformations axiales sur la face latérale sont plus importantes que sur la face avant, cette différence peut être attribuée à des différences dans la composition des parois du tube (taux de fibres par exemple), ce qui engendre une différence dans les modules d'élasticité. Toutefois, à partir des résultats obtenus, le module d'Young  $E_{L,1}$  de la paroi avant est de  $24.7 \pm 2.0$  GPa, le coefficient de Poisson ( $\nu_{TL}$ ) est de  $0.15 \pm 0.04$  et le module d'Young  $E_{L,2}$  de la paroi latérale est de  $33.8 \pm 4.1$  GPa.

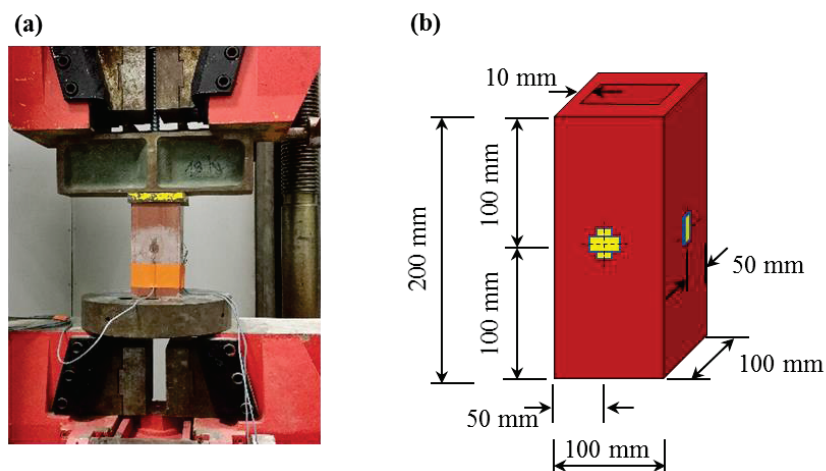


Figure II-23 : (a) Montage de l'essai de compression réalisé sur le tronçon du tube pultrudé, (b) Positionnement des jauges de déformation sur le tronçon du tube pultrudé

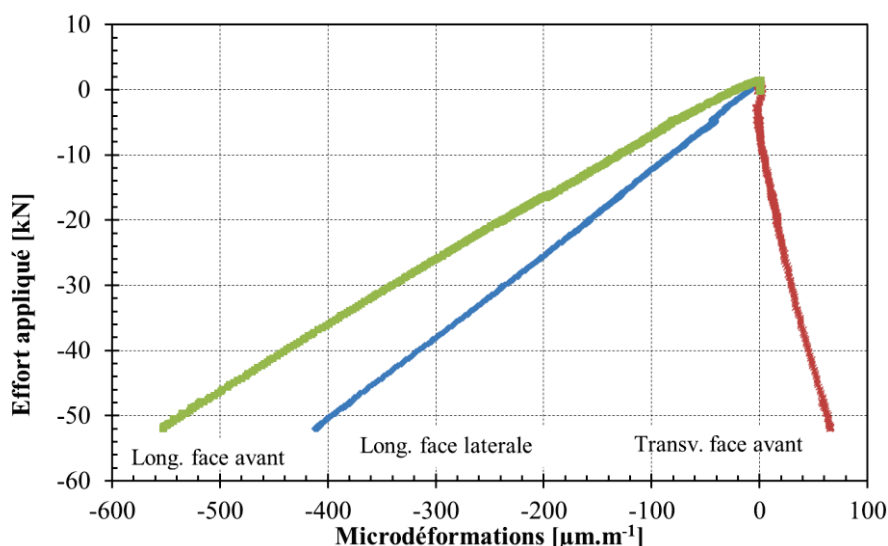


Figure II-24 : Evolution des déformations dans le tube pultrudé sous compression

En raison de cette différence dans les propriétés des parois de ce tube pultrudé, nous avons collé les blocs du béton de toutes les séries préparées dans cette thèse sur la même paroi du tube GFRP pour limiter et minimiser l'influence de cette différence de propriétés mécaniques sur le résultat de l'essai push-out.

### II.6.3 Influence du traitement de surface

Dans ce paragraphe, nous présentons une campagne d'essais qui a été réalisée dans le but de vérifier et valider le dispositif expérimental.

Dans ce but, nous avons testé deux séries des éprouvettes push out notées POCB1 et POCB2. Pour les deux séries, nous avons suivi la méthodologie de collage décrite dans le paragraphe II.3.3.2. La seule différence est que le traitement de surface du pultrudé a été modifié : absence de ponçage du pultrudé pour la série POCB1, ponçage intense pour la série POCB2.

Il est à noter que les prismes ainsi que les éprouvettes du béton pour les deux séries ont été coulés en une seule fois et par une même gâchée. Aucune caractérisation de l'adhésif n'a été réalisée ici puisque les corps d'épreuve ont été collés en même temps et que c'est l'influence du traitement de surface que l'on cherche.

#### II.6.3.1 Caractérisation du béton

Le tableau II-4 présente les résultats d'essais de caractérisation effectués le jour des essais de Push out sur les éprouvettes des séries POCB1 et POCB2, pour le béton des dalles.

Série	Age du béton	Force de ruine moyenne (kN)	Résistance moyenne en compression (MPa)
POCB1 Sans ponçage du pultrudé	82 jours	652.8 ± 41	65.3 ± 4
POCB2 Avec ponçage du pultrudé	106 jours	602 ± 31	60.2 ± 3

Tableau II-4 : Résultats des essais de compression sur des cubes de béton (série POCB1 et POCB2)

Malgré une composition strictement identique, une méthodologie de bétonnage et un processus d'essai inchangés pour toutes les éprouvettes, on constate que les résistances varient légèrement à 82 jours et même à 106 jours. Toutefois, il est à noter que l'écart type est inférieur à 5 MPa. Les résultats restent

donc satisfaisants. On observe qu'il y a une diminution de l'ordre de 8 % entre la série POCB1 et la série POCB2 expliqué principalement par l'hétérogénéité des éprouvettes et la variabilité naturelle du béton.

Le tableau II-5 récapitule les résultats des essais de fendage réalisés sur des éprouvettes cylindriques ( $\phi 160 \times 320 \text{ mm}^2$ ) du béton à 106 jours (le jour des essais push out de la série POCB2). Aucun essai de fendage n'a été réalisé pour la série POCB1.

Eprouvette	Age du béton	Force de ruine (kN)	Résistance en traction (MPa)	Résistance moyenne en traction (MPa)
Cylindre 1	106 jours	316	3.9	4.3 ± 0.3
Cylindre 2		358	4.5	
Cylindre 3		353	4.4	

Tableau II-5 : Résultats des essais de fendage sur le béton à 106 jours

### II.6.3.2 Caractérisation des assemblages collés

#### II.6.3.2.1 Mode de ruine des éprouvettes

Pour toutes les éprouvettes testées des deux séries, la rupture s'est produite de façon brutale. Le comportement des éprouvettes est de type fragile. De plus, aucune rupture ou problème n'a été détecté dans la zone de contact presse / pultrudé : le frettage par remplissage de béton s'est donc avéré efficace. Enfin, la vitesse des mécanismes de ruine est telle qu'il est quasiment impossible de décrire avec certitude ce qui se produit au moment de la ruine. Il est à noter que sur plusieurs éprouvettes, la ruine est précédée de discrets « claquements » de sonorité « métallique » faisant penser à la rupture d'un composite en traction.

Concernant la série POCB1, les faciès sont très irréguliers avec de nombreuses zones de rupture adhésive colle-pultrudé. L'examen des faciès de ruine montre deux faces rompues : l'une est de type cohésif et a lieu dans le béton dans une zone proche de l'interface, l'autre est de type adhésif (figure II-25). Ce mode de ruine irrégulier observé peut avoir différentes origines, notamment la préparation des surfaces.

Concernant la série POCB2, de façon générale, la rupture cohésive dans le béton est la rupture majeure dans toutes les éprouvettes testées. L'examen visuel des faciès rompus montre la présence de deux modes de rupture (rupture mixte) : une rupture adhésive béton/colle avait lieu dans la partie supérieure de l'interface (sur une longueur de 1 cm), il nous semble qu'elle a eu lieu à cause du traitement de surface par la ponceuse, moins maîtrisé à proximité des bords, et encore dans des petites zones de l'interface où on a des granulats (figure II-26). Et une rupture cohésive dans le béton avait lieu dans la zone proche de l'interface.

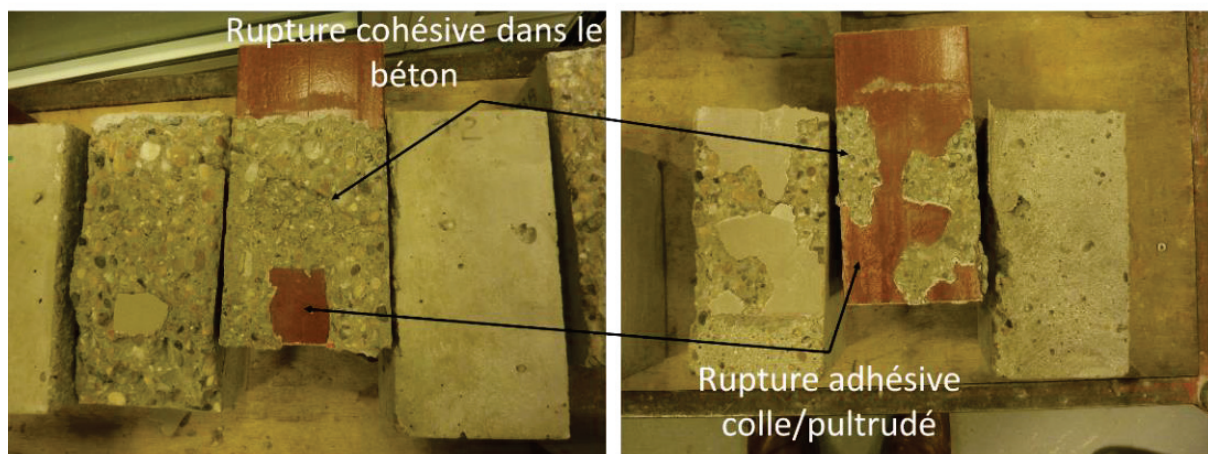


Figure II-25 : Modes de ruine des éprouvettes POCB1

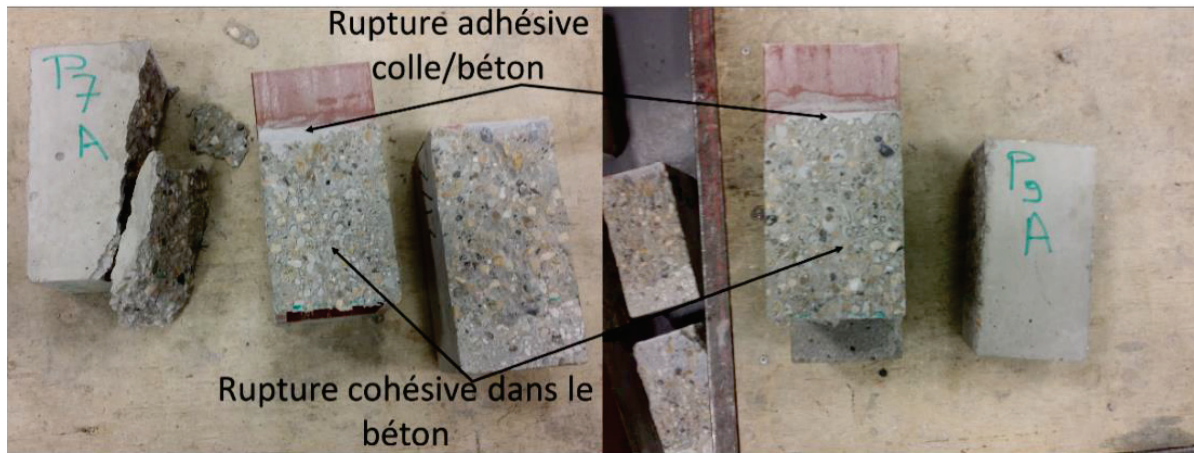


Figure II-26 : Modes de ruine des éprouvettes POCB2

### II.6.3.2.2 Force et contrainte moyenne de cisaillement à la ruine

Les courbes effort-déplacement du vérin des éprouvettes testées sont présentées sur la figure II-27 et le tableau II-6 récapitule les résultats obtenus pour chaque spécimen testé. Nous avons aussi calculé la contrainte moyenne à rupture ( $\tau_{u,exp}$ ).

Dans le cas de la série POCB1, la contrainte moyenne ultime de cisaillement vaut  $8.2 \pm 2.6$  MPa tandis que pour la série POCB2, cette contrainte est d'environ  $5.9 \pm 2.3$  MPa. Cette diminution pourrait peut-être s'expliquer par le fait que le ponçage grossier a probablement endommagé la surface du composite et les fibres destinées à transmettre l'effort dans tout le pultrudé.

Par ailleurs, malgré l'amélioration observée au niveau du mode de ruine, les valeurs de contrainte de cisaillement sont dispersées, l'écart type est important dans les deux séries testées. Il varie entre 2.26 et 2.21 MPa ce qui correspond à environ 38 % de la moyenne bien que les corps d'épreuve aient été préparés de façon identique. Cette dispersion peut être attribuée à l'hétérogénéité de la structure du béton ou aux petits défauts géométriques dans les corps d'épreuve comme la perpendicularité de l'interface et des surfaces d'appuis [MEA 12] [TOU 14].

Cependant, la contrainte moyenne ultime reste plus grande que la résistance en traction du béton (de l'ordre de 4.25 MPa, voir tableau II-5). Cela signifie d'un point de vue mécanique que les efforts sont bien transmis à travers l'interface et le joint d'adhésif ne constitue pas un point de faiblesse dans l'assemblage (pas de rupture cohésive dans la colle).

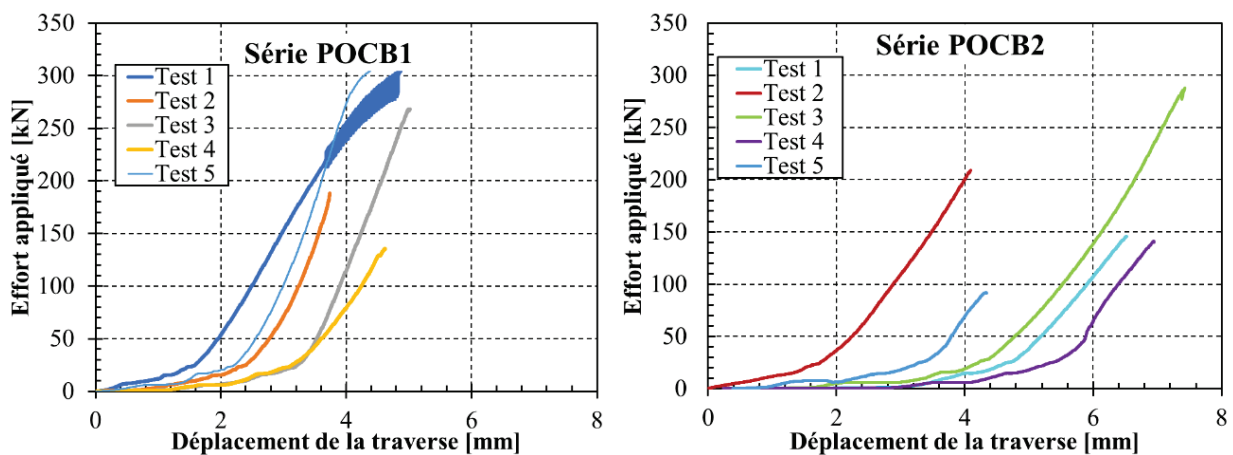


Figure II-27 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB1 et POCB2)



Série	Age du collage	Eprouvette	F <sub>max</sub> (kN)	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB1 Sans ponçage du pultrudé	21 jours	1	304.2	29800	10.2	8.2 ± 2.6
		2	188.5	29700	6.4	
		3	267.5	29800	9.0	
		4	135.2	29900	4.5	
		5	316.1	29900	10.6	
POCB2 Avec ponçage du pultrudé	18 jours	1	145.6	29400	5.0	5.9 ± 2.5
		2	208.9	29700	7.0	
		3	287.5	29600	9.7	
		4	141.2	29600	4.8	
		5	92.1	29450	3.1	

Tableau II-6 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB1, POCB2)

### II.6.3.2.3 Bilan

Ces résultats montrent donc qu'un ponçage intense du composite réduit les zones de rupture adhésive mais également la résistance. Ce mode de préparation de surface ne sera pas retenu par la suite et sera alors remplacé par un léger ponçage au papier sablé à grain moyen (P100) pour boucharder la surface du pultrudé en faisant bien attention à ne pas endommager les fibres.

### II.6.4 Influence du mode de serrage sur le mode de ruine des éprouvettes push out

Dans ce paragraphe, nous présentons une campagne d'essais qui a été réalisée dans le but d'étudier l'influence du mode de serrage sur le mode de ruine des éprouvettes push out.

En effet, pour les éprouvettes où un seul serre-joint a été utilisé pendant la préparation, nous avons remarqué la présence d'une rupture adhésive colle/béton sur quelques millimètres de la partie supérieure de surface rompue comme dans le cas de POCB2 (figure II-26), il nous semble alors que cette rupture adhésive observée vient d'une épaisseur non uniforme de colle le long de l'interface qui peut être attribuée à une distribution non uniforme de la pression de serrage le long de l'interface collée pendant la phase de collage.

Dans le but de vérifier cette hypothèse, une campagne expérimentale a été réalisée sur une série des 6 éprouvettes push out, notée POCB9. Nous avons suivi la méthodologie de collage décrite dans le paragraphe 3.3.2. La seule différence est que les corps d'épreuve de la série POCB9 ont été préparés avec double serrage du joint collé où deux serre-joints ont été utilisés au lieu d'un seul pour serrer les prismes du béton au tube pultrudé (voir figure II-28). Dans la suite de cette partie, nous présentons les résultats des différents essais de caractérisation réalisés sur le béton et la colle ainsi que les résultats des essais push out.

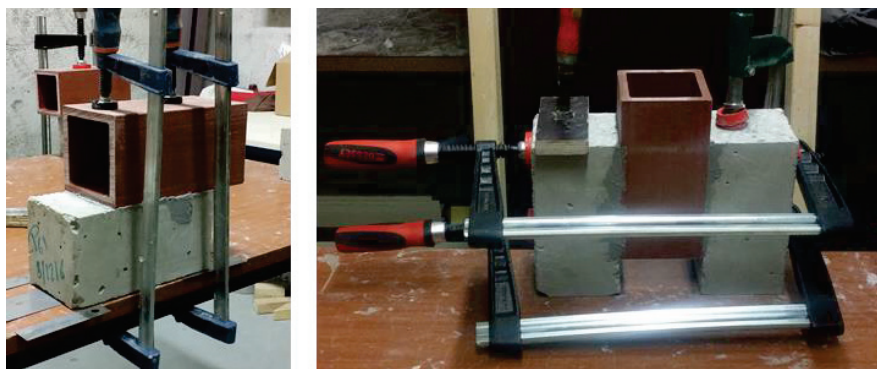


Figure II-28 : Collage des éprouvettes push out avec double serrage

### II.6.4.1 Caractérisation du béton

#### II.6.4.1.1 Essai de compression

Le comportement du béton en compression est déterminé par des essais de compression sur 5 éprouvettes cylindriques  $\phi 160 \times 320 \text{ mm}^2$ . Parmi les 5 éprouvettes, trois ont été équipées de jauges de déformations pour déterminer le module d'Young du béton et sur chacune de ces éprouvettes, deux jauges ont été installées dans la direction longitudinale pour mesurer l'évolution de déformations axiales au cours du chargement. La vitesse de chargement de compression est de  $10 \text{ kN.s}^{-1}$ . La machine de compression utilisée est de marque PERRIER avec une capacité de charge maximale de 1250 kN.

Le comportement des éprouvettes cylindriques de béton en compression est illustré sur la figure II-29. On peut constater que jusqu'à environ 60 % de la contrainte maximale, le comportement est quasi-linéaire. Au-dessus de 60 % de la contrainte maximale, le comportement devient légèrement non linéaire. Cette non-linéarité correspond au développement de la macro-fissuration aux interfaces granulats-matrice. Le module de Young commence à diminuer avec l'augmentation de la charge et la non linéarité devient plus notable avec le développement des fissures visibles dans la matrice du béton. La déformation au pic d'effort est comprise entre 857 et 1916  $\mu\text{m.m}^{-1}$ . La valeur moyenne est égale à 1422  $\mu\text{m.m}^{-1}$  et l'écart type est égal à 403  $\mu\text{m.m}^{-1}$ .

Le tableau II-7 montre les valeurs du module d'élasticité obtenues selon la Norme EN 1992-1-1 pour des valeurs de contraintes  $\sigma_c$  (contrainte de compression) entre  $\sigma_c = 0$  et  $\sigma_c = 0,4f_{c,m}$  (résistance du béton en compression). Le module d'élasticité moyen pour cette série d'éprouvettes est de  $44.3 \pm 2.7 \text{ GPa}$ .

Eprouvette	1	2	3
Module d'élasticité [GPa]	47.4	42.7	42.9
$E_{B,m}$	$44.3 \pm 2.7 \text{ GPa}$		

Tableau II-7 : Module d'élasticité initial du béton

Les résistances de compression du béton à l'âge de 54 jours sont données dans le tableau II-8. La valeur moyenne de la résistance de compression obtenue est de  $48 \pm 2.5 \text{ MPa}$ .

Eprouvette	1	2	3	4	5
Résistance [MPa]	47.1	45.3	50.1	51.2	46.9
$f_{c,m}$	$48.1 \pm 2.5 \text{ MPa}$				

Tableau II-8 : Résistance en compression du béton à 54 jours

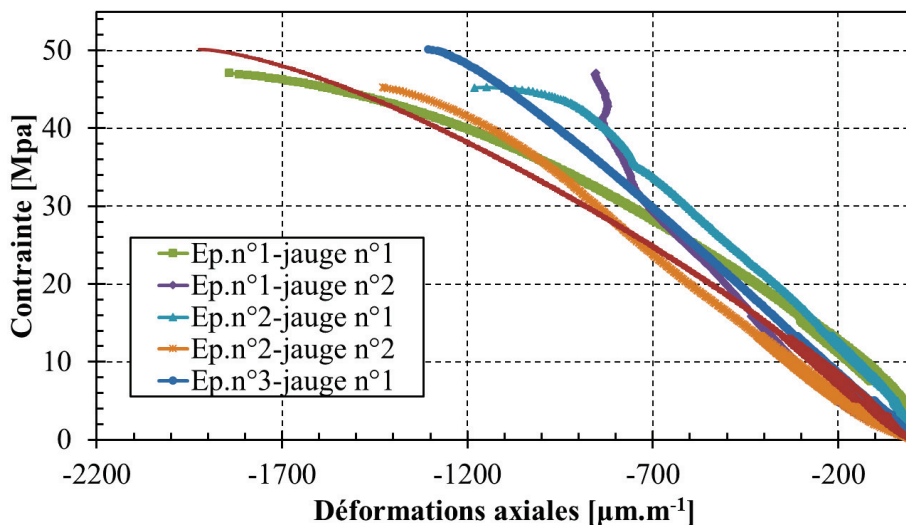


Figure II-29 : Comportement en compression du béton de la série POCB9

### II.6.4.1.2 Essai de traction

Le tableau II-9 récapitule les résultats des essais de traction par fendage réalisés sur 5 éprouvettes cylindriques ( $\phi 160 \times 320 \text{ mm}^2$ ). La valeur moyenne de la résistance en traction obtenue est de  $3.2 \pm 0.4 \text{ MPa}$ .

Eprouvette	1	2	3	4	5
Résistance [MPa]	3.6	3.0	2.7	3.3	3.5
Resistance en traction moyenne ( $f_{t,m}$ )	$3.2 \pm 0.4 \text{ MPa}$				

Tableau II-9 : Resistance en traction du béton à 54 jours (POCB9)

### II.6.4.2 Caractérisation de l'adhésif massique

Pour identifier les propriétés mécaniques de l'adhésif, des essais de traction simple ont été réalisés sur 5 éprouvettes haltères de colle. Parmi ces 5 éprouvettes, trois ont été équipées de jauges de déformations pour suivre l'évolution des déformations axiales afin d'identifier le module d'élasticité. La figure II-30 montre les courbes contrainte-déformation des éprouvettes de colle testées. Ces courbes montrent que le comportement de colle est élastique légèrement non linéaire jusqu'à rupture. La contrainte et la déformation moyennes à la rupture sont de  $12.0 \pm 2.9 \text{ MPa}$  et  $2648.7 \pm 611 \mu\text{m.m}^{-1}$  respectivement. Le module d'Young moyen identifié suivant la norme ISO 527- 2 est de  $5365.8 \pm 2114.9 \text{ MPa}$ . Il est à noter que la résistance mesurée est plus faible que celle annoncée dans la fiche technique du fournisseur.

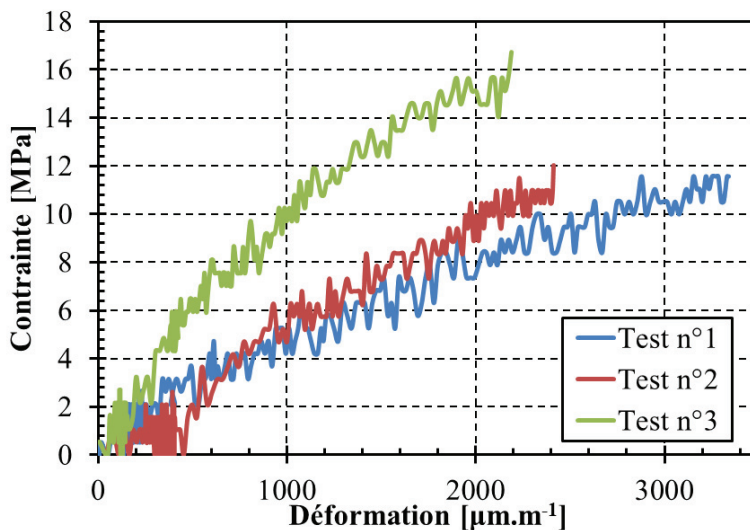


Figure II-30 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif POCB9

### II.6.4.3 Résultats des essais push out

Le tableau II-10 avec la figure II-31 présentent les résultats des essais push-out réalisés sur les éprouvettes de la série POCB9.

Les valeurs moyennes présentées dans le tableau sont calculées en excluant les valeurs issues de l'éprouvette n°2 parce que les prismes de béton de cette éprouvette ont été rectifiés pour assurer la symétrie de l'application de la charge et éviter l'utilisation de cales tandis que les autres éprouvettes ont été testés sans rectification du béton. La contrainte de cisaillement moyenne obtenue de cette série est de  $3.5 \pm 1.1 \text{ MPa}$ . La comparaison entre cette valeur et la valeur obtenue avec la POCB2 montre qu'il y a une réduction de l'ordre de 40 %. Cette forte réduction est fortement liée aux défauts géométriques dans les sous-faces de prismes du béton qui peuvent favoriser la sollicitation du joint par des flexions parasites et alors aboutir à une rupture précoce. En effet, dans le cas de l'éprouvette n°2 de la série POCB9 où la planéité et le contact complet entre les prismes et le plateau de presse sont assurés par la rectification des



dallettes, nous remarquons que la charge de ruine augmente de façon notable par comparaison avec les autres éprouvettes de cette série. D'autre part, pour les éprouvettes de cette série sauf Ep. n°2 et même pour les éprouvettes de séries POCB1 et POCB2, nous avons utilisé des cales minces métalliques pour assurer le contact complet entre leurs prismes du béton et le plateau de la presse. Dans ce cas-là, la résistance de cisaillement varie notablement d'un spécimen à l'autre malgré le fait qu'elles aient été fabriquées suivant la même méthodologie, dans les mêmes conditions environnementales et proviennent de la même gâchée de béton. Ce qui nous conduit à conclure que le joint de colle n'est pas forcément sollicité en cisaillement pur comme cela était visé et que la contrainte de cisaillement calculée dépend fortement du degré d'inclinaison de la dalle.

Toutefois, l'examen visuel des surfaces rompues des éprouvettes de la série POCB9 montre que la rupture adhésive qui a été observé dans le cas du simple serrage des éprouvettes a totalement disparu, comme le montre la figure II-32. Cette méthode de serrage sera alors retenue pour la préparation de nouvelles séries push out mais dans cette présente étude, cette méthode est appliquée juste sur les séries POCB « I » où I varie entre 15 et 22.

Série	Eprouvette	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB9 (double serrage)	1	74.0	105.8 ± 34.3	2.5	3.5 ± 1.1
	2	317.7		10.6	
	3	156.4		5.2	
	4	115.4		3.8	
	5	109.6		3.7	
	6	73.7		2.5	

Tableau II-10 : Résultats des essais push out réalisés sur les éprouvettes de la série POCB9. Les valeurs issues de l'éprouvette n°2 ne sont pas prises en considération dans le calcul de moyennes

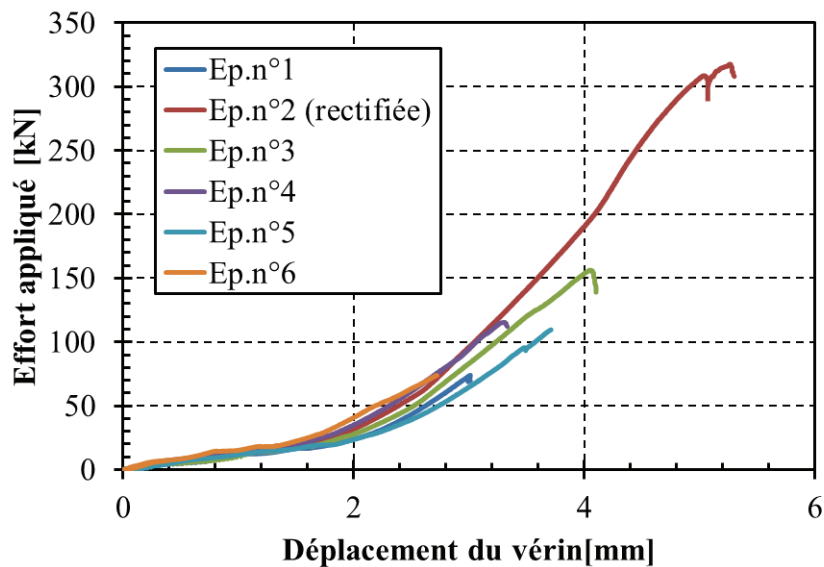


Figure II-31 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin des éprouvettes push out de la série POCB9



Figure II-32 : Surfaces rompues des éprouvettes push out POCB9

### ***II.6.5 Caractérisation expérimentale de l'essai push out***

Dans cette partie d'étude, nous cherchons à trouver une méthodologie appropriée de confection des éprouvettes push out afin de diminuer la disparité et d'améliorer la fiabilité des résultats. Pour limiter cette disparité, nous avons alors décidé d'étudier l'influence de différents facteurs sur la charge de ruine et son écart type. Les facteurs étudiés sont les suivants :

- La planéité des prismes du béton
- Le mode de chargement
- La forme du profilé pultrudé
- L'épaisseur du joint d'adhésif

#### ***II.6.5.1 Présentation de la campagne d'essais réalisée***

Notre objectif est de mieux maîtriser l'essai push-out pour qu'il serve à caractériser la connexion par collage entre le béton et le pultrudé avec une bonne fiabilité. Dans ce but, nous avons réalisé 8 séries d'essais suivant la même méthodologie, décrite dans le paragraphe II.3.3.2, mais avec quelques modifications. Nous présenterons en détails ces modifications dans la suite de ce paragraphe. Il est important de noter avant que, pour étudier l'influence de chaque facteur, deux séries ont été utilisées ; une série de contrôle et une série modifiée. Les deux séries ont été préparées en même temps et avec la même gâchée de béton. Pour toutes les séries testées, les phases de collage de prismes du béton ont été effectuées avec double serrage du joint.

Pour les séries POCB15 et POCB16, les dalles du béton des deux séries ainsi que la tête du tube pultrudé remplie de béton ont été rectifiées. La seule différence entre les deux séries est l'épaisseur du joint de colle où pour les spécimens de la série POCB16, des cales en plastique d'épaisseur 2 mm ont été introduites entre le tube GFRP et les prismes de béton pour créer un joint de colle d'épaisseur uniforme de 2 mm, comme le montre la figure II-33. La hauteur libre des éprouvettes est de 50 mm. La longueur de recouvrement est de 130 mm où une profondeur de 20 mm de la partie supérieure du prisme a été laissée sans collage pour introduire les cales.

Pour les séries POCB17 et POCB18, toutes les éprouvettes des deux séries ont été préparées de façon identique et ont la même géométrie. Les dalles ont également été rectifiées pour toutes les éprouvettes pour limiter l'influence des défauts géométriques et assurer le parallélisme des forces mises en jeu lors de l'essai. La seule différence entre les deux séries est le mode de chargement ; en effet, pour la série POCB17, la charge est appliquée par le biais d'une plaque rectangulaire intercalée entre le plateau de la presse et la tête du tube pultrudé (figure II-34 (a)) alors que dans le cas de la série POCB18, avec la plaque rectangulaire, un cylindre métallique plein de diamètre 52 mm et de hauteur de 74 mm a été intercalé entre la plaque et le plateau de presse, comme le montre la figure II-34 (b).



Figure II-33 : Utilisation de cales en plastique pour la série POCB16

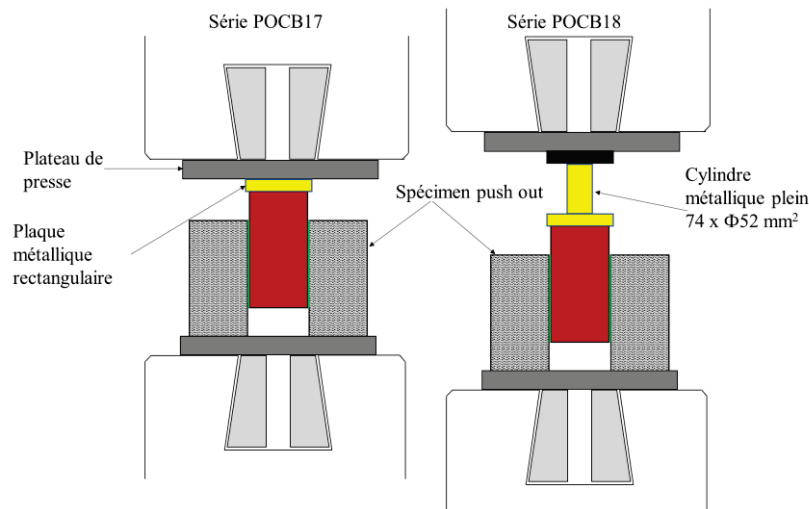


Figure II-34 : Mode de chargement (a) de la série POCB17 et (b) de la série POCB18

Concernant les séries POCB19 et POCB20, l'objectif était d'étudier l'influence de la forme du profilé sur la contrainte de cisaillement de l'éprouvette push out. Pour cela, les éprouvettes de la série POCB19 ont été préparées, comme les autres éprouvettes, avec un tube pultrudé alors que celles de la série POCB20 sont constituées de deux dalles de béton connectées à un tronçon du profilé en section I par un joint d'époxy. Les dimensions et les géométries des éprouvettes utilisées sont présentées sur la figure II-35. Le profilé I utilisé pour la série POCB20 a les mêmes propriétés mécaniques (rigidité et contraintes limites) et structurales (mêmes types de fibres et de matrice) que le tube selon leurs fiches techniques. Il est à noter que pour la série POCB19, les dalles ont été rectifiées alors que pour celles de la série POCB20, au vu de ses largeurs, la rectification était impossible avec la machine de rectification disponible. Pour cela, la scie diamantée a été utilisée pour découper une couche mince des pieds de dalles et de la tête du pultrudé afin d'assurer une application symétrique de l'effort et un contact complet des dalles avec le plateau de presse.

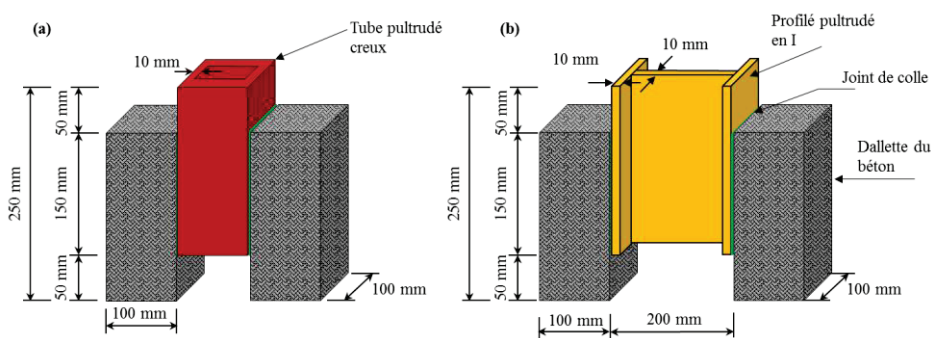


Figure II-35 : Géométries et dimensions des éprouvettes (a) de la série POCB19 et (b) de la série POCB20

Finalement, pour étudier l'influence de la rectification des pieds de dalles sur la disparité de la contrainte de cisaillement, deux séries ont été fabriquées de façon identique en premier temps (mêmes géométrie et matériaux). Une série parmi les deux, notée POCB22, est considérée comme série témoin où aucune rectification des dalles n'a été effectuée après la fabrication des éprouvettes tandis que pour la deuxième, notée POCB21, les dalles et la tête du tube pultrudé ont été rectifiées, comme le montre la figure II-36.

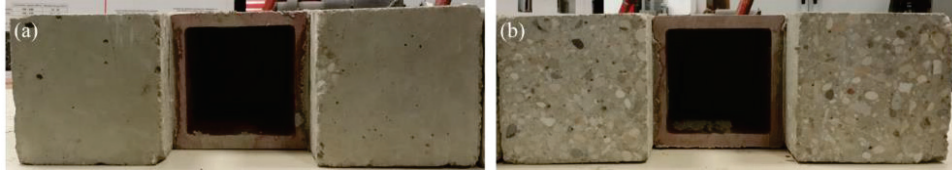


Figure II-36 : (a) Epreuve non rectifiée (POCB22), (b) Epreuve rectifiée (POCB21)

### II.6.5.2 Caractérisation du béton

Le tableau II-11 présente les valeurs moyennes des essais de compression réalisés sur les éprouvettes de différentes gâchées. Pour chaque gâchée, 10 éprouvettes cubiques ( $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ ) ont été testées. Les résultats montrent que la résistance en compression du béton est quasiment la même pour les 4 gâchées réalisées. La valeur moyenne est de l'ordre de 45 MPa.

Série	Age au moment des essais	Résistance moyenne en compression
	Jours	MPa
POCB15 et POCB16	78	$44.0 \pm 3.5$
POCB17 et POCB18	78	$51.1 \pm 3.2$
POCB19 et POCB20	77	$44.6 \pm 3.3$
POCB21 et POCB22	42	$47.6 \pm 4.7$

Tableau II-11 : Résistance en compression du béton utilisé pour les séries POCB « I » avec I variant entre 15 et 22

### II.6.5.3 Caractérisation de la colle massive

Pour cette campagne expérimentale, nous avons juste testé des éprouvettes de colle préparées avec les séries POCB21/POCB22 et les séries POCB19/POCB20. Dans le cas des séries POCB21/POCB22, 4 échantillons parmi les 11 éprouvettes testées ont été équipées de jauges de déformations tandis que dans le cas de POCB19/POCB20, nous avons testé 6 éprouvettes sans mesure des déformations. Le tableau II-12 : récapitule les résultats des essais de traction réalisés et la figure II-37 montre les courbes contrainte-déformation des éprouvettes POCB21/POCB22. Nous remarquons que malgré le nombre important d'éprouvettes testées, l'écart type reste toujours élevé ce qui pose une question sur la fiabilité des résultats de ce type des éprouvettes. En effet, les propriétés mécaniques à la rupture de l'adhésif dépendent fortement des défauts géométriques présents dans les éprouvettes comme les porosités qui peuvent se créer pendant la préparation des éprouvettes par l'engagement de bulles d'air dans le volume. La présence de ces défauts peut expliquer la différence observée au niveau de la contrainte ultime entre les deux séries testées et également les valeurs d'écart-types trouvées pour chaque série.

Séries	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contrainte moyenne à rupture	Module d'Young
		$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa
POCB19&20	47 jours	-	$451 \pm 80.6$	$11.9 \pm 2.4$	-
POCB21&22	15 jours	$1794.5 \pm 520.8$	$506 \pm 87.3$	$13.4 \pm 2.5$	$6.8 \pm 1.1$

Tableau II-12 : Résultats des essais de traction réalisés sur les éprouvettes de colle des séries POCB19, POCB20, POCB21 et POCB22

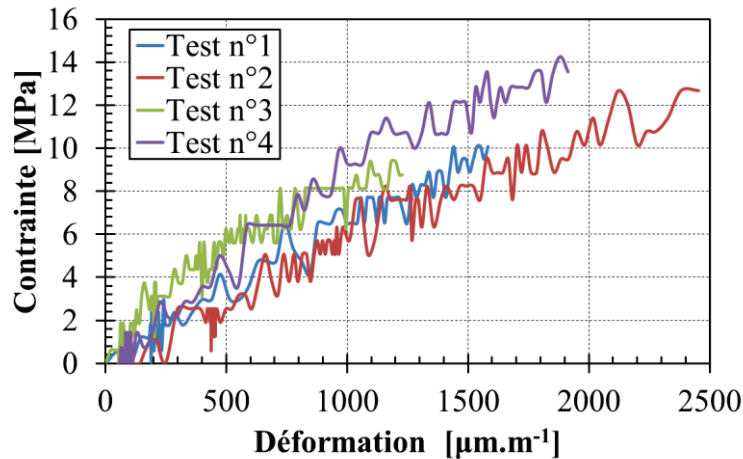


Figure II-37 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB21 et POCB22)

### II.6.5.4 Résultats des essais push out

#### II.6.5.4.1 Influence de la rectification des dallettes

La figure II-38 avec le tableau II-13 présentent les résultats d'essais push out réalisés sur les séries POCB21 et POCB22. Nous constatons que la rectification a amélioré de façon très notable la contrainte moyenne de cisaillement qui passe de 7.9 (POCB22) à 13 MPa (POCB21) avec la rectification des éprouvettes. En revanche, nous remarquons que l'écart type est très important dans les deux cas, il vaut 1.9 (14.6 %) et 1.7 MPa (21.5 %) pour les séries POCB21 et POCB22 respectivement. Toutefois, la rectification des dallettes nous a permis d'améliorer la contrainte de cisaillement et également de réduire l'écart type. Ce qui nous conduit, dans toutes les séries ci-après, à rectifier les pieds des dallettes afin d'assurer une planéité parfaite et un contact complet entre les dallettes et la machine de presse.

Concernant le mode de ruine, nous avons trouvé que la rupture intervient toujours de façon brutale dans le béton à proximité de l'interface collée. La rectification de dallettes n'a aucune influence sur le mode de ruine. Dans le cas de la série POCB22, nous avons remarqué que pour les 4 premières éprouvettes, il y a toujours une seule face rompue tandis que l'autre dallette reste attachée au tube pultrudé avec l'écrasement de son coin inférieur qui est en contact avec le plateau de la presse (figure II-39 (a)). Pour la 5<sup>ème</sup> éprouvette de cette série, où aucune cale n'a été utilisée pour améliorer le contact avec la presse, les deux dallettes sont séparées du tube pultrudé. Ceci a été observé pour toutes les éprouvettes de la série POCB21, comme le montre la figure II-39 (b). Il nous semble que la rectification a permis d'assurer le parallélisme et une distribution symétrique des efforts entre les deux prismes et, en conséquence, de réduire les effets de flexion parasite et de se rapprocher d'un cisaillement pur.

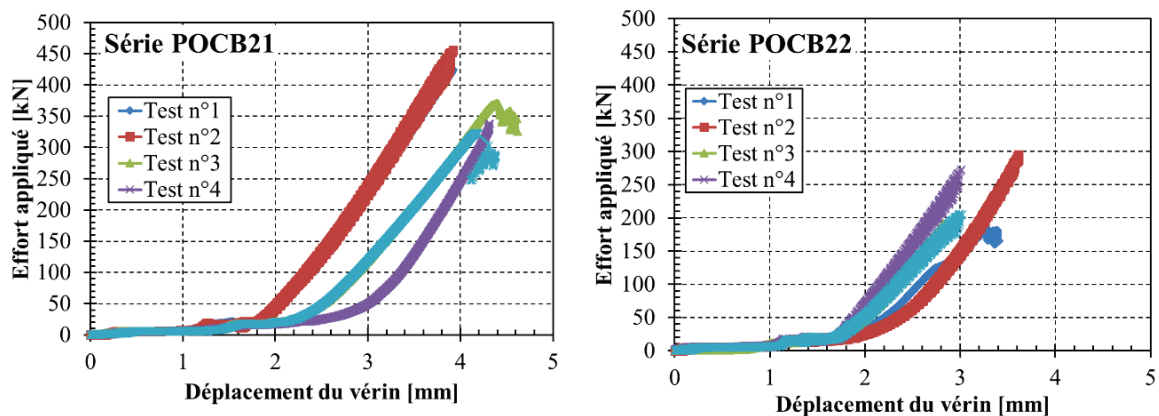


Figure II-38 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB21 et POCB22)



Série	Ep. n°	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB21	1	29200	424.6	382.2 ± 56.3	14.5	13.0 ± 1.9
	2	29500	455.2		15.4	
	3	29300	370.7		12,7	
	4	29800	338.2		11,3	
	5	29200	323.0		11,1	
POCB22	1	29300	183.3	229.7 ± 50.7	6.3	7.9 ± 1.7
	2	29200	191.1		6.5	
	3	29200	272.8		9.3	
	4	29200	206.3		7.1	
	5	29400	294.8		10.0	

Tableau II-13 : Résultats des essai push out réalisés sur les séries POCB21 et POCB22



Figure II-39 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB22 (sans rectification de dalles) et (b) POCB21 (avec rectification de dalles)

#### II.6.5.4.2 Influence de l'épaisseur du joint

Nous étudions dans ce paragraphe l'influence de l'épaisseur du joint d'adhésif sur le comportement de l'assemblage collé et également la contrainte de cisaillement moyenne et son écart type. Pour cela, deux séries POCB15 (contrôle) et POCB16 ont été réalisées. Les deux séries diffèrent entre elles par l'épaisseur du joint qui vaut approximativement 1 mm pour POCB15 et exactement 2 mm pour POCB16.

Pour le mode de ruine, l'examen des corps d'épreuves rompus montre que les deux prismes du béton, dans les deux cas, sont séparés du tube pultrudé. La rupture est majoritairement produite dans le béton à proximité de l'interface. Pour certaines éprouvettes des deux séries, des petites zones de rupture adhésive à l'interface colle/béton sont observées dans la partie supérieure du faciès mais sont très localisées, comme le montre la figure II-40.

Au niveau de la contrainte moyenne de cisaillement, la figure II-41 et le tableau II-14 présentent les résultats d'essais push out réalisés sur les séries POCB15 et POCB16. La résistance moyenne de cisaillement vaut 11 et 12,1 MPa pour POCB15 et POCB16 respectivement. L'écart de la contrainte moyenne ultime de cisaillement entre les deux séries est de 10 %. On peut donc conclure que la contrainte

de cisaillement moyenne à rupture varie peu avec l'épaisseur du joint du collage. L'écart type dans les deux cas est très faible, elle vaut 0.6 (5.4 %) et 0.7 (5.7 %) respectivement pour POCB15 et POCB16.

En définitive, nous avons montré que l'épaisseur du joint n'avait pas une influence notable sur la contrainte de cisaillement ultime. De plus, l'observation expérimentale ; deux faces rompues, rupture dans le béton suivant un plan parallèle et aucune cassure dans les pieds des dalles de béton, montre que la rupture est un cisaillement pur du joint. Encore une fois, la rectification des éprouvettes a amélioré la contrainte ultime de cisaillement par comparaison avec les séries testées sans rectification (POCB2 et POCB9 par exemple) et a également diminué l'écart type.

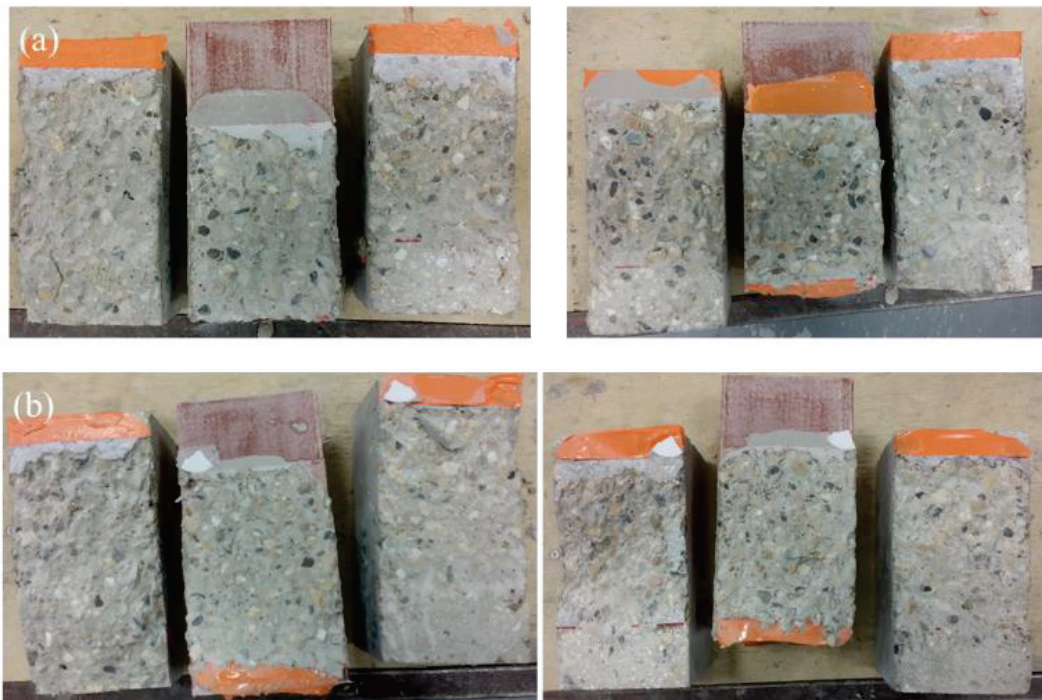


Figure II-40 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB15 (joint d'épaisseur non contrôlée) et (b) POCB16 (joint d'épaisseur 2 mm)

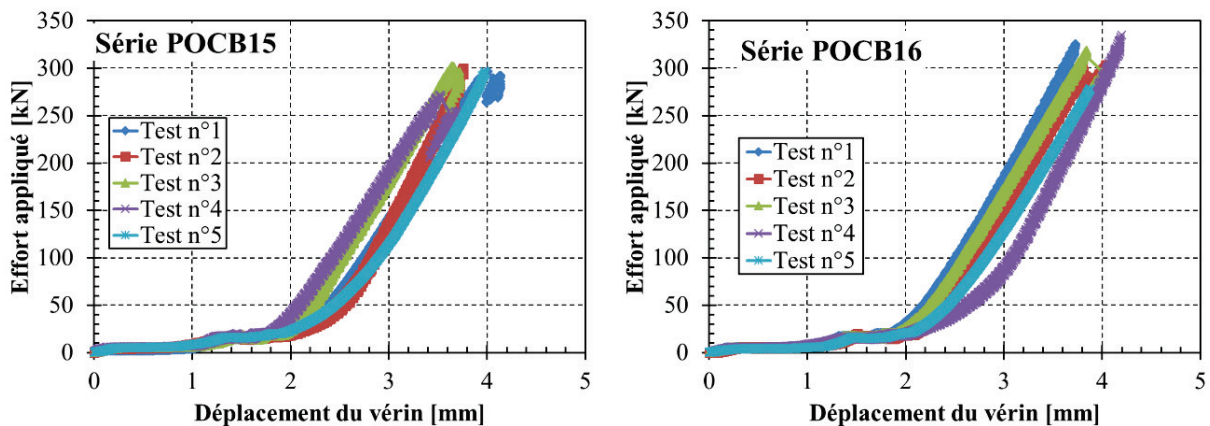


Figure II-41 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB15 et POCB16)



Série	Eprouvette	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB15	1	26000	287.1	286.7 ± 14.4	11.1	11.0 ± 0.6
	2	26000	299.8		11.5	
	3	26000	302.2		11.6	
	4	26000	271.9		10.5	
	5	26000	272.8		10.5	
POCB16	1	26000	325.4	313.9 ± 18.9	12.5	12,1 ± 0.7
	2	26000	303.3		11.7	
	3	26000	319.0		12.3	
	4	26000	334.8		12.9	
	5	26000	287.2		11.1	

Tableau II-14 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB15 et POCB16

#### II.6.5.4.3 Influence du mode de chargement

La figure II-42 montre les courbes effort appliqué- déplacement du vérin d'essais push out réalisés sur POCB17 et POCB18 et le tableau II-15 récapitule les résultats obtenus sur chaque spécimen. La contrainte moyenne ultime de cisaillement vaut  $11.2 \pm 1.4$  MPa pour la série de contrôle POCB17, et  $10.7 \pm 0.7$  MPa pour la série POCB18. L'écart entre les deux séries est de 0.5 (4.5 %). L'écart type, pour la série POCB17 vaut 1.4 MPa, soit environ 12.5 % de la contrainte de cisaillement tandis que pour la série POCB18, l'écart devient plus faible et vaut 0.7 MPa, soit environ 6.5 % de la contrainte de cisaillement ultime moyenne.

Pour le mode de ruine, on retrouve que la rupture s'est produite de façon brutale dans le béton proche de l'interface collée pour les deux séries. Dans le cas de la série POCB17, les deux prismes du béton sont séparés du tube pultrudé et la rupture est purement cohésive pour toutes les éprouvettes rompues (figure II-43 (a)) tandis que, dans le cas de la série POCB18, la rupture adhésive colle/béton devient plus marquée sur certaines éprouvettes et pour 4 éprouvettes parmi les 5 testées, une seule face est rompue et le pied de la dalle attachée au tube a été écrasé après la ruine, comme le montre la figure II-43 (b). Cela laisse penser que la distribution de l'effort appliqué n'est pas tout à fait symétrique entre les deux prismes de béton pour POCB18.

En conclusion, nous trouvons que le chargement avec la plaque d'acier seule a abouti à un mode de ruine plus régulier contrairement à ce qu'on a observé en utilisant le cylindre malgré la réduction observée au niveau de l'écart type. Ce mode de chargement sera conservé pour tous les essais push out à venir.

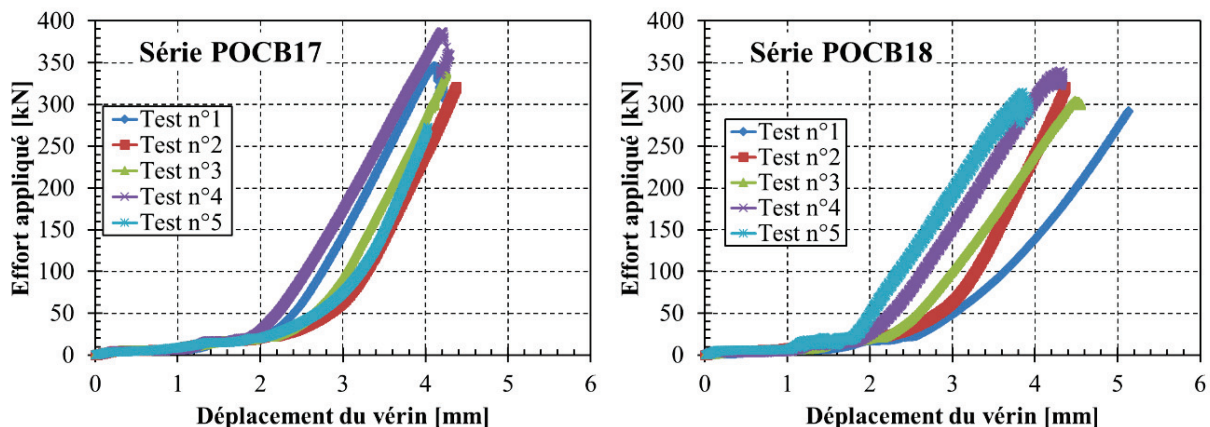


Figure II-42 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB17 et POCB18)

Série	Eprouvette	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB17	1	29400	316.6	327.4 ± 41.4	10.8	11.2 ± 1.4
	2	29300	321.2		10.7	
	3	29200	338.8		11.6	
	4	29500	387.4		13.1	
	5	29500	273.0		9.3	
POCB18	1	29400	292.1	316.6 ± 19.9	9.9	10.7 ± 0.7
	2	29300	321.2		11.0	
	3	29400	294.9		10.0	
	4	29300	340.3		11.6	
	5	29400	314.7		10.7	

Tableau II-15 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB17 et POCB18



Figure II-43 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB17 (plaque de chargement) et (b) POCB18 (plaque avec cylindre)

#### II.6.5.4.4 Influence de la forme du profilé pultrudé

Les courbes de la figure II-44 montrent que la rupture s'est produite brutalement pour POCB19 et POCB20. Comme d'habitude, le mode de ruine est majoritairement cohésif dans le béton où une fine couche du béton (environ 2 mm) reste attachée à la surface rompue après la ruine, comme le montre la figure II-45. De plus, les observations expérimentales montrent que pour les éprouvettes rectifiées qui ont un contact parfait et complet avec les plateaux de presse comme celles de POCB19, les deux prismes de béton sont séparés après la ruine, tandis que pour la série POCB20 où nous avons dû utiliser des cales pour améliorer le contact, une seule face est rompue et le coin inférieur du prisme attaché est écrasé.

La contrainte moyenne de cisaillement diminue notablement dans le cas du profilé en I, comme le montre le tableau II-16. Elle vaut 11,2 et 7,2 MPa pour POCB19 et POCB20 respectivement. L'écart de la contrainte moyenne ultime de cisaillement entre les deux séries peut avoir différentes origines notamment la différence possible dans les propriétés mécaniques et structurales (distribution de fibres) des profilés qui peuvent aboutir à une différence dans les états de contraintes internes et de déformations et, par conséquence, dans le mécanisme de transmission des efforts vers l'interface.

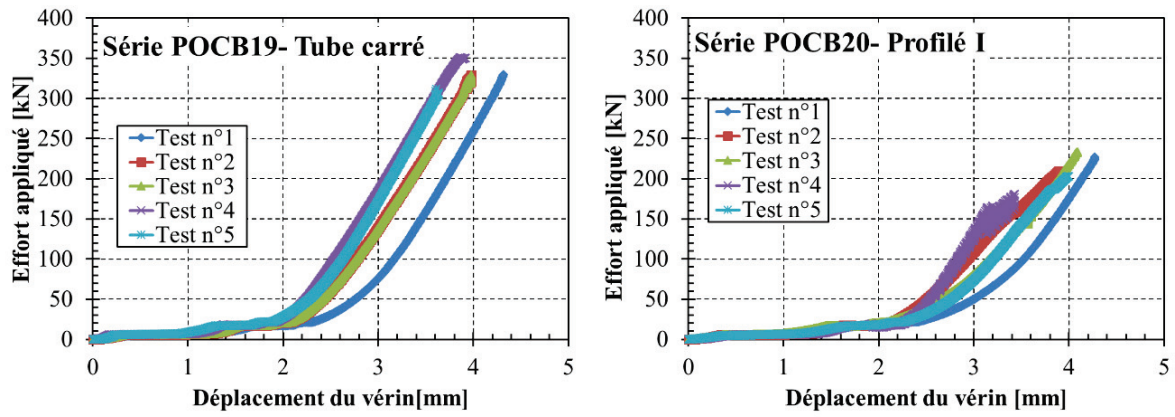


Figure II-44 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB19 et POCB20)

Série	Eprouvette	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB19	1	29500	329.7	330.2 ± 13.9	11.2	11.2 ± 0.5
	2	29300	329.4		11.2	
	3	29700	329.4		11.1	
	4	29200	350.8		12.0	
	5	29600	311.7		10.5	
POCB20	1	29500	227.1	210.8 ± 20.8	7.7	7.2 ± 0.7
	2	29300	209.4		7.1	
	3	29500	233.3		7.9	
	4	29600	180.8		6.1	
	5	29400	203.2		6.9	

Tableau II-16 : Résultats d'essais push out pour les séries POCB19 et POCB20



Figure II-45 : Modes de ruine des éprouvettes (a) POCB19 (tube pultrudé) et (b) POCB20 (profilé en I)



#### **II.6.5.4.5 Synthèse**

Les résultats de cette campagne expérimentale nous amènent aux conclusions suivantes :

- La contrainte de cisaillement moyenne à rupture dépend de la forme du profilé pultrudé,
- L'épaisseur du joint n'a pas une influence notable sur la contrainte de cisaillement ultime,
- La rectification des surfaces de contact avec les plateaux de la presse réduit la disparité de la contrainte de cisaillement ultime dans une même série et également l'écart de la contrainte moyenne entre les différentes séries (POCB19, POCB17 et POCB21),
- Le contact complet entre l'éprouvette et les plateaux de la presse permet de solliciter le joint en cisaillement pur et de réduire les effets de flexions parasites,
- Le chargement par le biais d'une plaque et la rectification de l'éprouvette assurent le parallélisme des forces mises en jeux et la distribution symétrique des efforts entre les deux interfaces collées.

#### **II.6.6 Comparaison entre exposition en atmosphère saturée en humidité et immersion dans l'eau**

Nous avons vu dans la revue bibliographique que la présence d'eau peut être particulièrement dangereuse lorsque l'adhésif est utilisé pour joindre deux substrats différents. L'eau est une molécule très polaire, il est pratiquement impossible de l'empêcher de migrer vers l'interface où une haute énergie de surface se présente. Par conséquent, une accumulation d'eau très localisée à l'interface colle/substrat se produit, ce qui induit des zones de décollement à l'interface.

Les objectifs de cette recherche étaient de caractériser le mécanisme de vieillissement hygrothermique de l'assemblage béton-pultrudé et de déterminer les conditions les plus agressives à retenir pour étudier sa durabilité dans un milieu humide et enfin, de déterminer la pertinence de l'utilisation de résines époxy comme adhésif pour coller des éléments en béton et GFRP dans de telles conditions agressives.

Dans ce but, deux protocoles de vieillissement ont été proposés pour évaluer la différence entre vieillissement par immersion et vieillissement par humidification en termes de vitesse et proportion de dégradation.

Deux séries d'éprouvettes nommées POCB3 et POCB4 ont été préparées, dont chacune est constituée de 5 éprouvettes push out, 3 cylindres de béton ( $\phi 160 \times 320 \text{ mm}^2$ ) (pour l'essai de fendage), 4 éprouvettes cubiques de béton ( $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) (pour l'essai de compression) et 6 éprouvettes haltères d'adhésif.

Les éprouvettes de la série POCB3 ont été placées dans une armoire à une humidité contrôlée et constante (HR= 85 %) pendant la durée de l'essai, tandis que celles de la série POCB4 ont été immergées dans une cuve remplie d'eau douce.

##### **II.6.6.1 Caractérisation des matériaux constitutifs**

###### **II.6.6.1.1 Caractérisation du béton**

Les essais de caractérisation ont été réalisés le jour des essais sur les structures collées, 188 jours après bétonnage. Le tableau II-17 présente les résultats d'essais de caractérisation sur les éprouvettes des séries POCB3 et POCB4, pour le béton des dalles.

	Age du béton au moment des essais	Age du béton au moment du collage	Age du béton au moment de la mise en vieillissement	Résistance en compression moyenne (MPa)	Résistance en traction moyenne (MPa)
POCB3 (humidification)	188 jours	121 jours	141 jours	64.0 ± 4.5	3.1 ± 0.3
POCB4 (immersion)				67.3 ± 3.0	3.7 ± 0.4

Tableau II-17 : Résultats d'essais de compression sur le béton (série POCB3 et POCB4)

On constate que pour les deux séries, nous avons obtenu des caractéristiques quasi identiques, la contrainte moyenne varie très légèrement de 64 à 67,3 MPa en compression et de 3.1 à 3.7 MPa en traction. On observe qu'il y a une augmentation de 10 % entre la série POCB3 et la série POCB4. Cette augmentation s'explique par la maturation du béton en présence de l'eau qui peut être plus favorable dans le cas d'immersion où l'humidité est plus élevée et par conséquent la diffusion de l'eau est plus importante. Les écarts types sont inférieurs à 11 % en compression et en traction, les résultats restent donc satisfaisants.

#### II.6.6.1.2 Caractérisation de l'adhésif massique

Les propriétés mécaniques des adhésifs époxy ont été étudiées par la réalisation d'essais sur des éprouvettes préalablement durcies pendant 21 jours à la température ambiante du laboratoire et qui ont été soumises au même type de vieillissement hygrothermique que les éprouvettes de béton et de push out. La figure II-46 présente les courbes contraintes/déformations obtenues pour les éprouvettes de contrôle et les éprouvettes vieilles.

Nous avons donc comparé les propriétés en traction de l'adhésif (éprouvettes-haltères) en immersion dans l'eau et dans une atmosphère humide à 85 %. Le protocole de préparation des éprouvettes est identique à celui qui a été employé précédemment.

Six échantillons ont été testés pour déterminer la reproductibilité des résultats pour chaque protocole. Le tableau II-18 récapitule les résultats des essais de traction réalisés.

Par comparaison avec les résultats obtenus sur des éprouvettes non vieilles ( $10.1 \pm 2$  MPa), si on prend en considération les effets des conditions de préparation, il y a une faible influence de l'eau sur la résistance en traction de l'adhésif à l'état massique dans les deux cas testés. Les éprouvettes vieilles présentent le même comportement élastique, avec une déformation à la rupture de l'ordre de  $1277 \mu\text{m}^1$ . La chute du module d'Young dans le cas de l'immersion s'explique par la plastification et l'hydrolyse du réseau polymère qui peut être plus critique avec la présence du béton dans le milieu.

On constate alors que les dégradations des propriétés de l'adhésif dans une atmosphère humide ou en immersion sont approximativement de la même intensité.

Toutefois, en se référant aux études publiées sur la diffusion de l'eau dans l'adhésif à l'état massique [LAI 10] [TUA 11], les effets de l'eau sur les caractéristiques mécaniques de l'adhésif massif dépendent de la durée d'exposition. En d'autres termes, ils dépendent de la diffusion de l'eau dans l'adhésif, qui est influencée de façon significative par plusieurs paramètres comme la durée d'exposition, la température et l'épaisseur de l'éprouvette. Par exemple, Tuakta et Büyüköztürk [TUA 11] ont étudié expérimentalement l'influence de la température et de la prise en eau sur les propriétés mécaniques ultimes d'un adhésif massif. Ils ont trouvé que le module d'Young et la contrainte à rupture diminuent avec l'augmentation de la teneur en humidité dans l'adhésif et qu'une température élevée peut accélérer la prise en eau et la dégradation de l'adhésif. Alors, il nous semble que dans notre cas la durée n'était pas assez longue pour permettre de montrer de façon plus nette les effets destructifs de l'eau.

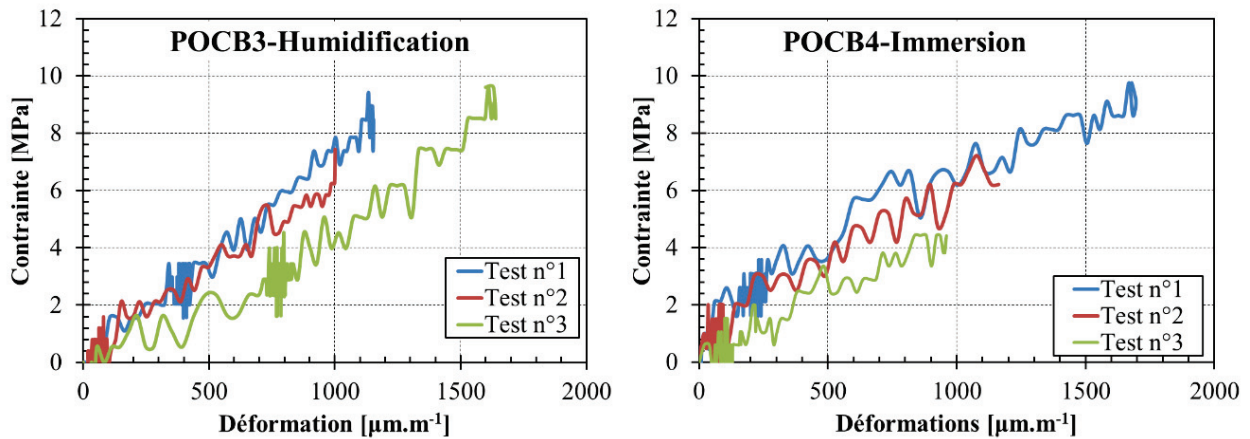


Figure II-46 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB3 et POCB4)

Série	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contraite moyenne à rupture	Module d'Young
		$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa
POCB3 (humidification)	69 jours	$1277 \pm 344.5$	$473 \pm 44.5$	$10.6 \pm 0.8$	$8.8 \pm 0.3$
POCB4 (immersion)	69 jours	$1430 \pm 377.0$	$400 \pm 37.2$	$9.4 \pm 0.9$	$5.6 \pm 0.6$
Eprouvettes non vieilles	68 jours	-	$472 \pm 74.1$	$10.1 \pm 2.0$	-

Tableau II-18 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes de colle vieilles par humidification et par immersion (séries POCB3 et POCB4)

### II.6.6.2 Résultats expérimentaux des essais push out

Les essais ont été réalisés 8 jours après la fin du vieillissement. Les éprouvettes ont été laissées pendant ces 8 jours dans l'air à la température ambiante du laboratoire.

#### II.6.6.2.1 Mode de ruine et observations expérimentales

L'observation visuelle des éprouvettes rompues montre que la rupture intervient toujours de manière adhésive à l'interface béton / colle avec la présence de zones de rupture cohésive dans le béton dans les deux types de vieillissement (figures II-47 et II-48). Il nous semble que la rupture cohésive a eu lieu à cause de la faible durée d'exposition qui ne permet pas la dégradation totale du joint et la saturation du joint par l'eau.



Figure II-47: Modes de rupture des éprouvettes vieilles par humidification (série POCB3)





Figure II-48: Modes de rupture des éprouvettes vieilles par immersion (POCB4)

Des changements de mode de ruine ont été observés dans les éprouvettes exposées à l'humidité ou immergées dans l'eau par comparaison avec les résultats des séries POCB1 ou POCB2 testées instantanément sans vieillissement : la rupture évolue d'une rupture cohésive dans le béton vers une rupture adhésive dans le joint avec la présence de petites zones de rupture cohésive. Ces changements sont fortement liés à la dégradation du joint de colle et à la rupture de liaisons physiques ou chimiques polymère/substrat à l'interface consécutivement à la pénétration de l'eau et à la plastification des réseaux polymères [FRI 06] [BRU 04]. La présence de ces zones de rupture mixtes peut s'expliquer par les phénomènes de diffusion capillaire à travers le substrat cimentaire. En effet, le béton qui est un matériau poreux peut constituer une voie privilégiée de la diffusion de l'eau. En plus, la dissolution des ions alcalins, présents dans le béton, dans l'eau diffusée entraîne une accumulation d'eau et une augmentation de la pression osmotique à l'interface béton /colle qui vont fragiliser par conséquent la zone interfaciale (voir figure II-49).

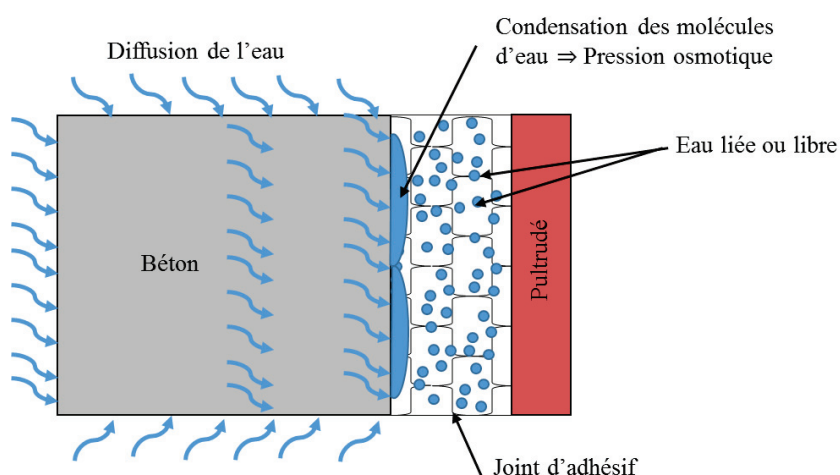


Figure II-49 : Schéma représentatif de la diffusion de l'eau dans l'assemblage béton /époxy/pultrudé

### II.6.6.2.2 Résultats numériques et contrainte de cisaillement

Les courbes effort-déplacement du vérin des éprouvettes testées sont présentées sur la figure II-50 et le tableau II-19 récapitule les résultats obtenus pour chaque spécimen testé. Dans le cas de la série POCB3, la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine est d'environ  $3.1 \pm 0.7$  MPa. En revanche, pour la série POCB4, cette contrainte est légèrement supérieure à celle obtenue pour la série vieillie par humidification POCB3 et vaut  $3.5 \pm 0.9$  MPa. Cette différence (10 %) pourrait peut-être s'expliquer en partie par la dispersion des résultats obtenus.

Il est à noter que les pourcentages massiques de l'eau absorbée par les éprouvettes ont été estimés, les éprouvettes sont pesées avant et après exposition aux conditions hygrothermiques, les résultats sont récapitulés sur l'histogramme de la figure II-51. On remarque que la quantité d'eau absorbée dans le cas

d'humidification est quasiment identique à celle dans le cas d'immersion, ce qui explique la faible différence au niveau du mode de ruine et de la contrainte de cisaillement.

Enfin, il est clair que l'absorption de l'eau affecte l'adhésion des assemblages collés. Les indications défavorables sur le mode de rupture et la contrainte de cisaillement suite à la diffusion de l'eau rendent l'étude détaillée du mécanisme d'absorption indispensable pour comprendre la dégradation de l'adhésion à l'interface.

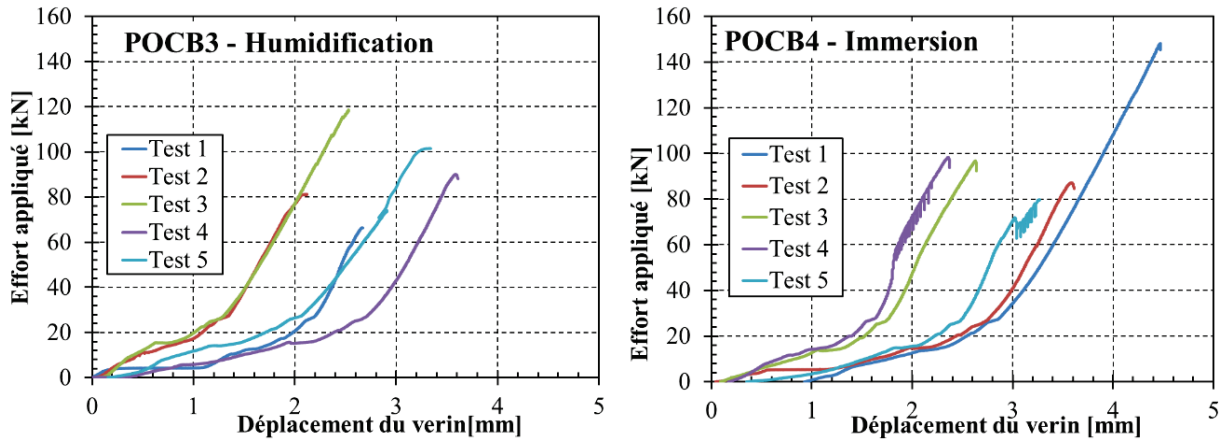


Figure II-50 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB3 et POCB4)

Série	Eprouvette	F <sub>max</sub> (kN)	Surface collée (mm <sup>2</sup> )	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moy. (MPa)
POCB3 (humidification)	1	66.3	29500	2.3	3.1 ± 0.7
	2	81.2	29400	2.8	
	3	118.7	29400	4.0	
	4	90.2	29500	3.1	
	5	101.6	29100	3.1	
POCB4 (immersion)	1	148.3	29300	5.1	3.5 ± 0.9
	2	87.2	29200	3.0	
	3	96.8	29300	3.3	
	4	98.4	29500	3.3	
	5	79.8	29350	2.7	

Tableau II-19 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB3, POCB4)

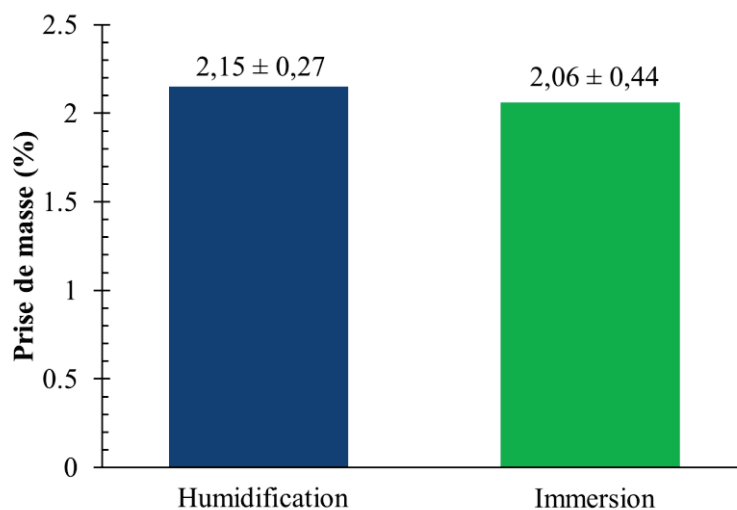


Figure II-51 : Pourcentage d'eau absorbée après vieillissement (POCB3 et POCB4)

### ***II.6.6.3 Synthèse***

L'objectif de ce protocole était de comparer la diffusion de l'eau dans un joint collé (éprouvette push out) par humidification avec celle dans le même assemblage par immersion dans l'eau. La comparaison entre les deux modes d'exposition a été basée sur les résultats des essais push out réalisés sur les éprouvettes après l'exposition pour une durée fixée préalablement.

Les résultats obtenus sont cohérents avec ceux de [FRI 06] et [TUA 11] qui observent tous les deux, dans des conditions proches, une modification du mode de ruine et une chute de la résistance de 20 à 50 % pour 2 à 4 semaines d'immersion dans l'eau à 23°C.

Nous pouvons confirmer, à la fin de cette campagne d'essais, la validité de ces deux protocoles de vieillissement pour évaluer l'influence et les effets de la diffusion de l'eau sur le comportement à la rupture des joints d'adhésif. Nous avons trouvé qu'il n'y a pas de différence significative entre les deux mécanismes, ni au niveau de la cinétique de vieillissement, ni au niveau de la proportion de dégradation. Alors, pour étudier plus précisément ces effets, le vieillissement par immersion dans l'eau sera retenu pour évaluer les effets destructifs de l'eau pour différentes durées d'exposition. On peut aussi souligner que les effets du vieillissement mesurés sur les essais d'assemblage sont beaucoup plus prononcés que ceux mesurés sur l'adhésif massique.

### ***II.6.7 Vieillissement par immersion dans l'eau à 45°C***

L'objectif de cette partie est de déterminer la portée de la prise en eau sur les propriétés mécaniques des adhésifs sous forme massive et en assemblage. Nous présenterons en premier lieu l'étude des évolutions des paramètres mécaniques de l'adhésif massif et du béton avec les différentes durées d'immersion. Ensuite, l'étude de la rupture (contrainte et faciès) des assemblages push-out vieillis et non vieillis sera exposée. Toutes les éprouvettes vieillis ont été séchées à l'air ambiant pendant une durée de 6 jours, puis testées afin d'évaluer des propriétés mécaniques réversibles.

#### ***II.6.7.1 Influence de la prise en eau sur les caractéristiques mécaniques de l'adhésif***

L'adhésif époxy utilisé pour le collage a été caractérisé au niveau mécanique pendant son vieillissement. Des éprouvettes en forme d'haltères ont été vieillis en eau à 45°C et des éprouvettes de contrôle ont été stockées dans le laboratoire pendant la durée de l'essai. Des éprouvettes ont été retirées de l'enceinte après différentes durées de vieillissement (2, 4, 6, 8, 10 mois). Pour chaque série d'éprouvettes, 3 éprouvettes haltères parmi les 6 testées ont été équipées de jauges sauf pour POCB11 (8 mois d'immersion) et POCB12 (10 mois d'immersion), nous avons augmenté le nombre des éprouvettes équipées de jauges à 4 pour réduire la disparité des résultats.

Les figures II-52, II-53, II-54, II-55 et II-56 présentent les courbes contrainte/déformations des essais de traction réalisés sur les différentes éprouvettes haltères de colle vieillis et non vieillis pour les différentes durées d'immersion. Le tableau II-20 regroupe les caractéristiques mécaniques déterminées par essais de traction (module d'Young, contrainte et déformation à la rupture) pour les éprouvettes de contrôle et les éprouvettes vieillis. Les valeurs mentionnées (moyenne et écarts types) ont été obtenues sur des séries de 6 éprouvettes minimum. Les éprouvettes n'ont subi aucune polymérisation préalable dans des conditions contrôlées (température et humidité). Elles sont simplement gardées en laboratoire pendant une durée de 2 mois minimum sous les conditions environnementales du laboratoire avant d'être immergées dans l'eau.

Après deux mois de vieillissement, on observe une nette évolution des propriétés mécaniques avec en particulier une diminution notable du module d'élasticité (47 %) tandis que la résistance en traction augmente légèrement (4.5 %). Les éprouvettes vieillis présentent en revanche un comportement plus ductile, avec une augmentation importante de la déformation à la rupture (59.8 %). Après 4 mois de vieillissement, on observe la même évolution des propriétés mais de façon moins notable que celle après

2 mois. Les éprouvettes vieilles et non vieilles ont presque la même contrainte à la rupture et les effets de plastification sont également visibles : diminution du module d'élasticité (12.8 %) et augmentation de la déformation à rupture (20.3 %). Après 6 mois d'immersion (180 jours), les propriétés mécaniques évoluent différemment, la contrainte à rupture est presque constante. Le module d'Young diminue de 9.5 à 6.7 GPa, soit une réduction de 30.6 % et la déformation à rupture diminue légèrement de 6.4 %. Enfin, nous avons retrouvé, après 8 mois et 10 mois d'immersion, les mêmes observations initiales ; une diminution notable du module d'élasticité (31.3 et 44.8 % respectivement) avec une contrainte à rupture quasiment invariable et une augmentation importante de la déformation ultime (76.7 et 74.4 % respectivement).

Cependant, on peut remarquer la forte dispersion des valeurs de déformation à la rupture liée à l'inhomogénéité de mélange des éprouvettes. En effet, le processus de rupture est très sensible à la présence de défauts dans l'éprouvette, notamment des petites bulles, qui engendrent une dispersion des valeurs de rupture.

L'époxy était alors incapable de retrouver ses propriétés mécaniques initiales malgré le séchage réalisé après l'immersion. Ces évolutions sont généralement cohérentes avec les éléments trouvés dans la bibliographie, l'amélioration des propriétés à la rupture (déformation et contrainte) est fortement liée à la reprise du processus de réticulation, rendue possible par l'augmentation de mobilité moléculaire du réseau, et déjà mise en évidence par plusieurs études disponibles dans la littérature [SIL 08] [BER 11(2)]. La dégradation du module d'élasticité et l'amélioration de la déformation à rupture sont des conséquences de la plastification de l'adhésif par les molécules d'eau absorbées au cours de l'immersion [POP 06] [BOR 09] [NGU 12(1)]. Ces effets sont moins marqués pour les éprouvettes vieilles pendant 4 et 6 mois où la stabilité des propriétés mécaniques peut être expliquée par un équilibre entre l'effet plastifiant de l'eau sur l'adhésif qui diminuerait les propriétés mécaniques et celui de la température qui peut être suffisamment supérieure à  $T_g$  pour permettre une réticulation secondaire thermiquement activée. Pour les temps d'immersion plus longs, 8 et 10 mois, la pénétration d'eau dans le réseau rompt un nombre de liaisons secondaires intermacromolécules par hydrolyse et plastification pour établir de liaisons hydrogènes beaucoup plus faibles [COM 98] [SIL 08]. Ces effets destructifs de l'eau deviennent alors plus importants que l'effet de réticulation secondaire qui a eu lieu probablement pour les premiers temps d'absorption. Toutefois, nous constatons que les effets de l'eau dépendent très fortement des propriétés initiales de l'adhésif ; l'immersion d'un adhésif sous-polymérisé dans un bain chaud peut améliorer ses propriétés mécaniques du fait de la post-réticulation alors que pour un adhésif bien réticulé, l'absorption des molécules de l'eau provoque la plastification du réseau polymère et, par conséquent, un affaiblissement de la rigidité [BOR 09].

Il est à noter qu'une couche de particules fines a été observée sur les éprouvettes vieilles après l'immersion (voir figure II-57 ). Cette observation est peut-être attribuable à une dégradation de la colle liée au phénomène de lessivage (départ de particules présentes à la surface et migration des particules du cœur de l'adhésif vers la surface).



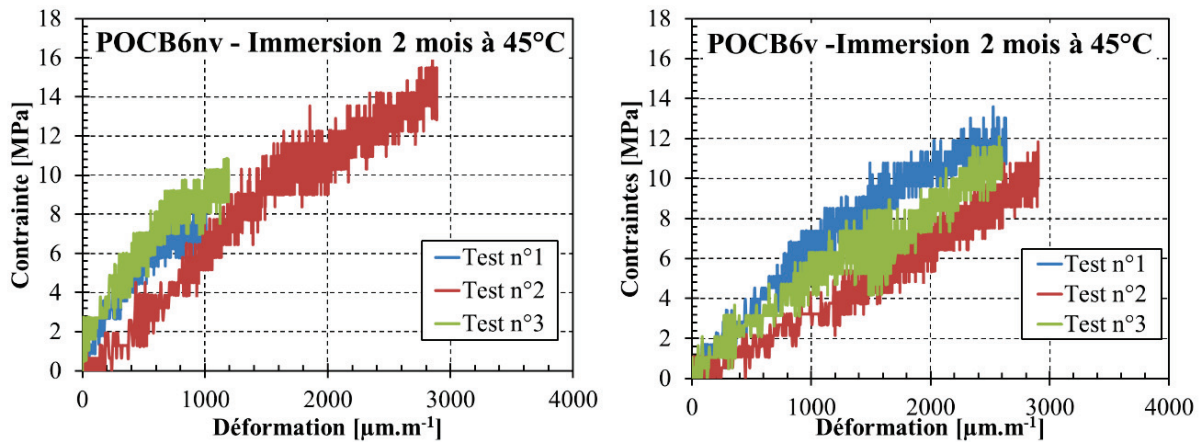


Figure II-52 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB6nv et POCB6v)

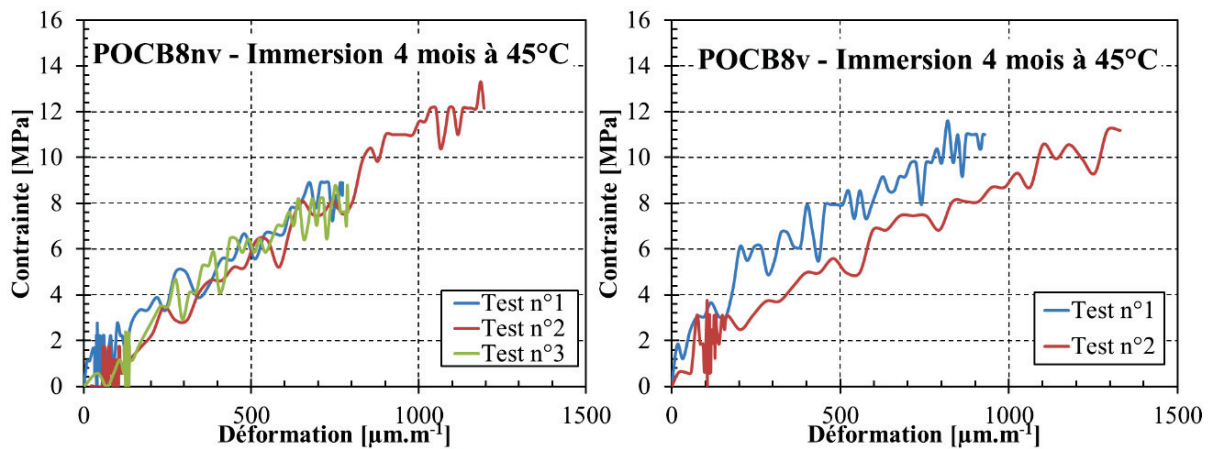


Figure II-53 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB8nv et POCB8v)

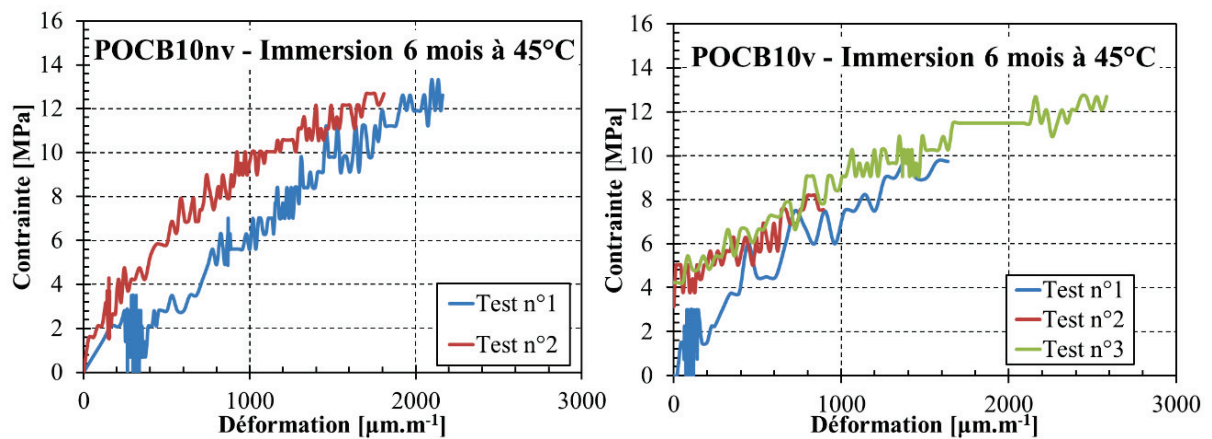


Figure II-54 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB10nv et POCB10v)

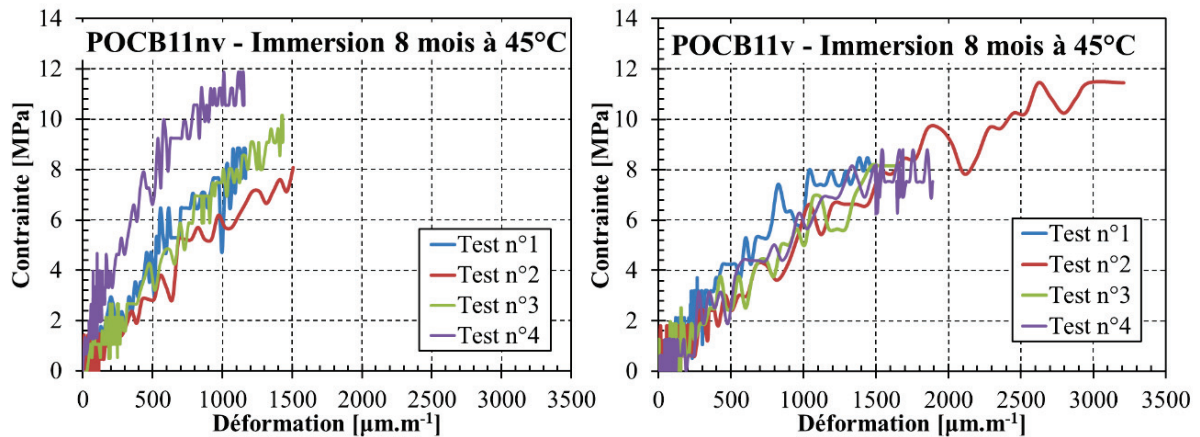


Figure II-55 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB11nv et POCB11v)

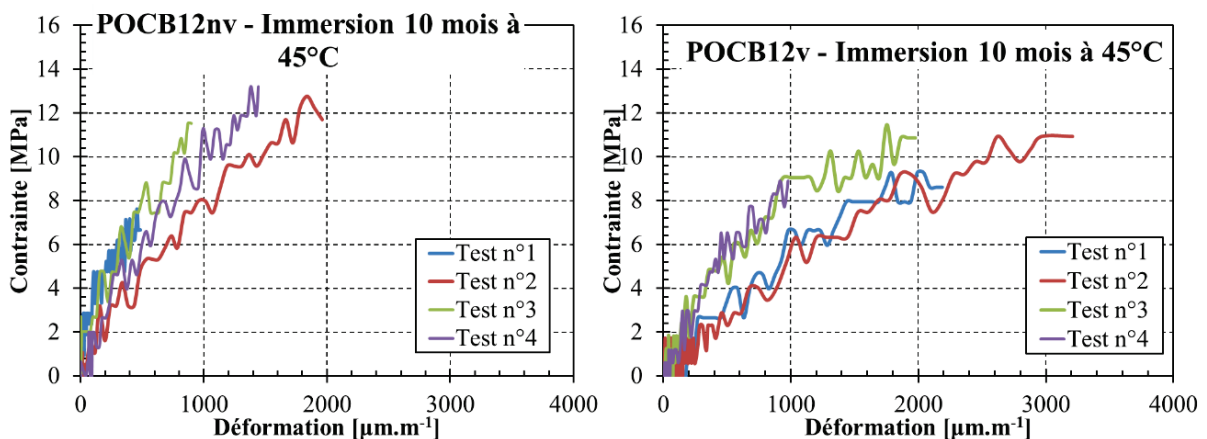


Figure II-56 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB12nv et POCB12v)

Série	Durée d'immersion	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contraite moyenne à rupture	Module d'Young
	Jours	Jours	$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa
POCB6nv	60	138	$1696 \pm 1037$	$453 \pm 88.9$	$11.8 \pm 1.9$	$8.0 \pm 1.8$
POCB6v			$2711 \pm 176$	$500 \pm 73.8$	$12.3 \pm 1.2$	$4.8 \pm 0.4$
POCB8nv	120	203	$938 \pm 227$	$504.4 \pm 107.6$	$12.9 \pm 3.4$	$12.0 \pm 0.8$
POCB8v			$1129 \pm 284$	$443.7 \pm 75.3$	$11.6 \pm 1.8$	$10.5 \pm 2.9$
POCB10nv	180	245	$1623 \pm 662$	$455.6 \pm 125.5$	$11.4 \pm 3.7$	$9.5 \pm 5.1$
POCB10v			$1708 \pm 847$	$432 \pm 57.4$	$11.1 \pm 1.4$	$6.7 \pm 2.2$
POCB11nv	240	335	$1315 \pm 180$	$351.5 \pm 58.0$	$8.7 \pm 0.8$	$6.8 \pm 1.0$
POCB11v			$2052 \pm 791$	$364.0 \pm 54.4$	$9.3 \pm 1.3$	$5.1 \pm 0.8$
POCB12nv	295	367	$1197 \pm 644$	$405.3 \pm 103.7$	$9.9 \pm 2.7$	$10.2 \pm 3.5$
POCB12v			$2088 \pm 915$	$357.4 \pm 45.9$	$9.2 \pm 1.5$	$5.6 \pm 2.6$

Tableau II-20 : Paramètres mécaniques de l'adhésif époxy à l'état initial et à l'état vieilli après séchage de 6 jours à l'air ambiant





Figure II-57 : Epreuves de colle après immersion

### ***II.6.7.2 Influence de la prise en eau sur la température de transition vitreuse de l'adhésif***

La température de transition vitreuse de l'adhésif est mesurée à l'aide d'une TMA développée par METTLER TOLEDO. Cette analyse thermomécanique permet de suivre de façon précise les changements dimensionnels d'un échantillon d'adhésif sous une force constante appliquée pendant qu'il est soumis à un programme de température contrôlée. L'appareil comprend alors un four de volume assez faible réglé, programmé (vitesse de chauffe de 0.01 à 100 °C/min avec une gamme de température variant de -150 °C à + 1100 °C) muni d'un thermocouple placé près de l'échantillon, un capteur de déplacement (résolution en nanomètres) approprié, de type inductif (LVDT), pour mesurer la variation dimensionnelle de l'échantillon (domaine de mesure de  $\pm 5$  mm ; longueur de l'échantillon jusqu'à 20 mm) et un système contrôlant l'application de la force transmise (gamme de  $\pm 1$  N) à l'échantillon par la sonde (ou palpeur) de mesure de déplacement.

Les épreuves utilisées ont une forme parallélépipédique d'épaisseur variant entre 3 et 4 mm. Les essais ont été menés avec une vitesse d'augmentation de température de  $10^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$  pour un intervalle de température variant de 25°C à 100°C afin de détecter le phénomène de transition de notre colle. Les courbes de variation de l'épaisseur de l'échantillon en fonction de la température issues de différents essais nous ont permis d'identifier la valeur de  $T_g$  par la méthode des tangentes.

Les valeurs expérimentales de  $T_g$  sont consignées dans le tableau II-21. Les valeurs présentées dans le tableau correspondent aux valeurs moyennes de 3 essais TMA.

La diffusion d'eau dans la matrice plastifie progressivement le réseau polymère, ce qui a pour effet de faire chuter la valeur de la température de transition vitreuse. Ces effets ont déjà été observés dans la littérature [POP 05] [BOR 09] [FRI 06] [FER 02]. La chute de transition vitreuse mesurée expérimentalement est comprise entre 6,2 et 10,7 %. La température de transition vitreuse passe ainsi d'environ 49°C à environ 45°C. La  $T_g$  se stabilise quelle que soit la durée de vieillissement et sa valeur de stabilisation est de l'ordre de  $42 \pm 3^{\circ}\text{C}$ . Ce comportement a déjà été remarqué dans la littérature [FER 02] [POP 05] [BOR 09]. Il a été montré que la  $T_g$  diminuait et se stabilisait, alors que la prise en eau due à des dégradations irréversibles de type osmotique (formation et remplissage par l'eau de microcavités) se poursuivait.

De plus, cette évolution de la  $T_g$  indique que plusieurs phénomènes, a priori irréversibles, modifient les propriétés structurales du réseau polymère comme les coupures de chaînes polymères. En effet, dans le cas de la plastification seule du réseau (phénomène réversible), le recouvrement de la  $T_g$  doit être total [ZHO 99(1)] [ZHO 99(2)] [POP 05] [WRI 81] [BOR 09] [WYL 98] alors qu'avec la présence des phénomènes d'hydrolyses (phénomènes irréversibles) des chaînes principales de la matrice polymère de

l'adhésif qui provoquent le gonflement et la formation des cavités dans le volume de l'adhésif, le recouvrement de Tg est incomplet [XIA 97] [WRI 81]. La stabilisation de Tg peut donc être reliée au lessivage d'oligomères qui rend le réseau plus homogène à long terme et par l'activation possible des réactions de réarrangements en raison de l'augmentation de la mobilité moléculaire [SIL 08] [XIA 97].

Série	Durée d'immersion	Tg
	Jours	°C
POCB6nv	60	50.0 ± 1.0
POCB6v		45.0 ± 1.0
POCB8nv	120	50.0 ± 1.0
POCB8v		46.0 ± 1.0
POCB10nv	160	45.0 ± 1.0
POCB10v		42.0 ± 1.0
POCB11nv	240	45.0 ± 1.0
POCB11v		42.0 ± 2.0
POCB12nv	295	49.0 ± 1.0
POCB12v		44.0 ± 1.0

Tableau II-21 : Résultats expérimentaux des essais TMA réalisés sur l'adhésif

### II.6.7.3 Influence de la prise en eau sur les caractéristiques mécaniques du béton

Le tableau II-22 récapitule les résultats des essais de caractérisation des éprouvettes de béton, vieilles et non vieilles, réalisés le jour des essais push out.

Après deux mois de vieillissement, les jours des essais push-out, les résistances en compression (mesurée sur des cubes (100 × 100 × 100 mm<sup>3</sup>)) et en traction (essai de fendage) du béton présentent une amélioration de l'ordre de 20 % (en compression) et 30 % (en traction). D'autre part, après 4 mois de vieillissement, les performances mécaniques du béton sont également augmentées mais de façon moins significative (≈16 %). Après 6 mois d'immersion, les propriétés mécaniques du béton sont améliorées de façon notable ; la résistance en compression a augmenté de 37.5 à 54.2 MPa, soit une augmentation de 44.5% et la résistance en traction (54.6 %). Enfin, les résistances en compression et en traction augmentent de 17.6 % et 9.3 % en moyenne après 8 mois tandis que leurs variations respectives sont de 23.6 % et 19.4 % après 10 mois.

Nous constatons de cette caractérisation du béton que l'immersion dans l'eau a amélioré la performance mécanique du béton, les résistances en traction et en compression du béton immergé sont nettement supérieures à celles du béton témoin. Cette augmentation des performances mécaniques avec l'immersion dans le bain chaud était attendue à cause de l'absorption de l'eau par le béton qui aboutit à une poursuite du processus d'hydratation du ciment (effet de cure) [BEN 11].

Il faut noter que pour les éprouvettes non vieilles, malgré une composition strictement identique, une méthodologie de bétonnage et un processus d'essai inchangés pour toutes les gâchées, on constate que les résistances varient de 37.3 (6 mois) à 60.6 (2 mois) MPa en compression. Ces variations s'expliquent par la différence d'âge du béton mais également par une variation probable de la composition de gâchée (rapport C/E peut-être) à cause d'une sous ou sur estimation de la teneur en eau de granulats.

Série	Durée d'immersion	Age du béton au moment de la mise en vieillissement	Age au moment des essais	Résistance moyenne en compression	Résistance moyenne en traction
	Jours	Jours	Jours	MPa	MPa
POCB6nv	60	288	356	60.6 ± 0.8	3.5 ± 0.3
POCB6v				72.8 ± 3.1	4.6 ± 0.2
POCB8nv	120	281	408	41.3 ± 2.8	3.4 ± 0.1
POCB8v				48.0 ± 5.1	4.1 ± 0.5
POCB10nv	160	247	434	37.3 ± 3.8	2.8 ± 0.5
POCB10v				54.2 ± 5.1	4.3 ± 0.5
POCB11nv	240	279	526	43.8 ± 3.4	3.2 ± 0.2
POCB11v				51.5 ± 8.5	3.5 ± 0.4
POCB12nv	295	275	577	50.4 ± 2.3	3.6 ± 0.1
POCB12v				62.3 ± 0.6	4.3 ± 0.4

Tableau II-22 : Résultats de la caractérisation du béton à l'état initial et à l'état vieilli après séchage de 6 jours à l'air ambiant

#### II.6.7.4 Résultats expérimentaux des essais push out

Après le coulage des raidisseurs et 6 jours de séchage à l'air du laboratoire, les éprouvettes push out ont été testées jusqu'à la rupture sur la machine d'essai WOLPERT, avec une vitesse de déplacement imposée de  $1 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ . Toutes les éprouvettes ont été testées sans la rectification des dalles sauf celles des séries POCB11 et POCB12.

##### II.6.7.4.1 Mode de ruine et observations expérimentales

L'observation visuelle des éprouvettes de contrôle rompues montre que la rupture intervient toujours principalement de manière cohésive dans le béton proche de l'interface (zone interfaciale). En revanche, l'examen des facies rompus des éprouvettes vieilles montre que le mode de ruine est devenu mixte : adhésif à l'interface béton/colle et cohésive dans la colle (voir figures II-58, II-59, II-60, II-61 et II-62).

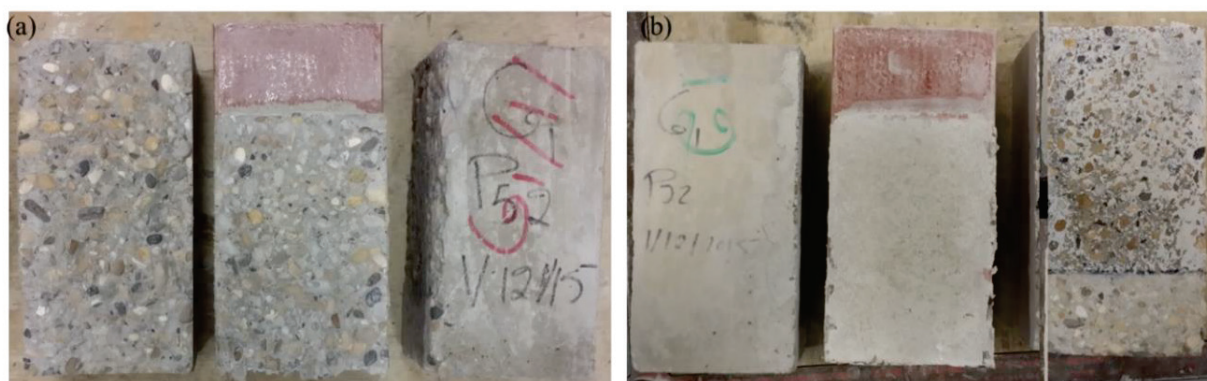


Figure II-58 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB6nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB6v)



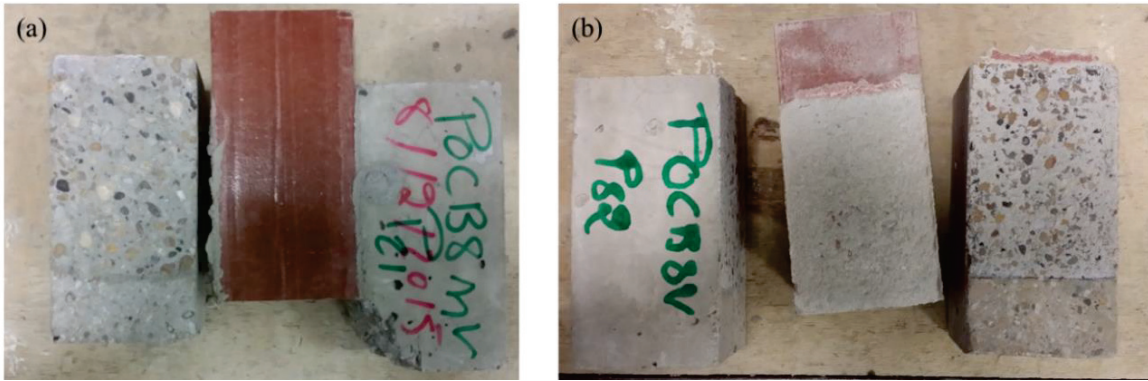


Figure II-59 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB8nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB8v)

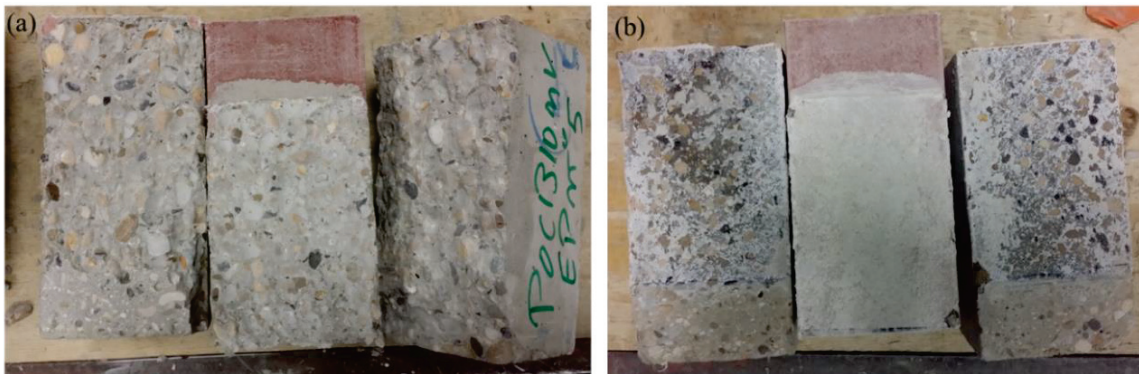


Figure II-60 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB10nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB10v)

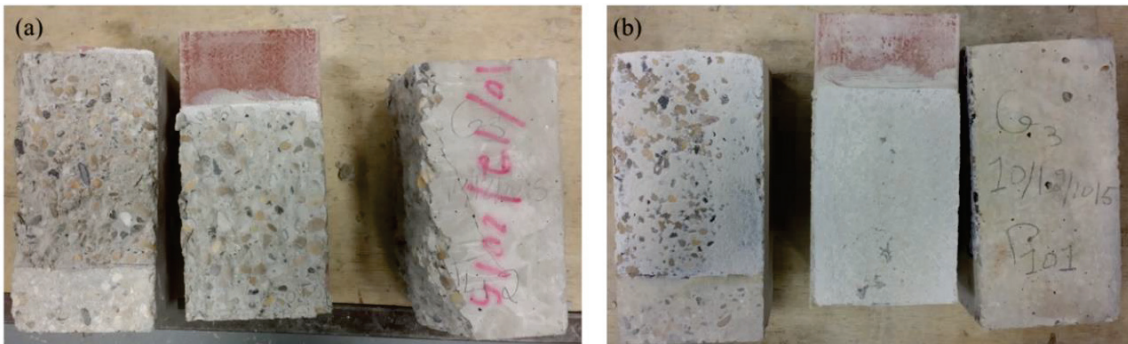


Figure II-61 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB11nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB11v)

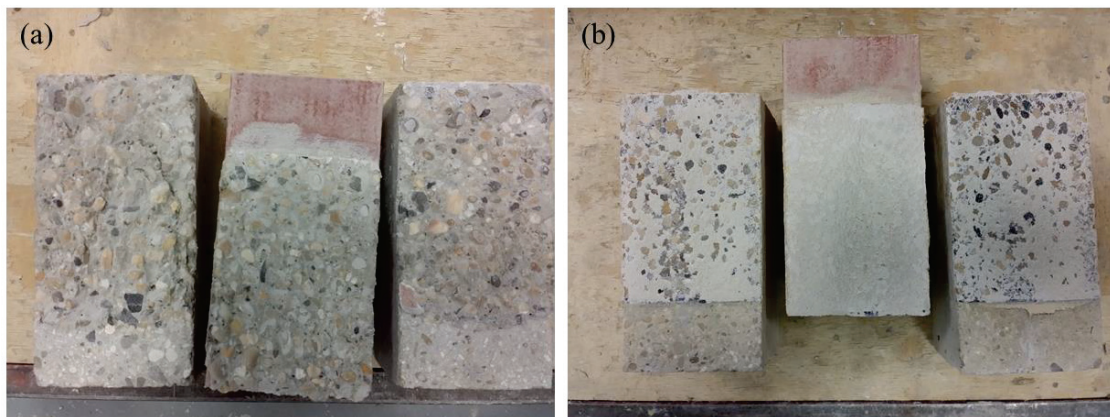


Figure II-62 : Mode de ruine a) cohésif dans le béton (série POCB12nv), b) mixte adhésif et cohésif dans la colle (série POCB12v)

Ce changement dans le mode de ruine qui a été observé dans toutes les éprouvettes immergées est fortement lié à la dégradation du joint de colle due à la pénétration de l'eau et la plastification des réseaux polymères.

La diffusion de l'eau à l'interface, ou du moins les phénomènes interfaciaux, semblent avoir une cinétique propre, qui est différente de la cinétique de diffusion de l'eau dans l'adhésif. En effet, cette forte plastification, ou en d'autres termes, la forte dégradation du joint de l'adhésif malgré l'amélioration de la résistance en traction observée sur les éprouvettes de colle massive confirme l'étude réalisée par Zanni-Deffarges et Shanahan [ZAN 95] qui ont trouvé que le coefficient de diffusion est beaucoup plus grand dans les joints que dans l'adhésif époxy considéré. La cinétique de sorption à l'interface peut donc être différente de celle observée dans le polymère massif. La structure poreuse du béton ainsi que les ions présents dans ses constituants eux-mêmes peuvent accélérer cette dégradation d'une part par la diffusion rapide de l'eau dans les voies capillaires et les pores, et d'autre part, par l'attaque chimique du joint par les ions alcalins dissous dans l'eau diffusée qui jouent un rôle prépondérant dans l'accumulation de l'eau à l'interface et entraîneraient donc la génération d'une pression osmotique décollant et affaiblissant l'adhésion à l'interface [BRU 04].

Considérons alors que le pultrudé est imperméable, la diffusion de l'eau dans notre assemblage peut se faire par un ou plusieurs de ces mécanismes :

- Diffusion au sein de l'adhésif et passage par capillarité à travers pores et fissures dans l'adhésif
- Passage par capillarité à travers pores et fissures dans le béton
- Transport le long de l'interface ou dans la zone interfaciale (interphase) béton/adhésif à travers des voies capillaires présentes à cause d'un traitement de surface inadéquat ou à cause de l'engagement de bulles d'air pendant la phase de collage.

La combinaison de ces mécanismes permet d'expliquer le changement du mode de ruine observé ainsi que la chute de l'adhésion entre la colle et le béton. En effet, la pénétration de l'eau dans le joint de colle existe et aboutit sûrement à une dégradation et une chute de ses propriétés [LEE 93] [WYL 98] [ZAN 95] [XIA 98] [TUA 11] comme nous avons vu dans la partie consacrée à l'étude de l'adhésif massif. Mais, l'examen des faciès rompues montre que la dégradation de cet adhésif n'est pas la seule responsable de la chute de l'adhésion de l'assemblage après immersion où une rupture mixte a été observée, rupture cohésive dans la colle et rupture adhésive à l'interface. La diffusion de l'eau se fait donc dans le joint, dans le béton et le long de l'interface. Après la diffusion de l'eau, puisque l'interface époxy / béton, où des liaisons chimiques entre l'époxy et le béton sont établies, est probablement une surface à haute énergie [AWA 09] [BAL 12], les molécules de l'eau peuvent être attirées par cette énergie interfaciale élevée [ZAN 95] [AWA 09]. Une fois les molécules d'eau à l'interface, elles provoquent la rupture des liaisons secondaires existant entre les groupements chimiques de l'adhésif et le substrat (telles que les liaisons van der Waals...) ou bien l'hydrolyse des liaisons covalentes et également une pression osmotique élevée se développe entraînant la formation de cloques très localisées, qui provoquent des zones de décohésions à l'interface et peuvent se rejoindre avec l'augmentation de la durée d'immersion en provoquant la rupture adhésive totale de l'interface adhésif/béton et le développement de fissure à l'interface. Cette fissuration a été observée dans notre étude, après 10 mois d'immersion dans l'eau pour toutes les éprouvettes vieilles de la série POCB12, comme le montre la figure II-63. Cette dégradation engendre des modifications réversibles et irréversibles. L'irréversibilité est traduite dans notre cas par le changement du mode de ruine et l'affaiblissement de la contrainte ultime de cisaillement comme le soulignera la partie suivante.





Figure II-63 : Développement des fissures à l'interface béton/colle après 10 mois d'immersion dans l'eau

#### II.6.7.4.2 Résultats numériques et contrainte de cisaillement

Les figures II-64, II-65, II-66, II-67 et II-68 présentent les courbes « Effort-Déplacement du vérin » des essais push out réalisés sur les différentes séries et différents temps d'immersion.

Ces résultats montrent que la pente de la droite de chargement n'est pas affectée par le vieillissement. En outre, la rupture s'est toujours produite de façon brutale et le comportement est fragile pour toutes les éprouvettes. Le comportement global du joint n'est pas modifié par le vieillissement.

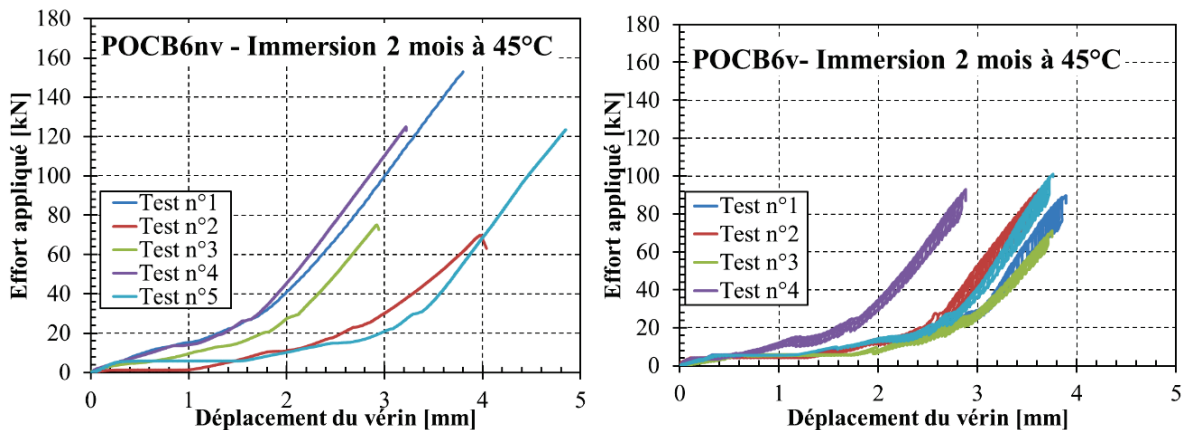


Figure II-64 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB6nv et POCB6v)

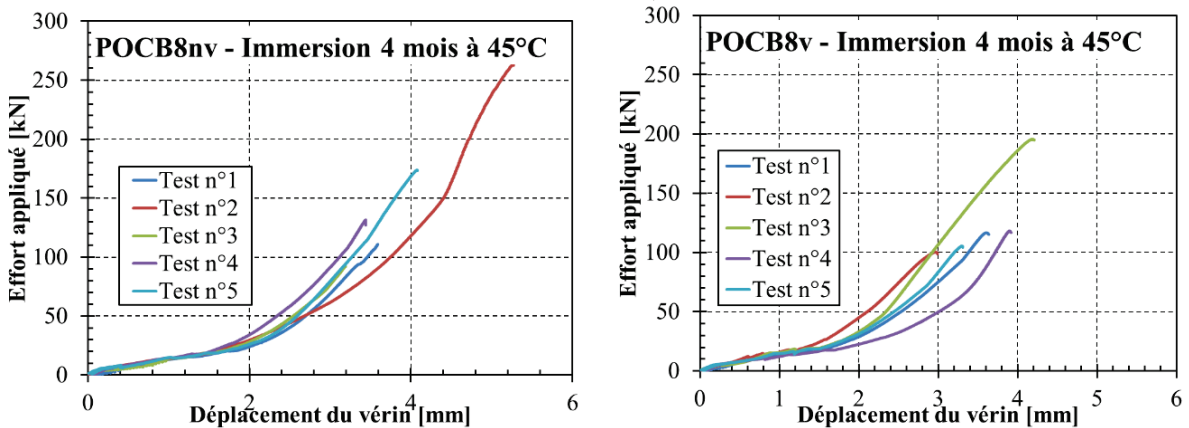


Figure II-65 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB8nv et POCB8v)



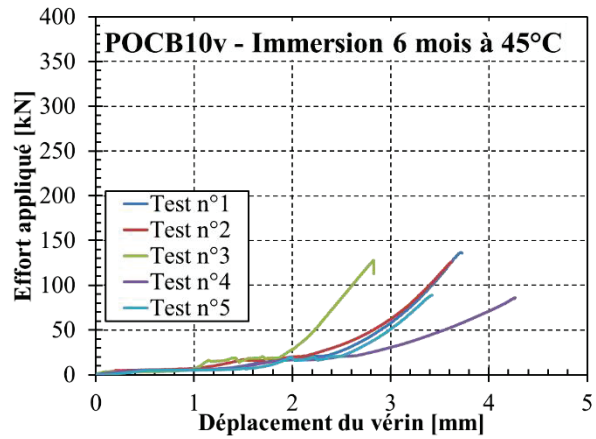
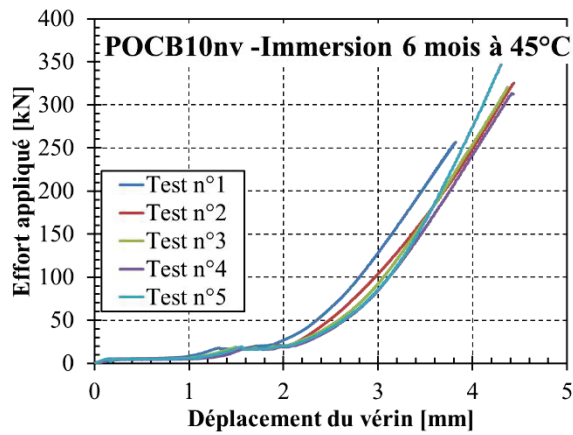


Figure II-66 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB10nv et POCB10v)

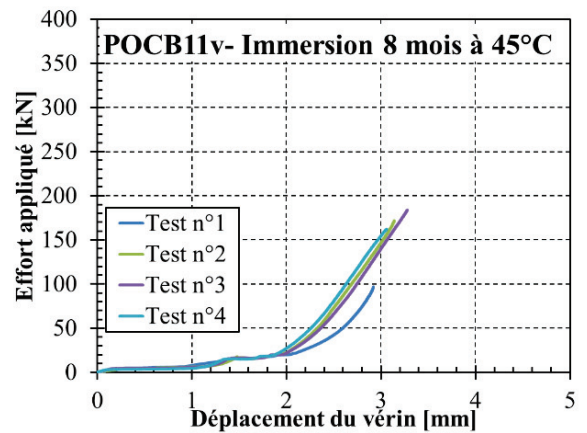
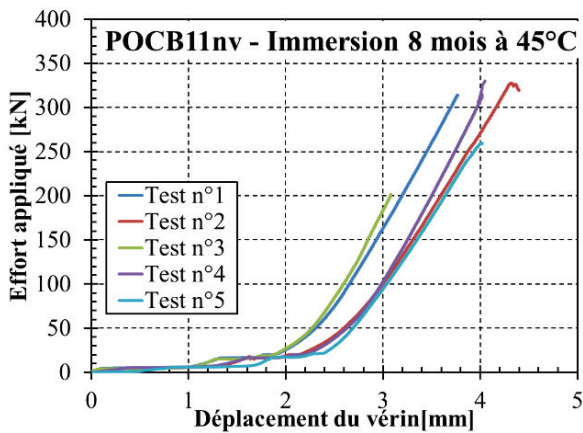


Figure II-67 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB11nv et POCB11v)

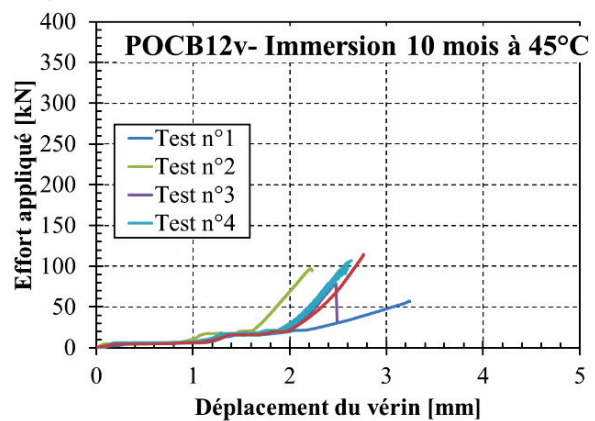
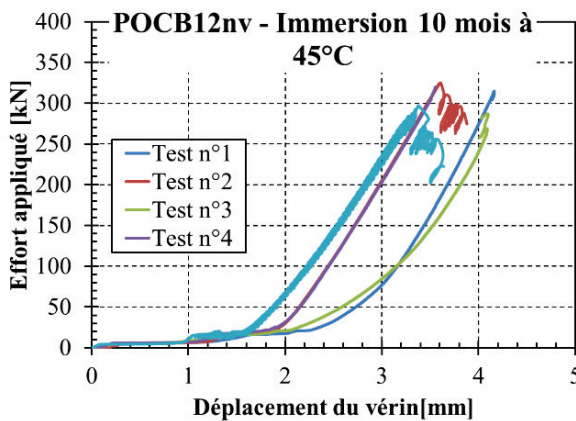


Figure II-68 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (séries POCB12nv et POCB12v)

Les résultats présentés dans le tableau II-23 indiquent une diminution de la résistance du joint collé après vieillissement. Les résultats révèlent une diminution de la résistance moyenne du cisaillement des joints de l'ordre de 18 % après 2 mois et 4 mois de vieillissement. Après 6 mois d'immersion, la contrainte de cisaillement à rupture chute considérablement, soit une perte de l'ordre de 64 %. Cette forte dégradation après 6 mois est expliquée par la longue durée d'immersion qui entraînerait une large diffusion de l'eau dans l'assemblage (augmentation de la teneur en humidité de l'assemblage) mais le séchage incomplet des éprouvettes (présence de zones mouillées sur le joint après la rupture, voir figure II-69 (a)) peut également expliquer cette notable dégradation. En effet, la durée d'exposition de 6 jours à l'air ambiant

après l’immersion s’avère ne pas avoir été suffisante pour sécher totalement les éprouvettes. Cela laisse à penser qu’il y avait peut-être des phénomènes réversibles et que ces phénomènes n’ont pas eu lieu.

Cette proposition est confirmée par les résultats obtenus après 8 mois d’immersion. En effet, pour la série POCB11v, les éprouvettes ont été exposées au soleil à l’extérieur, 6 jours avant le jour d’essais, pour accélérer le séchage et assurer le séchage complet des éprouvettes. L’examen des faciès de ruine des éprouvettes vieilles a montré que le joint d’adhésif était totalement sec (figure II–69 (b)) et la comparaison entre la contrainte de cisaillement moyenne de la série témoin et celle de la série vieillie montre qu’il y a une perte de 45,8 %. Cette diminution du pourcentage de perte entre 6 mois et 8 mois d’immersion peut alors s’expliquer dans notre cas par la présence de l’eau dans le joint de colle et à l’interface colle-béton observée sur les faciès rompus après 6 mois d’immersion. De plus, une observation plus fine de ces faciès montre que l’épaisseur de colle attachée au prisme de béton après la ruine est plus importante pour la série POCB11v (même pour POCB12v, voir figure II–69 (c)) que pour POCB10v. En d’autres termes, la rupture de la série POCB10v est principalement interfaciale ou adhésive colle/béton tandis que pour POCB11v, la rupture est cohésive dans la colle. La rupture précoce à 6 mois d’immersion est alors sûrement liée à l’accumulation des molécules de l’eau à l’interface. Nous pouvons également constater que la diffusion de l’eau dans les éprouvettes push out au cours d’un vieillissement hygrothermique conduit d’une part à des dégradations réversibles et d’autre part à des dégradations irréversibles et que le séchage des éprouvettes vieilles modifie le mode de ruine ; la rupture adhésive à l’interface devient cohésive dans la colle.

Après 10 mois d’immersion, une forte dégradation de la contrainte ultime de cisaillement a été obtenue. Cette contrainte vaut 10,1 et 2,9 MPa pour POCB12nv et POCB12v respectivement, soit une dégradation de l’ordre de 71 %.

Enfin, on peut conclure que c’est principalement la diminution des propriétés de la zone interfaciale colle/béton qui explique la chute de performance lors des essais push-out pour toutes les durées d’immersion testées.

Série	Durée d’immersion	Age au moment des essais	Charge de ruine moyenne	Résistance moyenne de cisaillement
	Jours	Jours	kN	MPa
POCB6nv	60	356	108.8 ± 35.6	3.8 ± 1.2
POCB6v			89.2 ± 11.0	3.1 ± 0.4
POCB8nv	120	408	154.3 ± 67.9	5.3 ± 2.3
POCB8v			127.2 ± 38.9	4.3 ± 1.4
POCB10nv	180	434	313.3 ± 34.8	14.6 ± 1.8
POCB10v			113.2 ± 23.7	5.3 ± 1.1
POCB11v	240	526	283.0 ± 58.0	9.6 ± 1.7
POCB11nv <sup>3</sup>			153.7 ± 39.0	5.2 ± 1.3
POCB12v	295	577	296.9 ± 27.9	10.1 ± 0.9
POCB12nv			90.8 ± 22.9	2.9 ± 0.8

Tableau II-23 : Résultats obtenus pour les essais push out sur les éprouvettes vieilles et non vieilles par immersion à 45°C

<sup>3</sup> Les valeurs présentées dans le tableau correspondent à la moyenne de 4 tests push out. La 5<sup>ème</sup> éprouvette s’est rompue pendant la rectification des dalles.

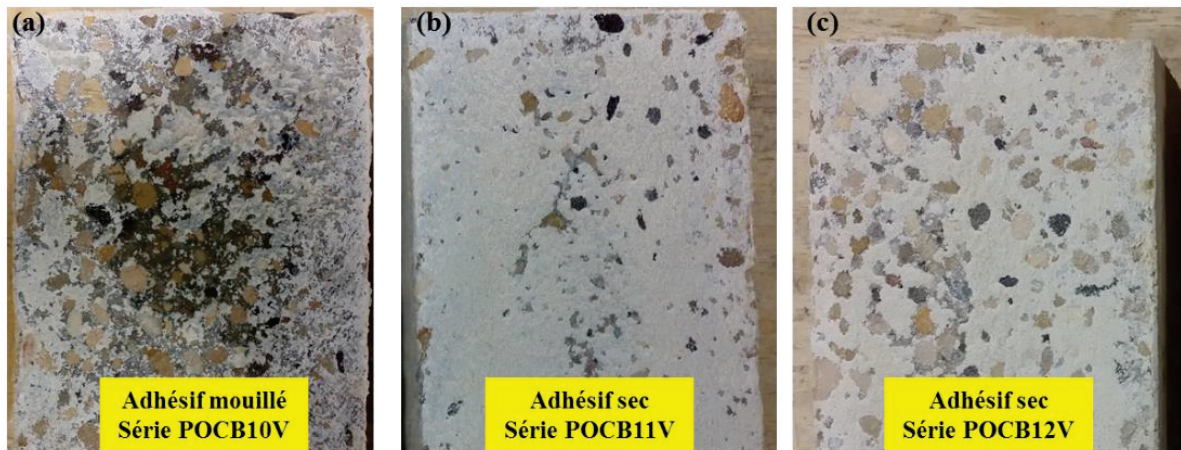


Figure II-69 : Faciès de ruine d'une éprouvette de la série (a) POCB10v (6 mois d'immersion), (b) POCB11v (8 mois d'immersion) et POCB12v (10 mois d'immersion)

### II.6.7.5 Synthèse

Dans cette partie, nous avons montré l'influence du vieillissement hygrothermique sur les propriétés mécaniques ultimes de l'adhésif époxy et de l'assemblage collé. La diffusion de l'eau au sein de l'adhésif et à l'interface adhésif/béton mène à une dégradation de la tenue mécanique de l'assemblage. En revanche, l'étude révèle que l'adhésif massif est moins influencé par la diffusion de l'eau. La contrainte ultime en traction est quasiment identique avant et après immersion alors que le module d'élasticité diminue et la déformation à rupture augmente significativement au cours du vieillissement, en raison des phénomènes de plastification et du gonflement du réseau polymère. On peut donc se poser la question de l'intérêt de tester l'adhésif massique vieilli.

Pour l'assemblage collé push-out, le vieillissement hygrothermique par immersion à 45°C se traduit globalement :

- par une diminution de la résistance mécanique des assemblages : en effet, la contrainte de cisaillement à rupture chute d'environ 18 à 72% après 10 mois de vieillissement (figure II-70 ),
- par un changement du mode de rupture. L'examen des faciès de rupture montre en effet que la rupture devient cohésive dans la colle après immersion.

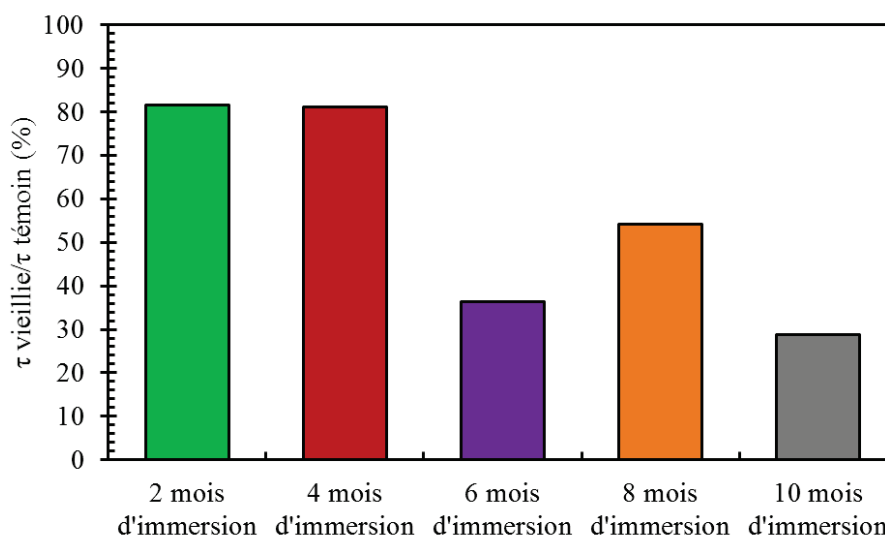


Figure II-70 : Histogramme représentant le rapport entre la contrainte de cisaillement des éprouvettes de contrôle et celle des éprouvettes vieilles par immersion à 45°C pour les différentes durées de vieillissement

## II.6.8 Vieillissement par exposition aux cycles de gel/dégel

Dans ce paragraphe, nous présentons les résultats de l'essai de vieillissement par exposition aux cycles de gel/dégel (50 cycles 20°C/-20°C) pendant une durée de 50 jours.

Deux séries d'éprouvettes nommées POCB7v et POCB7nv ont été préparées, dont chacune est constituée de 5 éprouvettes push out, 3 cylindres de béton (160 × 320 mm<sup>2</sup>) (pour l'essai de fendage), 4 éprouvettes cubiques de béton (100 × 100 × 100 mm<sup>3</sup>) (pour l'essai de compression) et 6 éprouvettes haltères d'adhésif.

Les éprouvettes de la série POCB7v ont été soumises au vieillissement gel/dégel à l'intérieur d'une enceinte climatique de marque Voetsch pendant la durée de l'essai. Le reste des éprouvettes (POCB7nv) a été conservé à l'air ambiant pour les essais de contrôle.

### II.6.8.1 Caractérisation des matériaux constitutifs

#### II.6.8.1.1 Caractérisation du béton

Le tableau II-24 présente les résultats d'essais de caractérisation réalisés sur les éprouvettes de béton des séries POCB7nv et POCB7v.

Série	Age du béton	Résistance en compression moyenne (MPa)	Résistance en traction moyenne (MPa)
POCB7nv	326 jours	49.5 ± 2.8	3.3 ± 0.4
POCB7v		46.1 ± 1.7	3.1 ± 0.4

Tableau II-24 : Résultats de la caractérisation du béton (POCB7v et POCB7nv)

On constate que pour les deux séries, nous avons obtenu des caractéristiques quasi identiques, la contrainte moyenne varie très légèrement de 49.5 à 46.1 MPa en compression (6.8 % de perte) et de 3.3 à 3.1 MPa en traction (6.1 % de perte) avec des écarts types acceptables. Les cycles de gel/dégel n'ont pas une influence significative sur les propriétés du béton.

En plus, le béton que nous avons utilisé est un béton à hautes performances. Selon la fiche technique, il résiste mieux aux agressions mécaniques notamment aux cycles gel/dégel et même aux eaux de mer et aux embruns marins. Les résultats de cette caractérisation sont donc cohérents et vérifient la bonne résistance du béton aux cycles gel/dégel.

#### II.6.8.1.2 Caractérisation de l'adhésif massique

La figure II-71 présente les courbes contraintes/déformations obtenues pour les éprouvettes de contrôle et les éprouvettes vieilles. Les valeurs moyennes des essais de traction sont récapitulées dans le tableau II-25.

Nous remarquons qu'il y a une amélioration de 12.53 % du module d'élasticité de l'adhésif après exposition aux cycles gel/dégel. Le module d'élasticité initial moyen des éprouvettes de contrôle était de 7.3 GPa. Par ailleurs, une légère amélioration de la contrainte à rupture (4.3 %) accompagnée d'une dégradation de la déformation à rupture (13.6 %) a été enregistrée.

Ces évolutions ne sont pas cohérentes avec les éléments trouvés dans la bibliographie. En effet, Agarwal *et al.* [AGA 14] ont trouvé, pour les 3 nombres de cycles utilisés (20, 30 et 40 cycles), une réduction de 8 % de la résistance en traction accompagnée d'une dégradation du module d'élasticité (19 %) et une augmentation de la déformation pour la Sikadur 330, alors que pour la Sikadur 30, les auteurs ont rapporté une légère dégradation de la contrainte ultime. Contrairement à ce que nous avons trouvé avec la Sikadur 31-EF, Agarwal *et al.* ont signalé une réduction de 14% du module élastique accompagnée d'une augmentation d'environ 50% de la déformation ultime à rupture après 40 cycles gel/dégel (-18°C (16 h)



à +38 °C (8 h)). Cette différence dans le résultat peut être attribuée à plusieurs facteurs : premièrement, au type d'adhésif époxy testé, à la différence entre les cycles gel/dégel utilisés (durée de chaque phase) et au niveau de température utilisé dans la phase de dégel, où Agarwal *et al.* [AGA 14] ont utilisé une température de 38 °C qui était trop proche de la température de service de Sikadur 30 qui vaut 40 °C selon la fiche technique (Sika) alors que dans notre cas, nous avons utilisé une température très inférieure à la température de transition de la Sikadur 31-EF (53 °C) pour éviter la détérioration des matériaux par les dégradations d'origine thermique.

Concernant la température de transition vitreuse, une diminution de l'ordre 6.4 % a été enregistrée. La  $T_g$  passe de  $49 \pm 1$  à  $45 \pm 1$ °C. Cette diminution peut être expliquée par les faibles valeurs de températures utilisées qui ne permettent pas la poursuite de la réaction de réticulation de l'adhésif et par l'effet de l'absorption des molécules de l'eau qui peut provoquer la cavitation et la fissuration du réseau polymère.

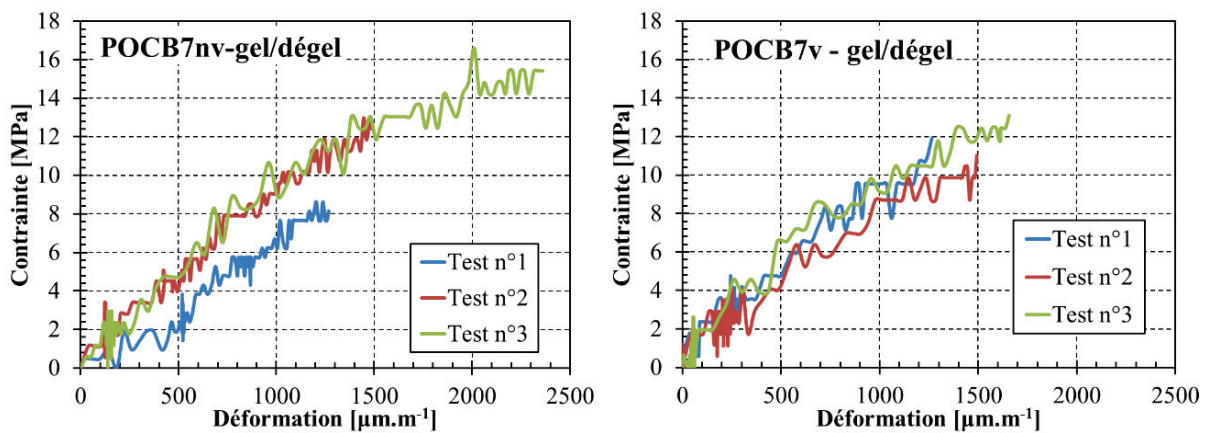


Figure II-71 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif (séries POCB7nv et POCB7v)

Série	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contrainte moyenne à rupture	Module d'Young
		$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa
POCB7nv	269 jours	$1705 \pm 579$	$415 \pm 99.6$	$11.5 \pm 3.4$	$7.3 \pm 1.4$
POCB7v	269 jours	$1474 \pm 201$	$465 \pm 97.7$	$12.0 \pm 2.7$	$8.2 \pm 1.1$

Tableau II-25 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes de colle non vieilles et vieilles par gel/dégel (séries POCB7nv et POCB7v)

## II.6.8.2 Résultats expérimentaux des essais push out

### II.6.8.2.1 Mode de ruine et observations expérimentales

La figure II-72 montre les faciès de rupture des assemblages push out à base d'adhésif époxy des éprouvettes non vieilles et vieilles par gel/dégel.

Les assemblages d'adhésif époxy non vieillis présentent une rupture cohésive proche de l'interface avec la présence d'une zone de rupture adhésive béton/colle dans la partie supérieure de l'interface (sur une longueur variante entre 1 cm et 2 cm). Ce mode de ruine se répète systématiquement pour les 5 éprouvettes non vieilles testées. Il nous semble que cette rupture adhésive locale provient d'un mauvais serrage pendant la phase de collage car visuellement il apparaît que l'épaisseur du joint n'est pas tout à fait uniforme.

Avec le vieillissement gel/dégel, la rupture des assemblages devient mixte. En effet des zones de rupture cohésive subsistent au niveau de l'interface béton-adhésif, mais la totalité du faciès affiche une rupture



adhésive à l'interface. Alors, ce protocole de vieillissement induit de larges zones de décollement entre le béton et la résine époxyde. La présence de ces zones de rupture « adhésive » laisse penser que la rupture intervient dans la zone interfaciale contrairement au cas non vieilli où la rupture intervient principalement dans le béton à proximité de l'interface.

Ce changement de mécanisme au cours du vieillissement traduit donc un affaiblissement des propriétés mécaniques de la région interfaciale (faible transmission des efforts par le joint). Les résultats obtenus sont cohérents avec ceux de [MUK 98] qui a observé, dans des conditions de température proches (-17,8°C/20°C), le même mode de ruine après exposition aux cycles gel/dégel. En revanche, dans d'autres études [ALM 14] [SIL 08] [COL10], malgré l'exposition à un nombre très important de cycles gel/dégel (plus de 100 cycles), aucun changement au niveau du mode de rupture n'a été observé.

(a) Série POCB7nv



(b) Série POCB7v



Figure II-72 : mode de ruine des éprouvettes : (a) non vieilles (POCB7nv) et (b) vieilles (POCB7v)

#### II.6.8.2.2 Résultats numériques et contrainte de cisaillement

Après 50 cycles de gel/dégel, on observe une nette évolution des propriétés mécaniques des assemblages, avec en particulier une diminution de la rigidité (la pente de la droite de chargement est affectée par le vieillissement) et de la contrainte à la rupture. Les courbes effort-déplacement du vérin des éprouvettes testées sont présentées sur la figure II-73 et les valeurs moyennes sont récapitulées dans le tableau II-26.

La contrainte à rupture chute considérablement au cours du vieillissement. Dans le cas de la série PO10nv, la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine est d'environ  $11.6 \pm 2.2$  MPa. Cette contrainte diminue très fortement, pour la série POCB7v, elle devient  $5.1 \pm 2$  MPa.

Cette forte dégradation (56%) pourrait peut-être être attribuée à la formation de crevasses et de microfissures dans la zone interfaciale [MUK 98] [ALM 14] [AGA 14]. L'examen du faciès de ruine corrobore cette proposition puisqu'une rupture mixte dans la zone interfaciale a été observée après vieillissement.

Série	$F_{\max}$ moyenne (kN)	$\tau_{u,exp}$ moyenne (MPa)
POCB7nv	$340 \pm 64,6$	$11.6 \pm 2.2$
POCB7v	$150 \pm 58.5$	$5.1 \pm 2.1$

Tableau II-26 : Résultats obtenus pour les essais push out (séries POCB7nv, POCB7v)

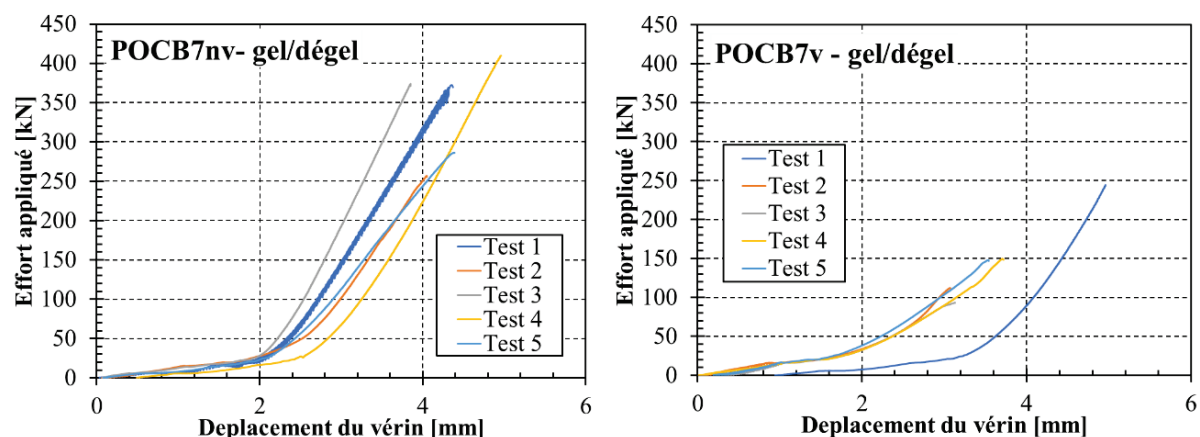


Figure II-73 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin pour la série POCB7nv

### II.6.9 Vieillissement naturel

Le but de ce test est de déterminer les effets de vieillissement naturel dans les conditions réelles de service sur le comportement et la réponse de l'assemblage collé et d'établir une relation, qualitative et quantitative, entre le vieillissement naturel et le vieillissement accéléré. Pour atteindre cet objectif, deux séries de spécimens (POCB13 et POCB14) ont été posées à l'extérieur à Villeurbanne (France) qui a un climat modéré. La série POCB13 a été exposée à l'environnement naturel pendant la période du 10 juin 2016 au 10 juin 2017 (12 mois) alors que la série POCB14 a été posée du 10 juin 2016 au 13 février 2018 (20 mois). Pendant cette durée, la température a atteint une valeur maximale de 39°C et une valeur minimale de -11°C. Les spécimens ont été espacés les uns des autres et placés dans une zone libre qui permet l'exposition complète à l'eau ou aux intempéries (pluie, neige, etc.) et au soleil.

Les résultats de ces séries seront confrontés à ceux des séries POCB12v, POCB17, POCB19 et POCB21 puisque les éprouvettes push out de ces séries ont été rectifiées et dans ce cas-là, la disparité des résultats diminue. D'autre part, nous allons voir dans la suite de cette partie que le béton a approximativement les mêmes caractéristiques mécaniques pour les trois séries vieilles POCB13, POCB14 et POCB12v, ce qui rend la comparaison entre les deux fiable et plus pertinente.

#### II.6.9.1 Caractérisation expérimentale du béton

Les résultats des essais de compression et de fendage réalisés sur les éprouvettes de béton vieilli naturellement sont récapitulés dans les tableaux II-27 et II-28 respectivement. Après 1 an de vieillissement naturel, les résistances en compression et en traction du béton sont de 63.1 et 4.6 MPa respectivement. D'autre part, après 20 mois de vieillissement naturel, la résistance en compression du béton a augmenté par rapport à sa valeur après un an de vieillissement de 63.1 à 68.1 MPa, soit une augmentation de 7.9 % et la résistance en traction diminue de 4.6 à 4.3 MPa, soit une diminution de 6.5 %. En comparant les résultats de ses séries avec la série POCB12v (10 mois de vieillissement par immersion dans l'eau chaude (45°C)), nous pouvons conclure qu'il y a une amélioration de la résistance du béton à cause de la poursuite de l'hydratation du ciment. Les trois séries ont les mêmes résistances approximativement après le vieillissement. Cette conclusion peut également être dégagée si on fait la comparaison avec les séries non vieilles POCB17, POCB19 et POCB21 où la résistance en compression du béton testé à 77, 78 et 42 jours étaient de 51.1, 44.6 et 47.6 MPa respectivement. La performance du béton s'est nettement améliorée après le vieillissement naturel.

Série	Eprouvette	Age du béton	Force de ruine (kN)	Résistance en compression (MPa)	Résistance moyenne en compression (MPa)
POCB13	Cube 1	515 jours	570	57.0	63.1 ± 4.6
	Cube 2		619	61.9	
	Cube 3		664	66.4	
	Cube 4		669	66.9	
POCB14	Cube 1	761 jours	588	58.8	68.1 ± 6.2
	Cube 2		715	71.5	
	Cube 3		704	70.4	
	Cube 4		715	71.5	

Tableau II-27 : Résultats des essais de compression (séries POCB13&amp;POCB14)

Série	Eprouvette	Age du béton	Force de ruine (kN)	Résistance en traction (MPa)	Résistance moyenne en traction (MPa)
POCB13	Cylindre 1	515 jours	366	4.6	4.6 ± 0.1
	Cylindre 2		371	4.6	
	Cylindre 3		360	4.5	
POCB14	Cylindre 1	761 jours	357	4.5	4.3 ± 0.3
	Cylindre 2		356	4.4	
	Cylindre 3		322	4.0	

Tableau II-28 : Résultats des essais de fendage (séries POCB13&amp;POCB14)

### II.6.9.2 Caractérisation expérimentale de l'adhésif

Le tableau II-29 récapitule les résultats des essais de traction réalisés sur la colle massive après le vieillissement naturel. Quatre éprouvettes haltères équipées de jauges ont été testées pour identifier les valeurs moyennes de déformation ultime à rupture et du module d'Young. Les courbes d'évolution de la contrainte en fonction de la déformation axiale, pour les deux séries POCB13 et POCB14, sont présentées sur la figure II-74. Pour la série POCB13, la contrainte ultime, la déformation ultime moyenne à rupture et le module d'Young sont de 9.5 MPa, 1371  $\mu\text{m.m}^{-1}$  et 7.5 GPa, respectivement. Après 20 mois de vieillissement naturel, nous remarquons que la déformation ultime et la contrainte ultime sont légèrement améliorées par rapport à celles trouvées après un an d'exposition à l'extérieur (augmentation de 9.1 % et 3.1 %, respectivement) alors que le module d'Young a diminué de 7.5 à 6.9, soit une diminution de 8 %. Les propriétés de l'adhésif ainsi mesurées sont assez proches de celles des séries POCB12nv et POCB11nv, ce qui tend à montrer que le vieillissement naturel à l'extérieur est équivalent au vieillissement naturel à l'intérieure. Toutefois, cette analyse est à prendre avec précaution en raison de la forte dispersion des valeurs de propriétés mécaniques de l'adhésif.

Concernant la température de transition vitreuse, on remarque qu'après le vieillissement naturel la valeur moyenne de Tg est de 42°C pour les deux durées de vieillissement (12 et 20 mois).

Séries	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contrainte moyenne à rupture	Module d'Young	Tg
		$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa	$^{\circ}\text{C}$
POCB13	377 jours	$1371 \pm 225$	$416.8 \pm 66.6$	$9.5 \pm 1.7$	$7.5 \pm 0.7$	$42 \pm 1$
POCB14	622 jours	$1494 \pm 673$	$392.9 \pm 98.1$	$9.8 \pm 2.2$	$6.9 \pm 1.4$	$42 \pm 2$

Tableau II-29 : Propriétés thermomécaniques de l'adhésif après le vieillissement naturel (série POCB13&amp;POCB14)

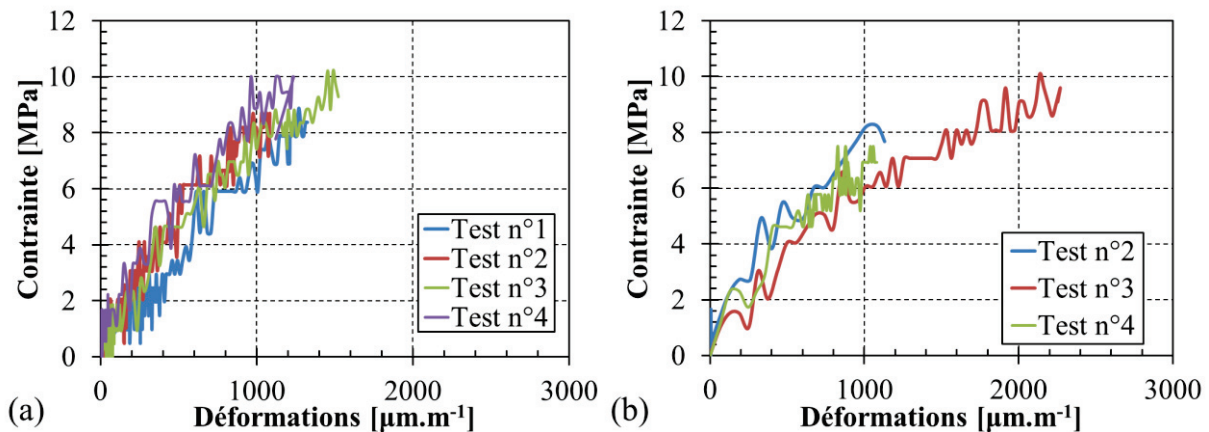


Figure II-74 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif des séries (a) POCB13 et (b) POCB14

### II.6.9.3 Résultats des essais push out

La figure II-75 présente les courbes effort-déplacement du vérin des éprouvettes testées après le vieillissement naturel et le tableau II-30 récapitule les résultats obtenus.

Après un an de vieillissement naturel, la contrainte de cisaillement moyenne est de 8.1 MPa. En comparant cette valeur avec les valeurs trouvées pour les séries non vieilles (POCB15, POCB19 et POCB21), nous constatons qu'il y a une chute de cette contrainte après le vieillissement. Cette chute varie entre 27.7 % (par comparaison avec POCB17 et POCB19) et 37.7 % (par comparaison avec POCB21). En revanche, les éprouvettes exposées à l'extérieur pour une durée de 20 mois présentent une contrainte ultime moyenne de 10,1 MPa qui est plus importante que la valeur trouvée après un an de vieillissement. Le pourcentage d'augmentation est d'environ 25 %. Cette amélioration pourrait être expliquée par la différence possible dans le degré de polymérisation de l'adhésif. En effet, l'adhésif présente un fort retrait pendant sa polymérisation et la mise en œuvre des assemblages impose une fixation des substrats. Cela induit des contraintes résiduelles dans le joint adhésif qui peuvent être relaxées par l'effet plastifiant de la prise en eau de l'adhésif [BOW 96] expliquant ainsi la hausse de la contrainte à la rupture avec le vieillissement. Après la relaxation de ces contraintes résiduelles, les effets néfastes de l'eau comme la plastification et l'hydrolyse deviennent dominants [BOW 96] et la dégradation du joint d'adhésif commence. Selon le degré de polymérisation ou réticulation de l'adhésif dans l'assemblage, les effets de vieillissement peuvent changer.

D'autre part, si on suppose que la série POCB12nv est la série de contrôle, nous remarquons que la chute dans le cas de vieillissement naturel est beaucoup moins importante que dans le cas de vieillissement par immersion dans l'eau à 45°C. La perte après un an de vieillissement naturel est de 19.8 % et tandis que dans le cas d'immersion est de 71%, environ 4 fois plus importante. Le vieillissement accéléré a tendance à surestimer la perte de contrainte de résistance au cisaillement ultime.

Quant au mode de ruine, la rupture qui était cohésive dans le béton pour toutes les séries non vieilles est devenue mixte après le vieillissement naturel. Les faciès de ruine des éprouvettes rompues des séries POCB13 et POCB14 présentés sur les figures II-76 et II-77, révèlent la présence de trois modes de ruine : rupture adhésive dans la région interfaciale colle/béton, rupture cohésive dans la colle et rupture cohésive dans le béton. Une observation plus fine de ces faciès montre que l'épaisseur de la couche de colle résiduelle est très faible (quelques micromètres). La rupture peut néanmoins être considérée comme cohésive dans la zone mixte béton/adhésive. À partir des résultats obtenus avec les différents essais de vieillissement accélérés réalisés, le changement de mode de ruine peut être attribué aux effets combinés de l'eau et de la température, spécialement pendant l'hiver, où la congélation des molécules d'eau absorbées par le béton ou l'époxy peut favoriser la propagation de microfissures dans les matériaux mêmes et également dans la région interfaciale provoquant une dégradation des matériaux. Ce même mode de rupture a été observée par [MUK 98] pour des éprouvettes de béton renforcées par une plaque de GFRP qui sont exposées à des cycles d'immersion dans l'eau salée/séchage et à des cycles de gel/dégel dans l'air (double exposition).

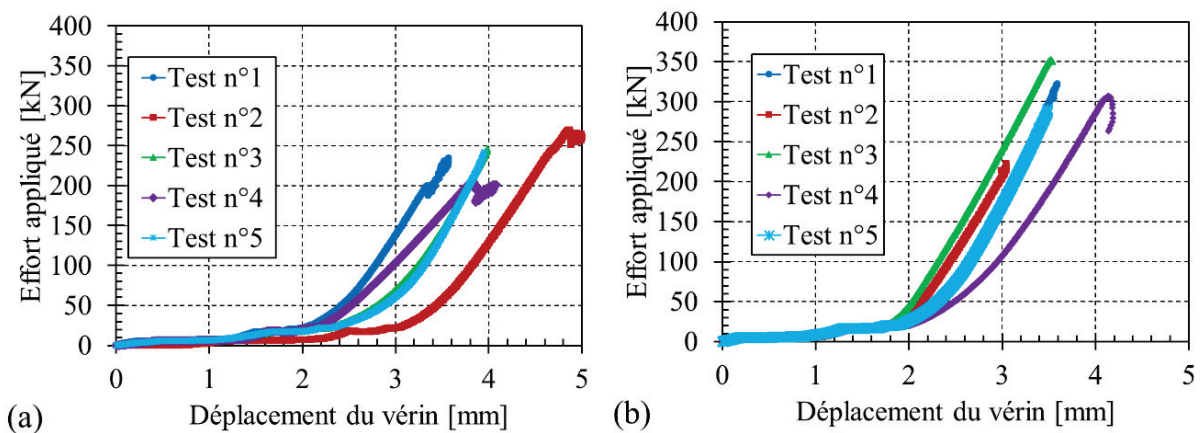


Figure II-75 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin pour les séries (a) POCB13 et (b) POCB14

Série	Eprouvette	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>max</sub> moyenne (kN)	τ <sub>u,exp</sub> (MPa)	τ <sub>u,exp</sub> moyenne (MPa)
POCB13	1	234,94	239,6 ± 23,5	7,9	8,1 ± 0,8
	2	270,08		9,2	
	3	246,17		8,4	
	4	204,84		6,9	
	5	242,18		8,2	
POCB14	1	318,26	296,2 ± 47,5	10,9	10,1 ± 1,6
	2	222,81		7,6	
	3	352,18		12,0	
	4	296,78		9,9	
	5	291,00		9,9	

Tableau II-30 : Résultats obtenues pour les essais push out (séries POCB13&POCB14)





Figure II-76 : Faciès de ruine des éprouvettes vieilles naturellement pendant 1 an (série POCB13)



Figure II-77 : Faciès de ruine des éprouvettes vieilles naturellement pendant 20 mois (série POCB14)

## **II.7 Bilan**

Le travail présenté dans ce chapitre a permis de mieux comprendre le comportement mécanique instantané des assemblages collés. Nous avons aussi montré l'influence du vieillissement hygrothermique accéléré sur les propriétés mécaniques ultimes du collage.

Dans un premier temps, nous avons choisi un test susceptible d'être utilisable pour caractériser notre assemblage collé. C'est l'essai push out qui a été sélectionné en raison de sa simplicité, sa facilité de mise en œuvre, la facilité de confection des corps d'épreuve et notamment en raison de sa capacité à solliciter le joint d'adhésif en cisaillement pur. D'abord, une étude de l'influence du traitement de surface du pultrudé et du mode de serrage a été présentée. Les résultats nous ont conduit à conclure qu'un ponçage léger avec double maintien des dalles lors de la phase de collage permet d'éviter la rupture adhésive à l'interface colle/béton et conduit à une rupture totalement cohésive dans le béton. Ensuite, nous avons présenté une étude expérimentale réalisée dans le but d'établir une méthodologie commune de confection des corps d'épreuve permettant de réduire la disparité et d'assurer la reproductibilité. Les résultats de cette étude nous amènent à conclure que la rectification des surfaces de contact de l'éprouvette est un facteur clé pour rendre les résultats plus cohérents et plus fiables. Cette étude a également montré que l'épaisseur du joint et le mode de chargement n'ont pas une influence significative sur la contrainte de cisaillement ultime. Par contre, l'influence de la forme du profilé pultrudé est importante et doit être prise en considération dans le cas de l'utilisation de l'essai push out pour le dimensionnement des éléments de structures.

Dans un second temps, l'étude de la durabilité de l'assemblage collé a été menée grâce à des essais de vieillissement accéléré proposés en se basant sur les éléments trouvés dans la littérature.

En préambule à cette étude de durabilité, la caractérisation des matériaux constitutifs de l'assemblage a tout d'abord été réalisée au moyen de tests de compression et de traction.

Pour l'adhésif massif, l'étude révèle que l'adhésif subit une modification significative de ses propriétés mécaniques au cours du vieillissement. Dans le cas d'une immersion, une augmentation de la déformation à rupture avec une dégradation du module d'Young et une contrainte ultime quasiment constante ont été observées pour toutes les durées d'immersion étudiées en raison du phénomène de plastification. En revanche, dans le cas de l'exposition aux cycles gel/dégel, une réduction de la déformation ultime avec une légère amélioration de la contrainte ultime et du module d'Young ont été enregistrées. Le vieillissement de l'adhésif se traduit thermo-mécaniquement par une baisse des propriétés mécaniques et de la transition vitreuse.

Par ailleurs, la performance du béton a été améliorée après l'immersion dans l'eau et dans le cas du vieillissement naturel en raison de la poursuite du processus de l'hydratation du ciment. En revanche, l'exposition aux cycles gel/dégel a abouti à une légère dégradation de ses propriétés mécaniques.

Concernant l'assemblage collé, la prise en eau de l'assemblage entraîne une dégradation de l'interface adhésif/béton par l'eau notamment au niveau de la région interfaciale. Les assemblages perdent une partie de leurs propriétés mécaniques après l'immersion. Le pourcentage de dégradation augmente avec l'augmentation de la durée d'immersion et atteint 70,1 % à 10 mois d'immersion. De même, les résultats de l'exposition aux cycles gel/dégel suggèrent une forte dégradation de la contrainte ultime de cisaillement, où une perte de l'ordre de 56 % a été obtenue. En revanche, le vieillissement naturel de l'assemblage a abouti à une réduction moins importante de la contrainte de cisaillement ultime par comparaison avec les résultats de vieillissement accéléré.

A partir de ces essais il a été également possible de constater que les effets du vieillissement hygrothermique (immersion dans l'eau et vieillissement naturel) sur la résistance de cisaillement ultime de l'assemblage dépendent principalement de la quantité d'eau diffusée au sein du matériau, de la qualité de l'interface et de la durabilité du joint. En effet, pour toutes les éprouvettes immergées dans l'eau, le mode de ruine est devenu mixte : adhésive à l'interface colle/béton et cohésive dans la colle. Ce mode est expliqué par la dégradation de l'interface et de l'adhésif qui peut amorcer une rupture prématurée de l'assemblage. Cela signifie que le joint de colle et la zone interfaciale colle/béton sont les points les plus sensibles à la présence de l'eau. En revanche, après exposition à des cycles gel/dégel, l'examen du faciès du ruine a montré que la fissuration du béton dans la région interfaciale et à proximité de l'interface est responsable de la perte observée où une rupture mixte adhésive à l'interface colle/béton avec l'arrachement d'une fine couche du béton a été observée après l'exposition.

CHAPITRE III  
MODELISATION DE L'ESSAI  
PUSH OUT

Verily, knowledge is a lock and its key  
is the question

Imam Jafar al-Sadiq (As)



## **CHAPITRE III : MODELISATION DE L'ESSAI PUSH-OUT**

### **III.1 Introduction**

Dans ce chapitre, un modèle numérique 3D implémenté dans le code de calcul d'éléments finis Cast3M (développé par le CEA - Commissariat à l'Energie Atomique en France) est présenté. Son objectif est de prédire de façon précise, en fonction des caractéristiques des matériaux assemblés, le comportement mécanique sous chargement instantané, les états de contraintes et de déformations dans les substrats et à l'interface et le mode de ruine de l'assemblage. Pour ce faire, un modèle couplant plasticité endommagement, non local, a été retenu pour simuler le comportement du béton et un modèle orthotrope a été adopté pour le pultrudé. Pour modéliser le joint de colle entre les deux substrats, des éléments d'interface ont été utilisés.

Des simulations complémentaires sont également présentées pour déterminer les conditions optimales pour avoir la convergence du calcul dans la plus courte durée et une étude comparative entre les éléments massiques et les éléments d'interface a été réalisée pour mettre en évidence les améliorations apportées par l'introduction des éléments d'interface.

Ce chapitre est donc divisé en cinq parties :

- Dans la première partie, nous présentons les modèles retenus pour chaque matériau et les différents paramètres à identifier ainsi que la technique de régularisation utilisée pour limiter le phénomène de localisation de l'endommagement.
- Dans la seconde, l'implantation numérique du modèle dans le code implicite des éléments finis Cast3m est abordée. Des tests de convergence sont d'abord réalisés afin de valider l'implantation du modèle et déterminer le maillage optimal.
- Dans la troisième partie, l'identification des paramètres mécaniques qui interviennent dans les modèles de comportement de matériaux est abordée. L'approche expérimentale et les différents essais réalisés ainsi que les résultats obtenus seront présentés.
- Dans la quatrième partie, pour valider le pouvoir prédictif du modèle à l'échelle de l'assemblage, la confrontation entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques des simulations sera présentée.
- Enfin, le modèle, validé lors de la précédente étape, est utilisé pour une étude paramétrique visant à caractériser l'influence de paramètres géométriques sur le comportement de l'assemblage collé.

### **III.2 Analyse numérique par la méthode des éléments finis**

Parmi les modèles numériques disponibles dans la littérature, la méthode des éléments finis a été largement utilisée. La modélisation d'un joint collé a fait l'objet de nombreuses études, notamment dans le cas d'assemblages à simple et double recouvrement [WOO 71] [GUE 77] [KEL 05]. Une des premières analyses par éléments finis d'un joint à simple recouvrement a été publiée en 1971 par Wooley et Carver [WOO 71], ils ont utilisé des éléments de contraintes planes pour mailler l'assemblage simulé et la couche adhésive entre les deux substrats a été modélisée avec deux rangées d'éléments pour suivre l'évolution des contraintes à travers l'épaisseur d'adhésif. Après, de nombreux autres modèles bidimensionnels ont été proposés. Des analyses linéaires similaires ont été effectuées par Gues *et al.* en 1977 [GUE 77]. Ils ont utilisé un maillage plus raffiné, ce qui leur a permis d'identifier des gradients de contraintes significatifs à travers l'épaisseur de l'adhésif. Keller et Vallée [KEL 05] ont montré, en modélisant en 2 dimensions, un joint à simple et double recouvrement l'importance d'un maillage serré aux extrémités du joint de colle pour prendre en compte les effets de bords. Ils ont aussi montré que l'épaisseur du joint n'a pas une influence significative sur la distribution des contraintes à l'interface. Des modèles 2D incorporant des non-linéarités ont également été développés. [HAR 84] [DEC 05] [SAH 17] ont incorporé les non-linéarités matérielles et géométriques dans leurs analyses.



Des éléments spécifiques ont été développés pour modéliser la couche d'adhésive. Ces éléments peuvent être utilisés avec des éléments de contraintes planes ou de déformations planes, ainsi qu'avec des éléments de coque ou de poutre. Rao et Yadagiri [RAO 82] ont développé un modèle spécial, en état plan de déformations, avec des éléments iso-paramétriques à six nœuds pour la couche de colle. Ces derniers (ressorts en traction, compression, cisaillement) sont compatibles avec les éléments à huit nœuds qui constituent le substrat. Seulement, ce modèle est limité à des cas de géométrie et de chargement simples et ne prend pas en compte le comportement non linéaire des matériaux. Reddy et Roy [RED 88] ont développé un élément spécial pour les analyses non linéaires géométriques et matérielles. Lin et Lin [LIN 93] ont introduit un élément qui représente à la fois la couche adhésive et les substrats et qui est basé sur la théorie des poutres de Timoshenko. Les nœuds de l'adhésif coïncident avec ceux du substrat grâce à des conditions de compatibilité en déplacement.

Toutes les modélisations par éléments finis mentionnées ci-dessus sont bidimensionnelles. Cependant, même pour un joint d'adhésif simple tel que joint à simple recouvrement, les contraintes sont de nature tridimensionnelle. Plusieurs auteurs ont réalisé des calculs tridimensionnels linéaires et/ou non linéaires. Ces auteurs ont montré que les distributions de contraintes dans les substrats et les adhésifs, près de la surface libre, sont très différentes de celles qui se produisent à l'intérieur [TAY 96] [PAN 01]. En plus, les modèles en trois dimensions sont plus intéressants, le calcul de contraintes précises aux interfaces substrat-adhésif est de première importance pour évaluer le mode de ruine. La rupture des joints d'adhésif se produit habituellement dans le substrat (rupture cohésive) ou aux interfaces substrat-adhésif (rupture adhésive). Les modèles 3D ont donc l'avantage de pouvoir simuler le comportement de structures à géométrie plus complexe et de mieux reproduire la distribution des contraintes autour du joint et dans les substrats.

Des éléments spécifiques pour modéliser la couche d'adhésif ont également été développés pour des modélisations tridimensionnelles. Edlund et Klarbring [EDL 92] ont développé un élément qui permet de rendre compte du comportement non linéaire. Ils ont supposé que la couche adhésive est d'épaisseur négligeable et a un comportement élastique linéaire. Andruet *et al.* [AND 01] ont comparé les résultats d'un calcul éléments finis en deux et trois dimensions d'un essai à simple recouvrement, basé sur l'utilisation d'éléments coques pour les substrats et des éléments massifs avec des nœuds décalés dans les plans intermédiaires des substrats pour l'adhésif. Les nœuds dans le demi-plan du substrat sont liés à ceux de l'adhésif de façon à assurer continuité des déplacements à l'interface qui est maintenue grâce à des fonctions d'interpolation quadratiques dans le plan des éléments parallèles au plan moyen du substrat. La formulation de l'élément peut prendre en compte les non-linéarités géométriques et les effets thermiques et l'humidité. Du fait de l'utilisation des éléments coques ou poutres, ces modèles sont restreints au cas de structures fines (joint à simple recouvrement...).

Ensuite, une option très intéressante a été développée. Les éléments continus utilisés traditionnellement sont remplacés par des éléments d'interface ou éléments joints pour modéliser le joint d'adhésif. Un des principaux avantages est que l'on peut facilement combiner ces éléments avec d'autres car ils utilisent les mêmes variables nodales que les éléments continus. La couche d'adhésif est alors modélisée par une surface d'épaisseur nulle. Cette surface est définie par la normale entre les deux substrats (direction de décollement).

Goncalves *et al.* [GON 02] ont présenté un modèle d'analyse par éléments finis tridimensionnels des joints à simple recouvrement. Le modèle considère les non-linéarités géométriques et matérielles. Les substrats et l'adhésif sont maillés par des éléments massifs et les interfaces sont modélisées par des éléments d'interface. Les résultats mettent en évidence la nature tridimensionnelle des contraintes et l'influence des non-linéarités matérielles sur le comportement du joint. En plus, d'autres auteurs ont vérifié la fiabilité de ce type d'élément [CRE 08] [NGU 09] [MEA 12].

Dans la littérature, de nombreux auteurs ont traité le problème de la modélisation de l'essai push out pour les différents types de connexion des assemblages acier/béton [SIL 07] [NGU 09] [MEA 12]. Si Larbi *et*

*al.* [SIL 07] ont modélisé en trois dimensions un essai push out pour une éprouvette béton-acier collée. Les matériaux béton, acier et adhésif époxyde adoptent un comportement élastique linéaire isotrope. Ils ont utilisé des éléments volumiques tétraédriques à 10 noeuds, et trois degrés de liberté chacun. Le maillage est resserré au niveau de l'adhésif (éléments d'environ 0.4 mm) et très lâche loin de l'interface. Nguyen et Kim [NGU 09] ont modélisé l'essai push out pour une éprouvette constituée de deux blocs du béton armés connectés à un profilé en acier par des goujons (Headed stud). Un modèle tridimensionnel sur Abaqus a été développé. Les éléments briques à 8 noeuds et 3 degrés de liberté par noeud (C3D8R) ont été utilisés pour mailler les substrats et les goujons. Un modèle couplé plasticité/endommagement est utilisé pour modéliser le comportement du béton. Le profil d'acier, les armatures et les goujons adoptent un comportement élastique plastique écrouissable. Pour modéliser l'interface entre le béton et les semelles du profilé d'acier, des éléments cohésifs à 8 noeuds (COH3D8) et de faible épaisseur (0.5 mm) ont été introduits entre les blocs du béton et les semelles du profilé d'acier. Le maillage utilisé était très serré autour de l'interface (éléments de taille 3 mm) et très lâche ailleurs (25 mm). Meaud [MEA 12] a modélisé en trois dimensions des essais push out pour des éprouvettes collés acier-béton sur le code d'éléments finis Cast3m. Le comportement du béton a été modélisé par un modèle couplé plasticité/endommagement avec une formulation non-locale et celui de l'acier a été modélisé par une loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique. Les substrats ont été modélisés par des éléments d'interpolation linéaire de forme tétraédrique à 4 noeuds tandis que pour modéliser le joint d'adhésif entre les dalles du béton et le profilé d'acier, des éléments d'interface d'épaisseur nulle (JOT3) ont été utilisés. La plus petite taille d'éléments était au niveau de l'interface (2.5 mm) et la plus importante était de 20 mm dans les zones loin de l'interface.

Pour conclure, pour les assemblages les plus élémentaires comme le joint collé à simple recouvrement, la modélisation en 2D semble bien adaptée. Cependant, dans le cas de configurations géométriques plus complexes, il est impossible de décrire de façon précise le champ de contraintes au sein de l'adhésif où les effets de bords sont importants et il faut alors recourir à une modélisation tridimensionnelle. Cette approche tridimensionnelle permet de modéliser un grand nombre de structures, avec des géométries quelconques, en prenant en compte le comportement non linéaire des matériaux de façon précise. De plus, un modèle 3D permet de tenir compte des effets de flexion, du cisaillement dans l'adhésif, des effets de bords dans le joint et n'est pas limitée aux configurations simples d'assemblages sollicités par des efforts unidirectionnels comme les modèles 2D où le modèle 3D permet d'étudier de cas des chargements complexes et multidirectionnels.

Dans notre cas, la modélisation tridimensionnelle par éléments finis est retenue pour modéliser l'éprouvette push out. Du fait de la faible épaisseur du joint de colle utilisé, les éléments d'interface seront retenus dans la modélisation pour limiter le nombre de degrés de liberté du modèle. Les éléments finis volumiques seront utilisés uniquement pour mailler les substrats (dalle béton et profilé pultrudé) en prenant en compte le comportement non linéaire du béton pour garantir une modélisation fiable de la réponse non linéaire de notre assemblage.

Dans la suite, nous présenterons de façon plus détaillée les différents modèles retenus pour reproduire les lois de comportement des différents matériaux constituant l'assemblage ainsi que la stratégie de maillage retenue et le modèle numérique introduit dans le code de calcul d'éléments finis Cast3m développé par le CEA - Commissariat à l'Energie Atomique en France.

### ***III.3 Modélisation du comportement du béton***

#### ***III.3.1 Comportement du béton***

##### ***III.3.1.1 Comportement en traction uni-axiale***

Un essai de traction directe sur une éprouvette de béton est compliqué à réaliser. On préfère souvent, si l'on cherche à connaître uniquement la résistance en traction d'un béton, utiliser un essai de flexion quatre

points ou un essai de fendage (également appelé essai brésilien). En revanche, pour accéder au comportement post-pic du béton, il faudra avoir recours à des techniques plus sophistiquées [NED 95] [HAI 02].

Les essais de traction directe du béton sont cependant assez peu réalisés et les résultats obtenus dépendent fortement de la méthode d'essai retenue. La figure III-1 représente la réponse d'un essai de traction directe réalisé par Terrien sur un béton ordinaire. La courbe nous permet de distinguer deux phases de comportement ; au début du chargement (jusqu'à 50-60 % de la résistance en traction «  $f_t$  ») le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur avant d'atteindre le pic de contrainte. Une fois le pic atteint ( $\sigma = f_t$ ), la contrainte chute brutalement et ensuite d'une façon moins accentuée (phase d'adoucissement).

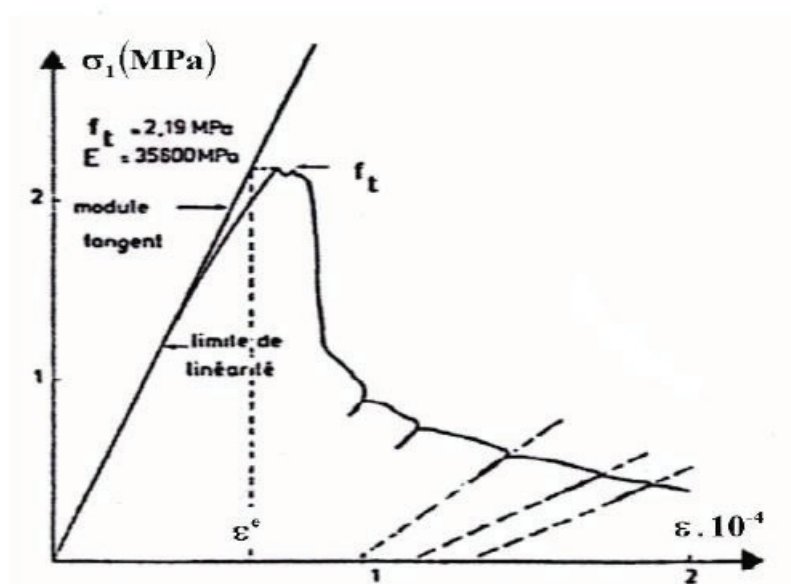


Figure III-1 : Traction simple (Terrien 1980)

En traction, la non-linéarité apparaît très rapidement et de façon importante. La propagation des fissures s'effectue dans la pâte de ciment en contournant les granulats, plus résistants. La fissuration n'est donc pas parfaitement perpendiculaire au chargement ce qui provoque des frottements internes qui se traduisent par des déformations permanentes [NED 95] [HAI 02] [CHA 09]. Comme la déformation à la rupture en traction est faible, il est courant de ne pas modéliser les déformations anélastiques ou post-pic pour simplifier le calcul et l'identification des paramètres.

### III.3.1.2 Comportement en compression simple

En raison de la facilité de réalisation de l'essai de compression, le comportement en compression du béton est plus facilement accessible que celui en traction. L'essai de résistance en compression uni-axiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer la caractéristique fondamentale de ce matériau sur le plan industriel.

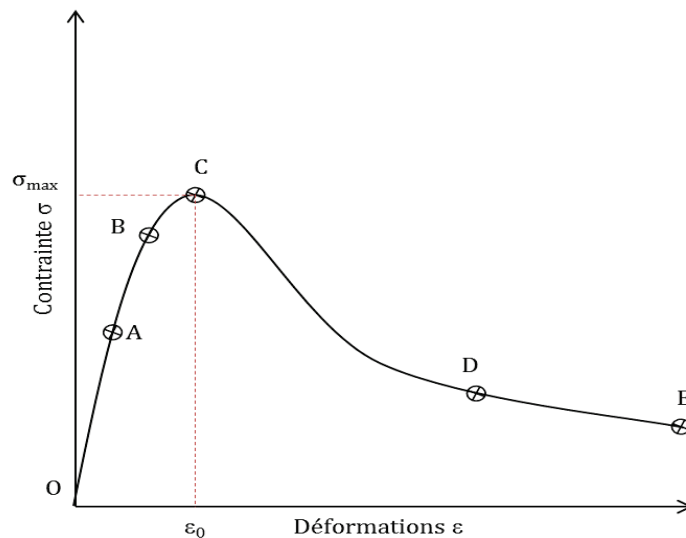


Figure III-2: phases du comportement en compression du béton

En compression simple, la rupture présente un caractère ductile. D'après le diagramme de la figure III-2, trois phases du comportement du béton peuvent être identifiées, à savoir [TRA 09] [HAI 02] :

- La phase quasi-élastique jusqu'à 40 à 50 % (OA) de la contrainte maximale  $\sigma_{max}$ , caractérisée par un module d'Young  $E_0$ , et un coefficient de poisson  $\nu_0$  constants, les déformations (longitudinales et transversales) sont quasi-nulles. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement.
- Apparition de microfissures (AB). Cette phase s'étend de 50 % à 80 %  $\sigma_{max}$ . dans cette phase, le coefficient de Poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité décroît légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente, tandis que la déformation latérale reste nulle. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton.
- Développement rapide des microfissures (BC), pour 80% à 100 %  $\sigma_{max}$ . Le coefficient de Poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors que l'on constate une forte diminution du module d'élasticité (jusqu'à  $E_0/2$ ). L'évolution des caractéristiques dans cette phase rend le matériau anisotrope.
- Apparition et propagation de macro-fissures dues à la localisation de la déformation (CD). La déformation augmente fortement, tandis que le module sécant diminue.
- Augmentation très rapide de la déformation tandis que la contrainte diminue lentement (DE). La vitesse de propagation des fissures diminue suite au frottement entre les granulats qui transmettent une résistance aux lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la contrainte.

La rupture en compression du béton s'initie par la propagation des fissures principalement verticales parallèles au chargement qui apparaissent peu avant d'atteindre la contrainte maximale, avant la phase de localisation et de dilatance. Le mécanisme gouvernant la non-linéarité du comportement est principalement l'endommagement qui se traduit expérimentalement par l'apparition de microfissures et par la formation de vides dans le volume du béton. Cet endommagement provoque la diminution de la raideur et l'apparition de déformations permanentes dues à l'ouverture des fissures [NED 95] [HAI 02] [CHA 09].

### III.3.1.3 Comportement à modéliser

En se basant sur les observations présentées ci-dessus, selon le mode de chargement, le modèle numérique à retenir doit reproduire les principaux comportements suivants :

1. Le comportement dissymétrique entre traction et compression,

2. Le comportement isotrope élastique linéaire initial du béton en traction et en compression en supposant que le module d'élasticité est le même dans les deux cas de chargement,
3. Le comportement post-pic adoucissant aussi bien en traction qu'en compression,
4. L'endommagement et la perte de raideur due de l'apparition des fissures,
5. L'apparition de déformations permanentes du fait de l'ouverture des microfissures.

Pour répondre à ces besoins, on peut donc envisager un modèle continu couplant endommagement et plasticité, capable de modéliser le comportement du béton sous les différents types de chargements. C'est le modèle qu'on va présenter par la suite.

### ***III.3.2 Couplage endommagement et plasticité***

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches [HAI 02] [JAS 04] [KRA 07] [CHA 09] dans le but de trouver une loi globale qui pourrait décrire d'une façon complète et précise tous les aspects comportementaux réels du béton. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton.

Le fait de coupler l'endommagement et la plasticité permet de décrire à la fois l'irréversibilité des déformations, la dégradation des caractéristiques élastiques et l'adoucissement post-pic de la réponse contrainte-déformation [JAS 04] [KRA 07].

Dans le cas où la plasticité et l'endommagement sont réellement couplés, le couplage est présenté sous forme implicite par des relations entre les variables internes différentes d'endommagement et de plasticité en utilisant simultanément un critère de plasticité et un critère d'endommagement. Ces variables sont d'une part le tenseur de déformation plastique  $\varepsilon^p$  et éventuellement une variable d'écrouissage «  $r$  » pour le comportement irréversible et d'autre part la variable d'endommagement  $D$ , qui est un scalaire dans le cas où l'endommagement est considéré isotrope. Les évolutions de ces variables peuvent alors être pilotées dans deux espaces différents par des quantités différentes (généralement les contraintes pour la plasticité et les déformations pour l'endommagement). Ce couplage permet de reproduire fidèlement le comportement réel du béton mais présente l'inconvénient de nécessiter un grand nombre de paramètres à déterminer (jusqu'à 20, comprenant ceux de la partie plastique et ceux de la partie d'endommagement).

Plusieurs approches de couplage ont été déjà proposées dans la littérature pour combiner la plasticité et l'endommagement dans une seule relation constitutive. Un des premiers modèles de couplage a été proposé par Lemaitre et Chaboche en 1991 [LEM 91] pour simuler la rupture ductile des métaux où l'endommagement est piloté par le développement des déformations. Cette approche a été utilisée ultérieurement par Meschke et Lackner en 1997 [MES 97] et Krätzig et Pölling en 2004 [KRÄ 04] pour modéliser le comportement du béton en compression. Cette approche n'est pas appropriée pour décrire le comportement du béton en traction où l'endommagement devient dominant et apparaît avant le développement de la plasticité.

Une autre approche a été proposée par plusieurs auteurs pour mieux décrire le comportement dissymétrique du béton. Cette deuxième approche est basée sur le concept de la contrainte effective où la surface seuil n'est plus exprimée en termes de contraintes totales, mais devient une fonction des contraintes effectives dans le matériau non endommagé [MAZ 89] [LEE 98] [SIM 87(2)]. Dans cette approche, l'évolution de l'endommagement peut être pilotée par les déformations élastiques [JAS 04] [KRA 07], les déformations plastiques [GRA 06] ou encore par les déformations totales [WU 06]. Enfin, une dernière approche est utilisée par Luccioni *et al.* [LUC 96] et Armero et Oller [ARM 00] où la contrainte totale est utilisée dans l'expression de la surface seuil. Dans ces deux dernières approches, la



théorie de la mécanique de l'endommagement est utilisée pour modéliser le processus d'endommagement et la théorie de plasticité est utilisée pour considérer la déformation résiduelle et la dilatation du volume. Ces méthodes sont assez compliquées, car plusieurs paramètres comme les paramètres plastiques et les paramètres d'endommagement doivent être déterminés.

Dans notre étude, pour décrire le comportement adoucissant du béton dû à la propagation progressive des microfissures (perte de rigidité), c'est la deuxième approche qui combine la mécanique de l'endommagement et la mécanique de plasticité qui sera retenue. En effet d'un point de vue pratique et numérique, le découplage entre les critères de plasticité et d'endommagement ainsi que l'utilisation du concept de contrainte effective peut faciliter et simplifier l'implémentation du modèle dans le code d'éléments finis [KRA 07].

Dans la suite de ce paragraphe, nous présentons les formulations et les équations de bases des modèles de plasticité et d'endommagement qui seront utilisés dans notre modélisation. L'objectif est de mettre en évidence les avantages et les limitations de ces deux modèles de base et de préciser les apports du couplage entre ces deux modèles.

La présentation qui suit ne prétend alors pas être exhaustive. Son but est d'introduire des notions permettant de comprendre les mécanismes d'évolution de l'endommagement et de la déformation plastique afin de faciliter l'identification des paramètres utiles pour l'implémentation du modèle dans le code d'éléments finis Cast3m.

### ***III.3.2.1 Modèle de plasticité***

Les modèles de comportement élastoplastiques ont originellement été développés pour modéliser le comportement des métaux [Hil 50]. Cette formulation a été adaptée au béton dans le cadre de théorie thermodynamique [GEO 03]. Lorsqu'un matériau est endommagé (ou fissuré) sous des sollicitations extérieures puis déchargé, les microfissures ne se referment pas totalement. La rugosité des fissures formées durant le chargement empêche le retour à l'état initial. C'est le cas du béton. On dit alors qu'il y a une dissipation de l'énergie par microfissuration.

De nombreux modèles de plasticité associés avec les autres phénomènes non-linéaires ont été élaborés, afin de traiter les différents phénomènes liés au comportement complexe du béton. Dans notre travail, le critère de plasticité doit remplir les objectifs suivants afin de bien simuler le comportement du béton [GEO 03] :

- i. Reproduire les effets de plasticité : apparition de phénomènes irréversibles et la perte de rigidité au cours du chargement,
- ii. Reproduire le comportement volumique passage d'un état contractant vers dilatant sous compression.

En utilisant les différents critères de plasticité, on peut définir le domaine à l'intérieur duquel le matériau reste élastique. Pour le béton, la rupture a lieu en traction pour une déformation et une contrainte beaucoup plus faible qu'en compression. Pour reproduire cette dissymétrie, on peut soit utiliser deux (ou plusieurs) surfaces seuils différentes, soit une seule non symétrique selon les différents critères de plasticité et les différentes lois d'écrouissage, par exemple pour décrire le comportement en compression plusieurs critères sont utilisés comme le critère de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, etc., tandis que pour le comportement en traction un modèle de fissuration élastique avec les critères de fissuration de Rankine ou Ottosen est souvent adopté [QUO 03] [CHA 09].

L'inconvénient du plus grand nombre des modèles plastiques est la non-considération de la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture et encore dans le cas des bétons à haute résistance, ces modèles ne sont pas capables de simuler le comportement du béton qui est plutôt fragile. Pour cette raison, les modèles élastoplastiques tenant compte de la localisation de la déformation et de la perte de rigidité

dans les zones plastiques (endommagement) sont les tendances de recherche actuelles [JAS 04] [QUO 03].

### III.3.2.2 Modèle d'endommagement isotrope

L'endommagement est la détérioration des propriétés mécaniques d'un matériau qui se traduit par des discontinuités surfaciques par les microfissures, ou volumiques par les cavités. Le but de la théorie de l'endommagement est de disposer d'un outil capable de modéliser via les variations des caractéristiques élastiques, la dégradation progressive du matériau en fonction du chargement et donc le phénomène d'adoucissement des contraintes. Le modèle doit alors simuler la perte de rigidité du matériau due à la propagation des microfissures sous l'action extérieure. Pour ce faire, une nouvelle variable interne au sens de la thermodynamique notée  $D$  a été introduite, elle varie entre 0 et 1, pour un matériau sain non fissuré  $D = 0$  et  $D = 1$  pour une zone totalement endommagée [JAS 06] [KRA 07]. La fissure est considérée comme une zone de matériau totalement endommagée ( $D = 1, \sigma = 0$ ). Les redistributions de contraintes résultant de la concentration des déformations et l'évolution de l'endommagement ont lieu dans les zones de microfissuration.

Plusieurs modèles d'endommagement isotrope pour le béton sont disponibles dans la littérature, mais le modèle qui nous intéresse et qui sera utilisé pour la modélisation du béton dans notre cas est celui de Mazars.

Mazars a formulé en 1984 un premier modèle élastique endommageable isotrope pour le béton qui fait depuis référence et dont de nombreux auteurs se sont inspirés [NED 95] [JAS 06]. Ce modèle est initialement basé sur une approche locale. Il considère que les microfissures sont provoquées par les extensions suivant les directions principales du tenseur de déformation. L'endommagement agit sur le comportement du matériau en modifiant ses caractéristiques mécaniques de la façon suivante :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (III.1)$$

A noter que  $\varepsilon_{kl} = \varepsilon_{kl}^e$  car aucun phénomène irréversible n'est pris en compte.  $E_{ijkl}$  et  $\varepsilon_{kl}^e$  sont respectivement les composantes du tenseur d'élasticité d'ordre 4 et du tenseur des déformations élastiques.

Alors, si le matériau élastique isotrope à l'état sain, il reste isotrope quand il s'endommage, on peut le qualifier comme un matériau élastique isotrope à élasticité variable dont le module d'Young vaut  $E = E_0(1-D)$  (voir figure III-4).

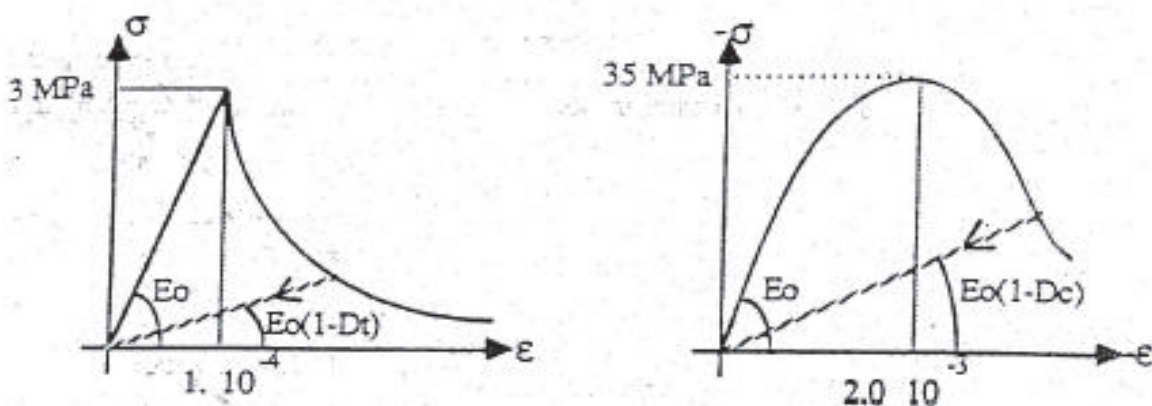


Figure III-3: Modélisation du comportement uni-axial du béton par le modèle de Mazars

L'évolution de l'endommagement  $y$  est pilotée par une déformation équivalente de Mazars définie comme suit :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (\text{III.2})$$

où :

$\langle . \rangle_+$  est l'opérateur partie positive d'un scalaire connu aussi sous le nom des crochets de Mac Cauley:  $\langle x \rangle_+ = \max(x, 0)$ ,  $\langle x \rangle_+ = x$  si la valeur de  $x$  est positive et  $\langle x \rangle_+ = 0$  si la valeur de  $x$  est négative.

$\varepsilon_i$  est la composante principale du tenseur des déformations  $\varepsilon$  dans la direction  $i$ .

La loi d'évolution de l'endommagement est définie à partir d'une fonction seuil  $K(D)$  et alors l'endommagement apparaît lorsque la déformation équivalente atteint un certain seuil d'endommagement.

$$f(\varepsilon, K) = \tilde{\varepsilon} - K(D) \quad (\text{III.3})$$

Avec :  $K(D = 0) = \varepsilon_{D0}$  est le seuil d'endommagement initial pour un matériau sain ( $D=0$ ) et  $K(D)$  prend la valeur maximale de  $\tilde{\varepsilon}$  atteinte durant l'histoire de chargement  $K(D) = \max(\tilde{\varepsilon}, \varepsilon_{D0})$ .

L'évolution de l'endommagement est déterminée par les conditions de Khun–Tucker :

$$f(\varepsilon, K) \leq 0, \dot{K}(D) \geq 0, \dot{K}(D)f(\varepsilon, K) = 0 \quad (\text{III.4})$$

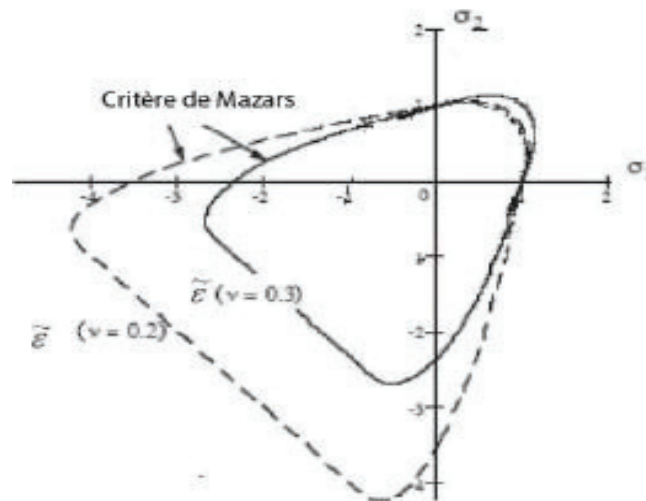


Figure III-4 : Modèle de Mazars, tracé de la fonction seuil dans le plan  $\sigma_3=0$  (Mazars, 1984)

Du fait de la dissymétrie du comportement en traction-compression, deux lois d'évolution sont définies pour l'endommagement, une en traction :

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{e^{[-B_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]}} \quad (\text{III.5})$$

et une en compression :

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{e^{[-B_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]}} \quad (\text{III.6})$$

Ces deux lois sont identiques, seuls les paramètres ( $A_t$  et  $B_t$  pour la traction et  $A_c$  et  $B_c$  pour la compression) sont différents. On peut parler dans ce cas d'endommagement à deux vitesses. Les paramètres peuvent être identifiés à partir d'essais uni-axiaux de traction et de compression.

Afin de prendre en compte le comportement dissymétrique du béton, l'endommagement est représenté comme la combinaison linéaire entre l'endommagement en traction  $D_t$  et l'endommagement en compression  $D_c$  :

$$D = \alpha D_t + (1 - \alpha) D_c \quad (\text{III.7})$$

Avec  $\alpha = 1$  pour la traction pure et  $\alpha = 0$  pour la compression pure. En général, ce coefficient peut être exprimé par la relation suivante :

$$\alpha_{t,c} = \left( \sum_{i=1}^3 \frac{\langle \varepsilon_i^{t,c} \rangle \langle \varepsilon_i \rangle}{\tilde{\varepsilon}} \right)^\beta \quad (\text{III.8})$$

$\beta$  est un facteur correctif qui permet d'améliorer la réponse en cisaillement par rapport à la version initiale du modèle pour lequel il était égal à 1. Les déformations  $\varepsilon_i^t$  et  $\varepsilon_i^c$  sont respectivement calculées à partir des contraintes principales de traction et de compression.

Ce modèle est limité par différents aspects selon [JAS 04]. Le modèle est efficace pour représenter le comportement global du béton (élasticité – durcissement – adoucissement). L'absence de déformations plastiques empêche une simulation appropriée des pentes de déchargement à partir desquelles sont généralement définis les endommagements expérimentaux. L'endommagement isotrope ne semble donc pas être capable de reproduire la dissymétrie entre l'état de microfissuration en traction et en compression. Le comportement observé expérimentalement lors de chargements alternés de contractant vers dilatant des déformations volumiques n'est pas pris en compte par ce modèle (re-fermeture de fissures sous chargement cyclique).

### III.3.2.3 Apports du couplage

Dans le but de décrire d'une façon complète tous les aspects comportementaux réels du béton, le comportement quasi-fragile du béton devrait être associé à la plasticité dans un modèle de comportement mixte avec deux parties de couplage comprenant un couplage d'état élastoplastique et un couplage cinématique endommagement-plastique.

En effet, nous avons vu que le modèle d'endommagement isotrope est adapté aux comportements fondamentaux du béton (traction, compression) mais il n'est pas capable de reproduire le comportement volumique du béton et les pentes de déchargement [JAS 04] et d'autre part, les modèles de plasticité pris seuls permettent de reproduire quantitativement l'évolution des déformations irréversibles mais le déchargement reste élastique avec la même pente (même module d'élasticité), ce qui n'est pas conforme à l'expérience (figure III-5).

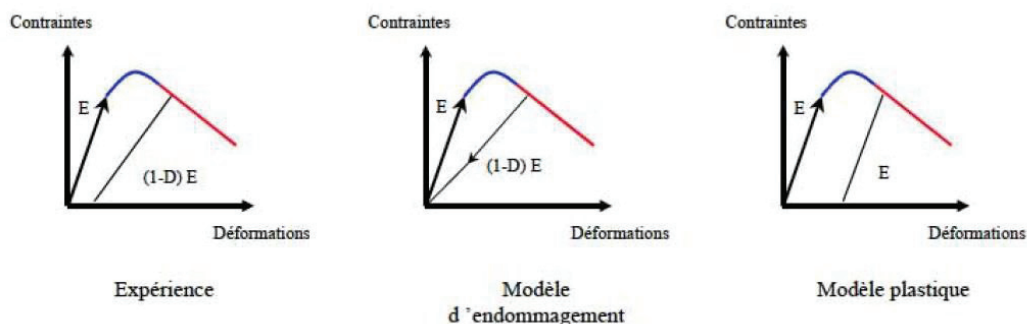


Figure III-5 : Pente de déchargement dans le cas uni-axial. Expérience, endommagement et plasticité [JAS 04]

Alors, la combinaison de la plasticité et de l'endommagement peut donner une description plus précise des comportements du béton. Le modèle élastoplastique endommageable décrit dans la thèse de Jason

[JAS 04] a permis de bien reproduire et simuler les différents comportements du béton (en traction, compression, chargement cyclique). Il s'agit d'un couplage direct entre l'endommagement et la plasticité. Il permet de décrire l'irréversibilité des déformations, la dégradation des caractéristiques élastiques et l'adoucissement post-pic de la réponse contraintes-déformations. Dans ce modèle, il y a découplage entre endommagement et plasticité, en d'autres termes, la plasticité n'intervient pas dans le développement de fissures, ce qui rend l'implémentation du modèle dans un code d'éléments finis plus simple.

Dans la suite de cette étude, nous allons exposer les équations régissant ce modèle afin de déterminer les différents paramètres à identifier en nous basant sur ces travaux [HAI 02] [JAS 04] [KAR 07] [MEA 12].

### III.3.2.4 Concept de la contrainte effective

La notion de matériau sain et de matériau endommagé conduit à la notion de contrainte effective initialement proposée par Kachanov en 1958 et introduite par Rabotnov en 1968. L'idée est d'associer à l'espace réel où le matériau endommagé, un espace fictif pour lequel le matériau est sain.

Pour la définir, on part de la définition de la contrainte qui peut s'écrire comme le rapport d'une force sur une surface  $\sigma = \frac{F}{S}$ . Un matériau endommagé signifie que la microstructure du matériau n'est plus continue, il y existe des microfissures ou des microcavités. Alors, la surface S sur laquelle s'applique la force F peut être considérée comme la somme d'une surface saine  $\hat{S}$  (la matière) et d'une surface endommagée  $S_D$  (les fissures et les vides créés par l'ouverture des fissures).

La force ne s'applique effectivement qu'à la surface saine, du point de vue de la mécanique de matériaux, cette surface s'appelle la surface effective  $\hat{S}$  définie comme étant la différence entre la surface saine et la surface endommagée.

$$\hat{S} = S - S_D \quad (\text{III.9})$$

Alors de nouvelles grandeurs sont définies dans l'espace fictif qui doivent être reliées aux grandeurs réelles :

La contrainte effective peut encore s'écrire :

$$\hat{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (\text{III.10})$$

avec  $D = \frac{S_D}{S}$  en 1D.

De la même manière on peut définir le module d'Young du matériau endommagé ou module effectif  $\hat{E}$  par le principe d'équivalence en déformations :

$$\hat{\sigma} = \hat{E}\varepsilon \Leftrightarrow \sigma = E\varepsilon \Rightarrow \hat{E} = E(1 - D) \quad (\text{III.11})$$

Dans la pratique l'évolution de l'endommagement est déduite de mesures expérimentales du module de Young faites lors de décharges élastiques. Le module d'Young effectif  $\hat{E}$  varie donc entre E pour le matériau sain et  $E(1 - D_{\text{crit}})$  pour le matériau rompu à l'endommagement critique  $D_{\text{crit}}$ . En outre, la fonction d'écrouissage sera exprimée en fonction de la contrainte effective.

Enfin, il est à noter que la définition de l'espace fictif varie selon les principes d'équivalence utilisés à cet effet (principe d'équivalence en déformation, en contrainte ou en énergie).

### III.3.2.5 Formulation du modèle de plasticité « Critère de "Sheffield" »

L'évolution de l'endommagement est définie selon le modèle isotrope développé par Mazars (1984). Il est légèrement modifié ici afin de tenir compte des déformations plastiques (irréversibles). Ces déformations ne figurent pas dans les relations de la croissance de l'endommagement. Une déformation



équivalente  $\varepsilon_{eq}$  est calculée à partir du tenseur de déformation élastique  $\varepsilon^e$  qui peut s'exprimer en fonction de la contrainte effective  $\hat{\sigma}$  par la relation suivante :

$$\varepsilon^e = E^{-1}\hat{\sigma} \quad (\text{III.12})$$

avec  $E^{-1}$  est l'inverse du tenseur d'élasticité.

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum \langle \varepsilon_i^e \rangle_+^2} \quad (\text{III.13})$$

et les autres formules du modèle d'endommagement restent les mêmes,  $\varepsilon_i$  doit juste être remplacé par  $\varepsilon_i^e$ .

La plasticité est régie par l'ensemble des équations classiques dans lesquelles la contrainte réelle a été substituée par la contrainte effective :

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon} &= \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \\ \dot{\varepsilon}^p &= \dot{\lambda} m(\hat{\sigma}, k) \\ \dot{k} &= \dot{\lambda} h(\hat{\sigma}, k) \end{aligned} \quad (\text{III.14})$$

Avec  $m(\hat{\sigma}, k)$  est le vecteur flux,  $k$  est le vecteur des variables internes de la plasticité (ce vecteur se réduit à une seule composante scalaire ( $k_h$ ) selon le critère de Sheffield) et  $h(\hat{\sigma}, k)$  est le module plastique.  $\dot{\phantom{x}} = \frac{\partial}{\partial t}$  la dérivation par rapport au temps.  $\dot{\lambda}$  est le multiplicateur plastique donné par le critère de chargement-déchargement (forme Kuhn-Tucker) (éq. (III.16)).

$$F(\hat{\sigma}, k) \leq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0, \quad \dot{\lambda} F(\hat{\sigma}, k) = 0 \quad (\text{III.15})$$

où  $F$  est la fonction d'évolution de plasticité définie dans l'espace de contrainte effective. On se place dans l'hypothèse de plasticité associée standard. Cela signifie en particulier que  $m = \frac{\partial F}{\partial \hat{\sigma}}$ .

La surface seuil  $F$  dépend des trois invariants de contraintes normalisés ( $\bar{\rho}, \bar{\xi}, \theta$ ) et d'une seule variable interne  $k_h$ :

$$\bar{\xi} = \frac{\sigma_{ii}}{\sqrt{3}r_c}, \quad \bar{\rho} = \frac{\sqrt{S_{ij}S_{ji}}}{r_c} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{1}{3} \arcsin \left( -\frac{\sqrt{3}}{2} \frac{S_{ij}S_{jk}S_{ki}}{(S_{ij}S_{ji})^{3/2}} \right) \quad (\text{III.16})$$

Où  $\sigma_{ij}$  et  $S_{ij}$  sont respectivement les composantes des tenseurs de contraintes totales et déviatoriques.  $r_c$  est une constante du modèle qui quantifie la résistance en compression du matériau dans la forme originelle du modèle.

$F$  est ensuite définie à partir de trois fonctions  $\hat{k}, \bar{\rho}_c$  et  $r$  selon le critère de "Sheffield".

$$F = \bar{\rho}^2 - \frac{\hat{k}(\bar{\xi}, k_h) \bar{\rho}_c^2(\bar{\xi})}{r^2(\bar{\xi}, \theta)} \quad (\text{III.17})$$

La fonction d'écroissance,  $\hat{k}(\bar{\xi}, k_h)$  quantifie l'évolution de la surface de charge avec la déformation inélastique. Elle est donnée par :

$$\hat{k} = k^{2p} \left( 1 - \frac{\bar{\xi}^2}{\bar{\xi}_h^2} \right) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\xi}_h = \frac{a}{1-k} \\ k = k_0 + (1-k_0)\sqrt{k_h(2-k_h)} \end{cases} \quad (\text{III.18})$$

avec  $p, a$  et  $k_0$  trois paramètres du modèle. L'invariant déviatorique  $\bar{\rho}_c$  est défini par :

$$\bar{\rho}_c = \left( \frac{1}{6} \right)^{\gamma} \sqrt{\frac{2}{3} \left( -n + \sqrt{n^2 - 12\sqrt{3}n\bar{\xi} + 36} \right)^{\gamma}} \quad (\text{III.19})$$

où

$$n = \frac{3 \left( 1 - \bar{f}_t^{\frac{2}{\gamma}} \right)}{\bar{f}_t + 2\bar{f}_t^{\frac{1}{\gamma}}} \quad \bar{f}_t = \frac{r_t}{r_c} \quad (\text{III.20})$$

avec  $\gamma$  est une constante et  $r_t$  représente la résistance en traction dans la forme originale du modèle.

Enfin,  $r$  est la fonction de forme déviatorique initialement développée par Bhowmik et Long (1990) et correspond à un cas particulier de la surface elliptique de Willam et Warnke (1974) :

$$r = \frac{2d_0}{d_1 - \sqrt{d_1^2 - 4d_0d_2}} \quad (\text{III.21})$$

avec :

$$\begin{aligned} d_0 &= c_1 \cos^2 \theta - c_2 \sin^2 \theta + c_3 \sin \theta \cos \theta & c_0 &= \frac{(2 - \sqrt{3}B_1)(2B_0 - \sqrt{3}B_1)}{(B_1(1 + B_0) - \sqrt{3}B_0)^2} \\ d_1 &= (c_4 \sqrt{3} \cos \theta - c_3 \sin \theta) & c_1 &= 3 - c_0(1 + B_0)^2 \\ d_2 &= B_0(4 - 3B_0c_0) & c_2 &= 1 + 3c_0(1 - B_0)^2 \\ \bar{\rho}_e &= \left(\frac{1}{3}\right)^\gamma \sqrt{\frac{2}{3} \left( -n + \sqrt{n^2 - 3\sqrt{3}n\bar{\xi} + 9} \right)^\gamma} & c_3 &= 2c_0\sqrt{3}(1 - B_0^2) \\ B_1 &= \frac{\sqrt{3}(1 - \alpha)B_0}{1 + B_0} + \frac{2\alpha B_0}{\sqrt{3}} & c_4 &= (1 + B_0)(1 - B_0c_0) \\ B_0 &= \frac{\bar{\rho}_e}{\bar{\rho}_c} & c_5 &= (1 - B_0)(1 - 3B_0c_0) \end{aligned}$$

avec  $\alpha$  est un paramètre du modèle. Et les paramètres  $B_0$  et  $B_1$  respectent les conditions suivantes :

$$0.5 \leq B_0 \leq 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sqrt{3}B_0}{1 + B_0} \leq B_1 \leq \frac{2B_0}{\sqrt{3}} \quad (\text{III.22})$$

En utilisant les résultats de Etse et Willam (1994), l'évolution de la variable interne  $k_h$  est donnée par :

$$\dot{k}_h = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^p \dot{\varepsilon}_{ij}^p}}{\zeta(\sigma)} \quad \text{si } k_h < 1 \quad \dot{k}_h = 0 \quad \text{si } k_h = 1 \quad (\text{III.23})$$

Pour  $k_h = 1$ , la surface seuil devient une surface limite pour laquelle aucun écrouissage n'est plus possible.

où  $\zeta$  dépend du premier invariant normalisé :

$$\begin{cases} \zeta = -A_h + \sqrt{A_h^2 - B_h \bar{\xi} + C_h} & \text{si } \bar{\xi} \leq 0 \\ \zeta = -A_h + \sqrt{A_h^2 + C_h} & \text{si } \bar{\xi} > 0 \end{cases} \quad (\text{III.24})$$

$A_h$ ,  $B_h$  et  $C_h$  sont trois paramètres du modèle. La relation nécessite donc au total la connaissance de 10 coefficients.

### III.3.2.6 Problèmes de localisation des déformations et techniques de régularisation

Le caractère adoucissant de matériaux élastoplastiques, élastoplastiques endommageables et élastiques endommageables favorise les instabilités numériques dues à la localisation des déformations [BAZ 89] [DEB 91]. Une dépendance au maillage est souvent constatée dans les modélisations intégrant le caractère adoucissant des matériaux ce qui conduit à des résultats difficilement exploitables. En effet, la formulation locale de ces modèles donne une réponse dépendante de la discrétisation spatiale [JAS 04].

Krayani [KRA 08] a défini la localisation comme étant une zone dans laquelle les déformations restent continues, mais se concentrent dans une bande de taille très petite vis-à-vis de la structure, qui dépend des conditions de chargement. La taille de la zone de localisation devient fonction de la taille des éléments finis où le critère de localisation est atteint. Cette dépendance aboutit donc à la prédiction d'une rupture sans dissipation d'énergie pour une taille de maille suffisamment fine, ce qui est physiquement inacceptable [JAS 04].

Pour résoudre ces problèmes, diverses approches ou techniques de régularisation ont été développées depuis plusieurs années, dont l'objectif est de surmonter les défauts inhérents aux modèles liés au comportement adoucissant tels que la non objectivité vis-à-vis du maillage et de décrire les états non homogènes de déformation afin d'éviter la localisation de l'endommagement durant la phase d'adoucissement (la formation de bande de localisation dans laquelle les microfissures se développent).

L'idée générale de ces techniques consiste à introduire une information spatiale, généralement sous la forme d'une longueur interne, liée aux interactions entre les défauts et donc à la microstructure du matériau. Parmi les modèles disponibles, nous citons les deux principales méthodes utilisables :

### III.3.2.6.1 Les modèles non locaux

Un milieu non local est un milieu dans lequel au moins un champ de variable est sujet à une moyenne spatiale dans un voisinage fini d'un point [PIJ 87]. Seule la variable responsable de l'adoucissement est considérée comme non locale, c'est-à-dire, selon le modèle utilisé, l'endommagement, la déformation plastique, etc.

Par conséquent, la contrainte en un point d'intégration ne dépend pas seulement de la déformation au même point, mais également de la déformation dans un certain voisinage décrit par un volume représentatif défini par une longueur caractéristique ( $l_c$ ) [BAZ 89] [CHA 09].

Dans cette approche, pour les modèles d'endommagement définis par une déformation équivalente, une déformation non locale équivalente  $\overline{\varepsilon}_{eq}$  est définie comme la moyenne pondérée de la déformation équivalente  $\varepsilon_{eq}$  sur le domaine  $\Omega$  [PIJ 87].

$$\overline{\varepsilon}_{eq} = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \psi(x-s) \varepsilon_{eq}(s) d\Omega \quad (III.25)$$

où  $\Omega$  est le volume de la structure,  $V_r(x)$  est le volume représentatif au point  $x$  défini par :

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \psi(x-s) d\Omega \quad (III.26)$$

$\psi(x-s)$  est une fonction de pondération non locale (fonction poids) qui peut être choisie arbitrairement mais la forme la plus répandue est une forme Gaussienne :

$$\psi(x-s) = \exp\left(\frac{-4\|x-s\|^2}{l_c}\right) \quad (III.27)$$

$l_c$  détermine le volume de la structure qui contribue au calcul de la déformation équivalente non locale. D'après [BAZ 89], on peut considérer que  $l_c \cong 2.7d_a$ , avec  $d_a$  défini comme étant le diamètre du plus gros granulat présent dans le béton (la plus grosse hétérogénéité).

Comme la fonction poids est indépendante des conditions aux limites, les poids peuvent être calculés une seule fois pour chaque maillage, en chaque point de Gauss avant de commencer le calcul. Ces poids sont alors stockés en mémoire dans la matrice de connectivité et sont utilisés pour tous les calculs effectués avec la même discrétisation.

### III.3.2.6.2 Modèle gradient

Dans ce modèle, la déformation équivalente non locale est liée à la déformation locale et à son laplacien par la relation :

$$\overline{\varepsilon_{eq}} = \varepsilon_{eq} + c\nabla^2\varepsilon_{eq} \quad (\text{III.28})$$

Cette approche est ensuite adaptée au modèle d'endommagement isotrope en remplaçant la déformation équivalente locale par sa version non locale :

$$\overline{\varepsilon_{eq}} = \sqrt{\sum \langle \bar{\varepsilon}_i \rangle^2} \quad (\text{III.29})$$

La technique de régularisation non locale est proposée dans le code de calcul utilisé « Cast3m ». Une approche non locale a donc été préférée. Pour plus d'informations sur l'approche gradient, voir les travaux de [JAN 04] [KRA 07].

### III.3.3 Identification des paramètres

Le modèle élastoplastique endommageable nécessite la connaissance de 17 paramètres. Deux paramètres sont utilisés pour la partie élastique (le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ), cinq pour l'endommagement ( $A_t, A_c, B_t, B_c, \varepsilon_{D0}$ ) et dix pour la plasticité ( $r_c, r_t, p, A_h, B_h, C_h, \gamma, \alpha, a, k_0$ ).

Pour le modèle de Mazars, il y a huit paramètres à identifier. Le module de Young et le coefficient de Poisson sont mesurés à partir d'un essai de compression uni-axial. Les paramètres d'endommagement de traction ( $\varepsilon_{D0}, A_t$  et  $B_t$ ) peuvent être déterminés par un essai de traction directe ou de flexion trois points.  $A_c$  et  $B_c$  sont déterminés par un essai de compression uni-axial.

$\varepsilon_{D0}$  est le seuil d'endommagement. Il agit évidemment sur la contrainte au pic mais également sur la forme de la courbe post-pic. La chute de contrainte est d'autant moins brutale que  $\varepsilon_{D0}$  est petit.

$$B_t = \frac{1 + f_{ragi}}{\kappa_0} \quad (\text{III.30})$$

$$A_t = 1 - \frac{\text{sinf}}{E_0\kappa_0} \quad (\text{III.31})$$

$$B_c = \frac{1}{\sqrt{2\nu} \varepsilon_c} \quad (\text{III.32})$$

$$A_c = \kappa_0 - \frac{\sqrt{2}f_c\nu}{E_0} \frac{B_c}{B_c\kappa_0 - 1} \quad (\text{III.33})$$

$$\varepsilon_{D0} = \frac{f_t}{E_0} \quad (\text{III.34})$$

où  $f_{ragi}$  représente le coefficient de fragilité (compris entre 0 et 1) et  $\text{sinf}$  la contrainte résiduelle en traction.  $f_{t,c}$  la contrainte limite de compression ou de traction du béton.

Il reste 10 autres paramètres correspondent à la plasticité à déterminer. Afin d'identifier complètement ces paramètres, il est nécessaire de connaître le comportement à la fois en traction, en compression simple et en confinement. Une méthodologie de calage permettant de définir ces coefficients et ses influences sur les comportements du béton a été proposée par [CRO 00] et utilisé par [JAZ 06] à partir de ces trois essais classiques. Dans la suite de ce paragraphe, nous résumons les rôles joués par les différents paramètres de plasticité et les essais à réaliser afin de faciliter leur identification :

Quatre coefficients prennent des valeurs constantes :  $\alpha = 0.5, \gamma = 0.99, A_h = 7 \times 10^{-5}$  et  $k_0 = 0.1$  [CRO 00] [JAS 04] [KRA 07].

$r_t$  est déterminé à partir d'un essai de traction, il représente le maximum des contraintes effectives associé à la surface limite de plasticité en traction (plasticité parfaite). Ainsi, plus  $r_t$  est grand, plus le seuil de

plasticité parfaite est éloigné et plus l'endommagement « final » est élevé, en compression, l'endommagement domine plus la valeur de  $r_t$  est grande.

A partir d'un essai en compression cyclique, nous pouvons définir les paramètres de plasticité suivants :

- $r_c$  (seuil de plasticité parfaite en compression) quantifie le maximum des contraintes effectives associé à la surface limite. En traction, ce paramètre n'a aucune influence sur le comportement du béton. En compression, plus la valeur de  $r_c$  est faible, plus le rôle de la plasticité est marqué (comportement plus ductile).
- Le paramètre  $p$  n'a aucune influence sur le comportement du matériau en traction. En compression, une valeur faible de  $p$  aboutit à un endommagement dominant.
- $B_h$  quantifie l'évolution des déformations plastiques. Ce paramètre comme  $r_c$  n'a aucune influence sur la réponse du matériau en traction. En compression, la plasticité joue un rôle significatif (comportement plus ductile) plus la valeur de  $B_h$  est grande.

Avec un chargement hydrostatique, nous obtenons  $a$  à partir du seuil initial de plasticité. Il est directement lié au seuil d'apparition de la plasticité en compression hydrostatique

Enfin,  $C_h$  est calé sur l'évolution des déformations plastiques, il n'a pas d'influence sur le comportement monotone du matériau en traction et en compression. Ce paramètre est généralement utilisé pour calibrer l'évolution des déformations plastiques lors d'essais triaxiaux confinés.

### III.4 Modélisation du comportement du profilé GFRP

Par analogie avec le béton, le matériau composite est un composé multiphasique dont les deux principaux constituants sont les fibres et la matrice (figure III-6). Cette matrice enrobe et lie les fibres de verre entre elles. Le pultrudé présente alors une structure complexe tridimensionnelle influencée par le mode de fabrication du matériau et l'orientation et la proportion volumique de fibres.

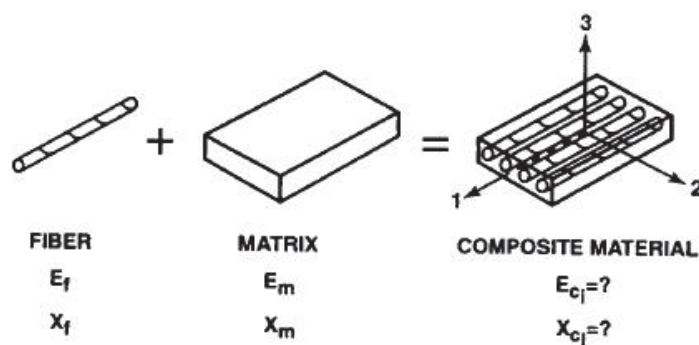


Figure III-6 : Microstructure de composites

Cette structure des matériaux composites rend de prime abord discutables les hypothèses d'homogénéité et d'isotropie généralement adoptées pour des matériaux traditionnels. De manière générale, la validité d'un modèle homogène de comportement dépend toujours de l'échelle à laquelle on souhaite l'utiliser. Alors, il est généralement possible d'utiliser un modèle homogène pour modéliser le comportement du GFRP si l'on se place à une échelle bien plus grande que celle des hétérogénéités (de l'ordre du centimètre).

En outre, le matériau composite en fibres de verre est conçu comme un matériau orthotrope [MOT 93] [NET 07] [GUA 14]. Il possède 3 plans de symétrie orthogonaux. Pour simuler ses comportements dans les différentes directions d'orientation des fibres, il est alors nécessaire de connaître les neuf constantes élastiques qui le caractérisent.



En effet, un matériau orthotrope est caractérisé par 9 constantes élastiques indépendantes si les plans de symétries sont connus (de trois modules d'élasticité, trois modules de cisaillement et six coefficients de Poisson). Ces constantes élastiques peuvent être identifiées par des essais expérimentaux en variant la direction de la sollicitation par rapport à l'orientation des fibres.

Mathématiquement, le comportement élastique de ce matériau se traduit par une matrice symétrique. Alors, la loi de HOOKE se généralise aux axes L, R et T (tels que définis sur la figure III-7) et la matrice de souplesse élastique est donnée par :



Figure III-7 :  
Directions  
d'orthotropie

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_T \\ \varepsilon_R \\ \gamma_{TR} \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{LT} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & & & \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & \frac{1}{E_T} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & & & \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & \frac{1}{E_R} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{TR}} & 0 & 0 \\ & & & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 \\ & & & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_T \\ \sigma_R \\ \tau_{TR} \\ \tau_{LR} \\ \tau_{LT} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.35})$$

Alors, la matrice d'élasticité devient :

$$C_{ijkl} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix}$$

$$C_{11} = \frac{1 - \nu_{RT}\nu_{TR}}{E_R E_T \Delta}$$

$$C_{22} = \frac{1 - \nu_{LR}\nu_{RL}}{E_L E_R \Delta}$$

$$C_{33} = \frac{1 - \nu_{LT}\nu_{TL}}{E_L E_T \Delta}$$

$$C_{13} = \frac{\nu_{RL} + \nu_{RT}\nu_{TL}}{E_R E_T \Delta}$$

$$C_{12} = \frac{\nu_{TL} + \nu_{RL}\nu_{TR}}{E_R E_T \Delta}$$

$$C_{23} = \frac{\nu_{RT} + \nu_{LT}\nu_{RL}}{E_L E_R \Delta}$$

$$\Delta = \frac{1 - \nu_{LT}\nu_{TL} - \nu_{RT}\nu_{TR} - \nu_{LR}\nu_{RL} - 2\nu_{TL}\nu_{RT}\nu_{LR}}{E_L E_R E_T}$$

Et  $C_{44} = G_{TR}$ ,  $C_{55} = G_{LR}$ ,  $C_{66} = G_{LT}$ .

avec,

- $\varepsilon_L, \varepsilon_R$  et  $\varepsilon_T$  : Déformations selon les trois directions.
- $\gamma_{RT}, \gamma_{LT}$  et  $\gamma_{LR}$  : Glissement selon les trois plans de cisaillement.
- $E_L, E_R$  et  $E_T$  : Modules d'élasticité selon les trois directions.
- $G_{RT}, G_{LT}$  et  $G_{LR}$  : Modules de cisaillement selon les trois plans.
- $\nu_{LR}, \nu_{RL}, \nu_{RT}, \nu_{TR}, \nu_{LT}$  et  $\nu_{TL}$  : Coefficients de Poisson.
- $\sigma_L, \sigma_R$  et  $\sigma_T$  : Contraintes normales selon les trois directions.
- $\tau_{RT}, \tau_{LT}$  et  $\tau_{LR}$  : Contraintes de cisaillement selon les trois plans.

### III.5 Modélisation de l'interface

#### III.5.1 Comportement à modéliser pour l'adhésif

Généralement, la caractérisation de l'adhésif, à l'état massique, est réalisée par le biais de l'essai de traction uni-axiale sur des éprouvettes haltères. Ce type d'essais nous permet de déterminer les propriétés mécaniques de la colle telles que la contrainte ultime, la déformation maximale et le module d'Young, mais il ne nous permet pas de caractériser l'interface dans le cas d'un assemblage qui est une zone de liaison entre deux matériaux de natures différentes (colle et substrats). En effet, parmi les nombreux tests existants sur les assemblages collés, très peu permettent d'avoir une approche réellement quantitative vis-à-vis des propriétés du joint d'adhésif. Il peut exister une controverse quant à la pertinence des essais sur matériaux à l'état massique, qui fonctionnent pourtant sous forme de joints minces. Néanmoins, la résistance mécanique conférée à l'assemblage dépend des matériaux mis en jeu (substrats et colle) et des efforts, appelés efforts d'adhésion, qui existent entre les matériaux à assembler et la colle. Il est donc important de posséder des connaissances sur l'adhésif utilisé et sur son comportement pour estimer cette force d'adhésion. En génie civil, nous considérons que les épaisseurs de l'adhésif sont suffisamment importantes afin de pouvoir corréler les propriétés des matériaux à l'état massique à celles des joints de colle.

Notre étude est consacrée à une colle de type époxy dont la référence commerciale est Sikadur 31-EF. Les adhésifs époxydes sont généralement très rigides et ont un comportement à la rupture fragile et sans seuil de plasticité (à température ambiante). Le comportement de l'adhésif est alors considéré comme élastique isotrope jusqu'à rupture. Les paramètres à identifier dans un essai de traction sur une éprouvette de colle sont le module de Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

La loi de comportement relie le tenseur des contraintes  $\sigma_{ij}$  au tenseur des déformations  $\varepsilon_{kl}$  par cette relation :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (\text{III.36})$$

où  $C_{ijkl}$  est le tenseur d'élasticité (éq. (III.37)).

$$C_{ijkl} = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{E}{1+\nu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{1+\nu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{1+\nu} \end{bmatrix} \quad (\text{III.37})$$

et

$$\sigma_{ij} = \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \text{ et } \varepsilon_{kl} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{23} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.38})$$

### III.5.2 Outils de modélisation de l'interface

#### III.5.2.1 Revue bibliographique

Pendant les dernières décennies, plusieurs méthodes numériques basées sur des éléments finis ont été développées pour modéliser la rupture des assemblages collés. Dans ce paragraphe, nous présentons les divers modèles et approches développés dans la littérature pour appréhender les différents modes de ruine des assemblages, afin de choisir l'approche la mieux adaptée pour modéliser notre assemblage en essayant de reproduire le mode de ruine observé expérimentalement.

En 2001, Andruet *et al.* [AND 01] ont développé des éléments adhésifs en 2D et 3D pour modéliser un essai à simple recouvrement. La formulation des éléments inclut les non linéarités géométriques dues aux grands déplacements. L'approche lagrangienne modifiée a été suivie dans les 2 cas. En 2D, les substrats sont modélisés par des éléments poutres de Bernoulli-Euler en flexion plane et l'adhésif est modélisé par des éléments de déformations planes de forme rectangulaire avec des nœuds décalés dans les plans intermédiaires des substrats, notés ADH2D. La connexion entre les deux éléments est considérée rigide. Une comparaison des résultats de ce nouveau modèle avec ceux d'un modèle développé dans ABAQUS (modélisation avec des éléments 2D de déformations planes) montre que le nouveau modèle permet de réduire considérablement le nombre de degrés de liberté et d'accélérer la convergence tout en conservant les mêmes résultats (distribution des contraintes de cisaillement et de pelage). En 3D, les éléments adhésifs (ADH3D) développés par Taylor ont été utilisés pour modéliser le joint d'adhésif et sa formulation a été modifiée pour y inclure les effets de la non linéarité géométrique, de l'humidité et les effets thermiques et les substrats sont modélisés par des éléments coques. Les nœuds dans le demi-plan du substrat sont liés à ceux de l'adhésif de façon à assurer la continuité des déplacements à l'interface qui est maintenue grâce à des fonctions d'interpolation quadratiques dans le plan des éléments parallèles au plan moyen du substrat (voir figure III-8). La comparaison des résultats numériques issus de ce modèle et ceux issus du modèle proposé par Tsai et Morton [TRA 94] (modélisation avec des éléments de contraintes planes) montre un bon accord et justifie l'approche proposée par le modèle ADH3D. Ainsi, une étude comparative de convergence a été réalisée entre le modèle ADH3D et un modèle 3D traditionnel développé dans ABAQUS (modélisation avec des éléments massifs). Elle montre que le modèle massif Abaqus 3D a exigé un nombre de degrés de liberté (nombre de nœuds) plus important que celui du modèle ADH3D pour assurer la convergence des contraintes (contraintes de cisaillement et de pelage).

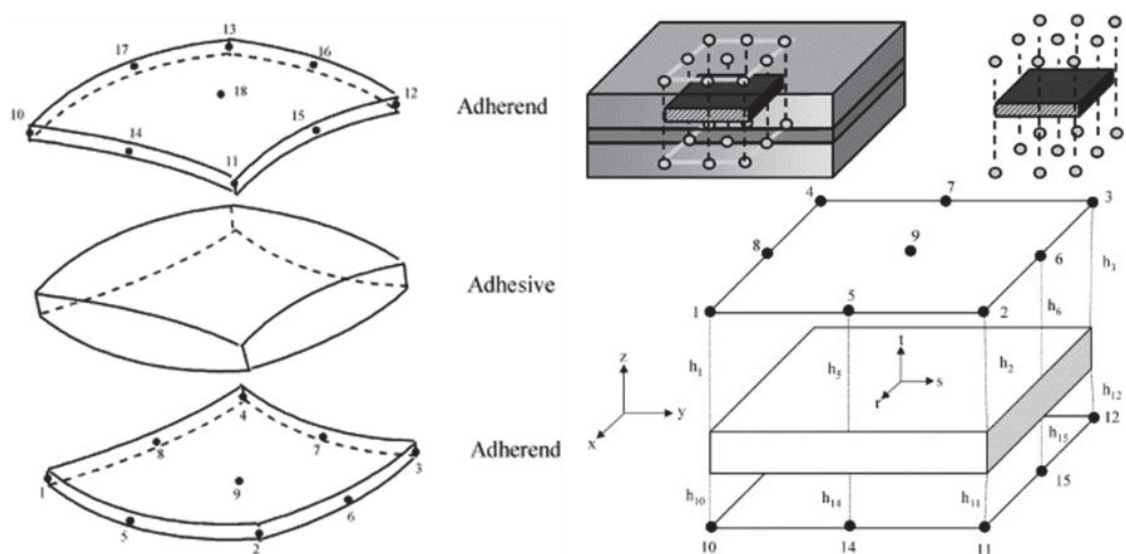


Figure III-8 : Configuration des éléments adhésifs développés par Taylor [AND 01]

Campilho *et al.* [CAM 11] ont modélisé des joints collés aluminium/époxy à simple et double recouvrement en utilisant deux méthodes disponibles dans ABAQUS : le modèle de zone cohésive

(CZM) et la modélisation par les éléments finis étendus (XFEM eXtended Finite Element Modelling) afin de modéliser et simuler la réponse instantanée de ces assemblages et la propagation de l'endommagement dans le joint d'adhésif. La comparaison des résultats calculés à partir des modèles proposés aux données expérimentales a montré un très bon accord. En revanche, la comparaison entre le mode de ruine expérimental et le mode numérique (sens de propagation de l'endommagement) montre que le modèle CZM est plus adapté. En effet, avec le CZM, la propagation de l'endommagement est limitée dans le joint (rupture cohésive dans la colle) tandis que dans le cas du modèle XFEM, la propagation de l'endommagement était dans les substrats et le joint. Par ailleurs, les résultats sont peu sensibles au choix de la taille d'éléments finis pour le modèle CZM, tandis que pour le modèle XFEM, les résultats numériques sont fortement dépendants de la taille des éléments (dépend du maillage).

Castagnetti et Dragoni [CAS 09] ont présenté trois modèles pour modéliser un joint collé à simple recouvrement. Les modèles proposés ont été testés en 2D puis en 3D. Pour la modélisation bidimensionnelle, les configurations utilisées sont présentées sur la figure III-9 :

- Modèle A : dans ce modèle, le joint et les substrats ont été maillés avec des éléments quadratiques de contraintes planes et de forme rectangulaire. Ce modèle est considéré comme une référence pour faire la comparaison avec les autres modèles proposés.
- Modèle B et Modèle C : les substrats ont été maillés avec des éléments poutres qui sont décalés l'un par rapport à l'autre d'une distance  $e$  et le joint de colle a été modélisé par une seule couche d'éléments quadratiques de contraintes planes et de forme carrée. Pour le modèle B, le joint est prolongé jusqu'aux axes des éléments poutres, en d'autres termes son épaisseur augmente et devient  $S'_a = e > S_a$  et son module d'Young a été également modifié de façon à conserver la même rigidité en cisaillement et en pelage que pour le modèle de référence A  $E'_a = \frac{E_a S'_a}{S_a}$ . Alors que pour le modèle C, le joint a conservé son épaisseur ( $S_a$ ) et les nœuds de cette couche coïncident entre ceux du substrat grâce à des conditions cinématiques, forçant l'égalité entre les différents degrés de liberté.

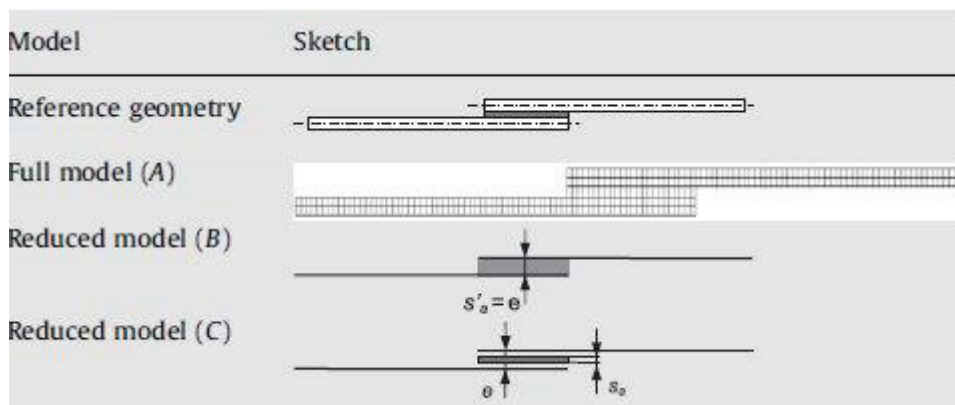


Figure III-9 : la géométrie de référence et les modèles simplifiés proposés pour modéliser un joint à simple recouvrement par [CAS 09]

La modélisation a été réalisée avec le code d'éléments finis ABAQUS. Pour la modélisation tridimensionnelle, les éléments quadratiques du modèle A ont été remplacés par des éléments d'interpolation linéaire et pour le modèle C, les éléments poutres ont été remplacés par des éléments coques quadratiques et le joint a été modélisé par des éléments massifs quadratiques. Les résultats montrent que les deux modèles simplifiés B et C ont abouti à une réduction des nombres de degrés de liberté de 50 à 150 fois par rapport à celui du modèle A. Ces deux modèles B et C ont également permis de réduire 600 fois le temps de calcul dans le cas bidimensionnel et 2500 fois dans le cas tridimensionnel. Néanmoins, le modèle C est en bon accord avec le modèle A, les erreurs relatives entre les deux modèles en 2D et 3D sont quasiment négligeables. En revanche, le modèle B présente des erreurs notables. Le modèle C (type d'éléments) a également été utilisé par ces auteurs dans une autre étude [CAS 10] pour

modéliser et simuler le comportement des joints dédiés à un essai de pelage à 90° (T-peel joint). La comparaison des résultats numériques aux données expérimentales montre un très bon accord et justifie encore l'approche du modèle et sa capacité à simuler les réponses élastiques et post élastiques (adoucissement).

Anyfantis [ANY 12] a présenté une étude numérique d'un assemblage de type composite/métal collé par un adhésif ductile. La configuration modélisée était un joint à double recouvrement. Les substrats ont été modélisés par des éléments de contraintes planes à 8 nœuds (2DS8) disponibles dans le code d'éléments finis ABAQUS. Le joint d'adhésif a été modélisé avec des éléments d'interface à 6 nœuds et d'épaisseur nulle. Pour simuler les comportements élastoplastiques ductiles du joint en traction et cisaillement, des lois de comportement EPZ (Embedded Process Zone (EPZ) laws) ont été utilisées qui prennent en compte l'endommagement et le comportement de l'adhésif sous les 2 modes de chargement combinés cisaillement et traction (mode I et mode II). Pour les substrats, des modèles élastiques ont été adoptés. Les résultats de ce modèle ont été comparés aux résultats expérimentaux et numériques obtenus par Ban *et al.* [BAN 08]. Le modèle numérique utilisé par [BAN 08] a été basé sur la théorie de l'endommagement (DZT Damage Zone Theory) afin d'évaluer la charge de ruine de l'assemblage. La comparaison montre que le modèle EPZ aboutissait à une prédiction de la charge de ruine plus précise que celle de la méthode DZT. Néanmoins, dans les deux méthodes, il y avait des écarts entre les résultats expérimentaux et numériques (variant entre 2 et 54% pour la méthode DZT et entre 3 et 22% pour la méthode EPZ).

Benzarti *et al.* [BEN 11] ont présenté un modèle d'endommagement capable de prédire les différents modes de ruine des assemblages collés béton/époxy/FRP. Le modèle proposé combine les différents mécanismes de l'endommagement de matériaux (béton, FRP et colle), notamment les interactions possibles entre le domaine de l'endommagement de l'assemblage et l'endommagement le long du joint collé pour tenir compte de l'effet de l'adhésif sur le béton. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux, cette confrontation a confirmé la capacité du modèle à prédire différents mécanismes de décollement et de ruine possible d'un assemblage collé à simple recouvrement. Un de principaux avantages de ce modèle est que les paramètres du modèle numérique peuvent être facilement identifiés grâce aux essais de laboratoire simples (traction, compression...).

Sarrado *et al.* [SAR 16] ont proposé une nouvelle formulation des éléments cohésifs pour modéliser la réponse élastique, post-élastique (adoucissement) et la ruine des joints d'adhésif. Les simulations numériques ont été effectuées sur des éprouvettes DCB (Double Cantilever Beam test), ENF (End-Notched Flexure), MMB (Mixed-Mode Bending) et des éprouvettes à simple recouvrement SLJ avec plusieurs épaisseurs des joints. Ils ont utilisé un modèle éléments finis sur ABAQUS en deux dimensions, des éléments des contraintes planes (CPE4I) ont été utilisés pour les substrats et l'interface est modélisée par des éléments cohésifs (COH2D4). Les résultats numériques ont été comparés aux résultats expérimentaux ; ils sont très proches.

Zhao et Li [ZHA 08] ont utilisé les éléments cohésifs tridimensionnels (COH3D8) à 8 nœuds pour modéliser le joint d'adhésif dans une poutre mixte béton/acier. La dalle du béton et le profilé d'acier sont modélisés par des éléments briques à 8 nœuds (C3D8). Des modèles élastoplastiques ont été adoptés pour simuler les comportements des différents matériaux, particulièrement pour la colle, un modèle Drucker-Prager a été utilisé. Les résultats obtenus ont montré une bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Le même type d'éléments (COH3D8) a été utilisé par Lopes *et al.* [LOP 16] pour modéliser les interfaces d'un assemblage à simple recouvrement (acier/époxy/ CFRP/époxy/acier). L'acier et le CFRP sont modélisés par des éléments hexaédriques (C3D8R). Une bonne concordance est également observée entre les résultats numériques et expérimentaux.

Chen *et al.* [CHE 12] ont présenté un modèle numérique pour simuler le comportement d'une poutre en béton armé renforcée par un composite FRP collé sur la surface tendue. Le modèle est implémenté sur le code d'éléments finis ABAQUS en deux dimensions, avec prise en compte des non linéarités matérielles.



Le béton est modélisé par des éléments de contraintes planes CPS4 incorporant une formulation spécifique pour modéliser la fissuration du béton. Le treillis métallique et le FRP sont modélisés par des éléments barres (truss elements) et des modèles élastiques sont adoptés pour simuler leurs comportements. Les interfaces entre le treillis métallique et le béton ainsi que l'interface entre le béton et le FRP sont modélisées par des éléments d'interface COH2D4 et leurs paramètres ont été identifiés à partir des relations « contrainte de cisaillement-glissement relatif ». Les auteurs ont étudié l'influence de l'adhésion entre le treillis et le béton et entre le béton et le FRP sur la capacité de la poutre en cisaillement. La modélisation a abouti à une bonne estimation des résultats expérimentaux.

Luo *et al.* [LUO 12] ont utilisé un modèle d'éléments finis pour caractériser la connexion par collage entre le béton et l'acier. Une poutre mixte béton/acier a été modélisée sous ANSYS en 3D pour simuler et reproduire sa réponse non linéaire en flexion 3 points. La dalle de béton est modélisée par des éléments massifs à 8 nœuds (SOLID65) et les armatures sont modélisées par des éléments poutre 3D (BEAM188). Le joint d'adhésif et le profilé d'acier sont modélisés par des éléments massifs à 8 nœuds (SOLID45). L'interface béton/colle est simulée par des éléments ressorts non-linéaires (COMBIN39) localisés aux nœuds entre les deux couches (figure III-10) tandis que l'adhésion à l'interface acier/colle est considérée parfaite (les nœuds des deux matériaux sont confondus). Le comportement de ces éléments COMBIN39 est contrôlé par une courbe représentant la loi force- glissement. Les résultats obtenus par la simulation par éléments finis sont en accord avec les résultats expérimentaux. D'autre part, l'étude numérique de l'influence des différents facteurs (résistance de l'adhésif, le module d'Young de la colle, l'épaisseur du joint, etc.) montrent que les comportements de la poutre mixte dépendent fortement des propriétés mécaniques de l'adhésif. Jurkiewicz *et al.* [JUR 14] ont également modélisé une poutre mixte béton/époxy/acier. La modélisation est effectuée sous le code d'éléments finis Cast3m. Pour modéliser le joint d'adhésif, ils ont utilisé des éléments d'interface à 6 nœuds (JOT3) connectés aux éléments tétraédriques à 4 nœuds qui sont utilisés pour modéliser la dalle de béton et le profilé d'acier. Les résultats obtenus sont encore en bon accord avec les résultats expérimentaux.

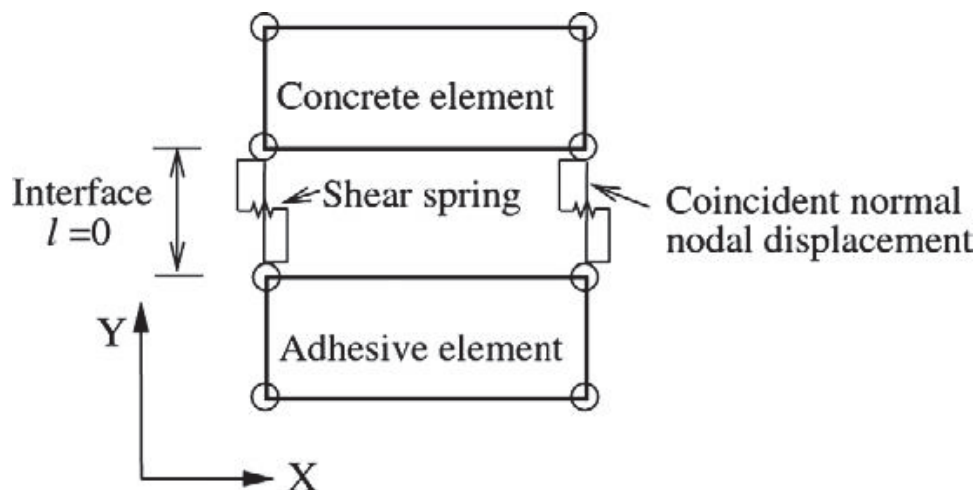


Figure III-10 : Schéma représentatif de l'interface béton/colle [LUO 12]

Biscaia *et al.* [BIS 13(1)] ont utilisé le critère Mohr-Coulomb pour évaluer la résistance des assemblages collés FRP/béton et reproduire la ruine de l'assemblage par décollement. Les simulations numériques ont été effectuées avec le logiciel ATENA 3D. L'interface est modélisée par des éléments d'interface d'épaisseur nulle. Les comportements non linéaires des différents matériaux sont pris en compte dans la modélisation. Les résultats numériques obtenus par ce modèle correspondent bien aux résultats expérimentaux. De plus, dans une autre étude, ces auteurs [BIS 13(2)] ont réalisé une étude comparative entre les différentes lois de traction-séparation disponibles dans la littérature (figure III-11) pour décrire la relation contrainte-glissement à l'interface afin de modéliser le décollement des assemblages collés FRP/béton. La comparaison entre les résultats numériques et analytiques a été effectuée. Ils ont montré que la loi linéaire est capable de bien estimer la transmission des efforts mais les lois de glissement non

linéaires avec un comportement adoucissant sont plus représentatives de la non-linéarité du processus de décollement de ces assemblages.

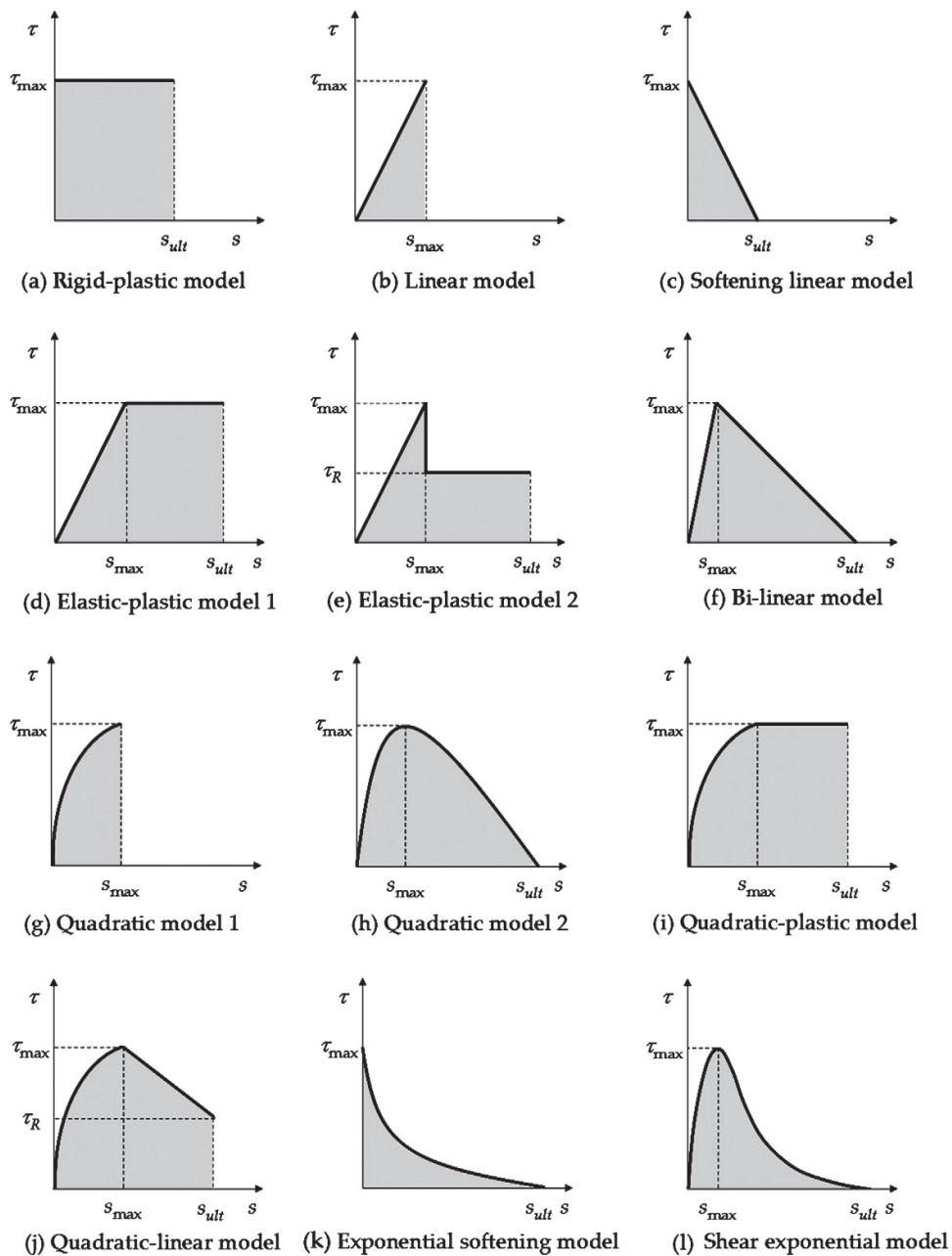


Figure III-11 : Diverses formes de la loi de séparation [BIS 13(2)]

Il résulte de cette partie de revue bibliographique qu'il existe plusieurs approches pour modéliser les interfaces dépendantes du type d'application de collage et du mode de ruine de l'assemblage. Les interfaces peuvent être modélisées de plusieurs façons différentes, selon le but des études effectuées. Dans les cas où la rupture est interfaciale ou cohésive dans l'adhésif, l'adhésif joue un rôle déterminant ; la modélisation de son comportement devient primordiale dans la prévision du processus de rupture d'une structure collée. En revanche, dans les cas où la rupture est cohésive dans l'un des substrats, la modélisation de l'interface par des éléments cohésifs ou d'interface est suffisante pour assurer une bonne reproduction de la transmission des efforts dans l'assemblage grâce aux différentes lois contraintes de cisaillement - glissement qui contrôlent le comportement de ces éléments.

Nous pouvons citer parmi les méthodes numériques des éléments finis développées pour modéliser la rupture des assemblages les modèles suivants :

- **Modèle d'éléments ressorts** : Ce modèle simule l'interface par des éléments ressorts non-linéaires localisés aux nœuds entre deux couches. Le comportement d'interface est représenté par une loi évolutive qui tient compte de la dégradation des propriétés de l'interface due à son endommagement [CAS 10].
- **Modèle de zones cohésives (CZM)** : Ce modèle introduit entre deux substrats en matériaux quelconques, des éléments cohésifs d'épaisseur nulle dans le plan du joint. Il repose sur la définition d'un chemin de propagation de la fissure prédéfini (loi traction-séparation) [CAM 11] [SUG 13] [SAR 16] [ANY 12]. Ce modèle est capable de représenter la dégradation de la couche de colle pendant le chargement d'un joint collé. Cette dégradation est traduite par la diminution de la raideur de la couche jusqu'à la perte totale du contact entre les parties.
- **Modèle d'endommagement** : ce modèle utilise des éléments finis traditionnels pour modéliser les différents matériaux avec des critères d'endommagement pour simuler la dégradation et la fissuration de l'assemblage. Ce modèle peut être utilisé pour reproduire les différents modes de ruine possibles des assemblages [BAN 08] [BEN 11].

Dans notre cas, les essais push-out sur éprouvettes non vieilles ont montré une rupture fragile dans le béton à proximité de l'interface. La rupture est alors cohésive dans le béton. La modélisation de l'interface par des éléments d'interface ou massifs est donc satisfaisante pour reproduire le comportement global de l'assemblage.

### **III.5.2.2 Les éléments finis classiques**

Depuis plus de cinquante ans, l'évolution et les performances des ordinateurs ont rendu les techniques numériques très attrayantes. De nombreux modèles numériques, basés sur l'utilisation des éléments massifs (éléments volumiques), ont été proposés et développés pour simuler le comportement des configurations de joint collé. Ces modèles ont été effectués en état plan de contraintes, plan de déformations ou en état tridimensionnel. Ils permettent d'évaluer la distribution des contraintes dans le plan médian du joint de colle et dans les substrats avec une précision adéquate [WOO 71] [GUE 77] [SIL 09] [KEL 05]. Mais, le degré de précision dépend fortement de la taille de mailles utilisés, notamment à proximité de l'interface. Même pour des géométries simples, le modèle nécessite un grand nombre d'éléments (éléments finis) pour reproduire le mieux possible les résultats expérimentaux. L'estimation des contraintes sera d'autant meilleure que le maillage sera raffiné, comme par exemple le maillage du joint collé à simple recouvrement présenté sur la figure III-12. Ainsi, les éléments devraient être de plus en plus fins à proximité des points de singularité (extrémités du recouvrement). La taille et le type des éléments nécessaires pour conserver une qualité de maillage adéquate sont alors incompatibles avec un calcul de structure industrielle car les temps de calcul sont très longs et les simulations numériques nécessitent alors des capacités mémoires (RAM) considérables. Donc, dans la plupart des cas, l'utilisation de ces types d'éléments reste limitée pour la modélisation linéaire et pour des géométries simples de petites dimensions.

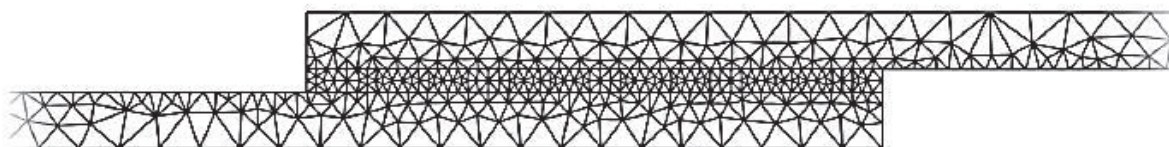


Figure III-12 : Maillage joint à simple recouvrement en 2D [JOA 07]

### **III.5.2.3 Les éléments d'interface**

Les éléments d'interface ou les éléments joints sont des éléments finis briques pleines spéciaux, utilisés pour modéliser l'interface entre les deux substrats (figure III-13). L'épaisseur de ces éléments est

considérée comme étant nulle. Un des principaux avantages de ces éléments est que l'on peut facilement les combiner avec d'autres car ils utilisent les mêmes variables nodales que les éléments continus.

Contrairement aux éléments continus (éléments massifs), les éléments d'interface sont gouvernés par des relations entre les contraintes et les déplacements relatifs. Les nœuds dans le demi-plan du substrat sont liés à ceux de l'adhésif de façon à assurer continuité des déplacements à l'interface qui est maintenue grâce à des fonctions d'interpolations quadratiques dans le plan des éléments parallèles au plan moyen du substrat. Alors, le vecteur de déplacements relatifs entre les deux points homologues peut être obtenu à partir des champs de déplacements associés aux éléments des faces (supérieure et inférieure).

La présentation qui suit est essentiellement fondée sur le travail de [GON 02].

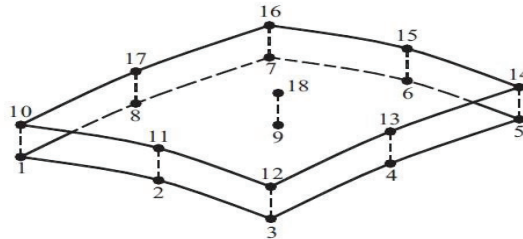


Figure III-13 : Elément d'interface [GON 02]

Le déplacement relatif ( $\delta$ ) entre deux substrats à un point donné de l'interface peut être évalué grâce à la relation suivante :

$$\delta = \begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_t \\ \delta_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s \\ u_t \\ u_n \end{Bmatrix}_{sup} - \begin{Bmatrix} u_s \\ u_t \\ u_n \end{Bmatrix}_{inf} \quad (III.39)$$

avec s et t représentant les directions tangentielles et n la direction normale à l'interface.

Les déplacements locaux peuvent être déterminés à partir de déplacements généralisés par le biais de ces relations :

$$\begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_t \\ \delta_n \end{Bmatrix} = \theta^T \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad (III.40)$$

avec  $\theta = [V_s \ V_t \ V_n]$

où  $\vec{V}_s, \vec{V}_t$  et  $\vec{V}_n$  sont les vecteurs unitaires des directions locales (figure III-14 ) obtenus par les relations suivantes :

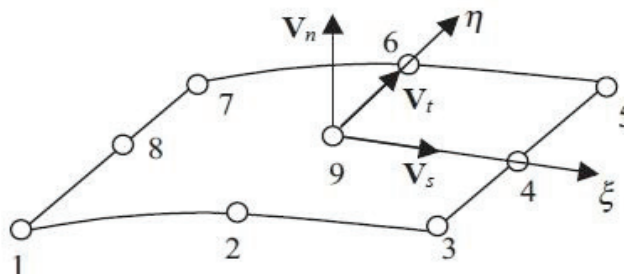


Figure III-14 : Les directions locales et les vecteurs unitaires des éléments d'interface [GON 02]

$$\vec{V}_\xi = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} \end{Bmatrix} \text{ et } \vec{V}_\eta = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \eta} \\ \frac{\partial z}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.41})$$

avec :

$$\vec{V}_s = \frac{\vec{V}_\xi}{|\vec{V}_\xi|}, \quad \vec{V}_t = \frac{\vec{V}_\eta}{|\vec{V}_\eta|} \quad \text{et} \quad \vec{V}_n = \frac{\vec{V}_\xi \times \vec{V}_\eta}{|\vec{V}_\xi \times \vec{V}_\eta|} \quad (\text{III.42})$$

Les contraintes à l'interface sont alors déduites des déplacements relatifs de la façon suivante :

$$\begin{cases} \tau_{sn} = k_s \delta_s \\ \tau_{tn} = k_t \delta_t \\ \sigma_{nn} = k_n \delta_n \end{cases} \quad (\text{III.43})$$

avec,  $k_n$  la rigidité normale,  $k_t$  la rigidité tangentielle et  $k_s$  la rigidité de cisaillement.

L'équation (III.43) peut s'écrire alors sous la forme matricielle suivante :

$$\sigma = D\delta = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_t \\ \delta_n \end{Bmatrix} \quad (\text{III.44})$$

avec

$$k_s = k_t = \frac{E}{2e(1+\nu)} = \frac{G}{e} \text{ et } k_n = \frac{E}{e} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (\text{III.45})$$

E et G sont respectivement les modules d'élasticité et de cisaillement de l'adhésif,

$\nu$  : Coefficient de Poisson de la colle,

e : épaisseur du joint.

### III.5.2.4 Singularité de contrainte

Dans toutes les études présentées dans la littérature, les auteurs ont signalé la présence de concentrations de contraintes très importantes aux bords libres (extrémités libres) [GON 02] [KEL 05] [CAS 09]. Un des exemples les plus connus est le joint à simple recouvrement. Lors de la sollicitation mécanique de cet assemblage en traction simple, le champ de contrainte interfacial présente des singularités près des bords libres, comme le montre la figure III-15 .

Ce phénomène peut affecter la rupture des assemblages notamment dans le cas où la contrainte en bords de joints dépasse la contrainte maximale supportable par l'interface.

Les zones de singularités apparaissent dans l'assemblage où il y a des discontinuités géométriques et/ou des angles vifs arrondis ou chanfreinés. Les contraintes y deviennent exagérément grandes. Pour obtenir des résultats satisfaisants, le raffinement du maillage est indispensable notamment pour décrire correctement les forts gradients de contraintes existants et limiter ces effets sur la transmission des efforts.



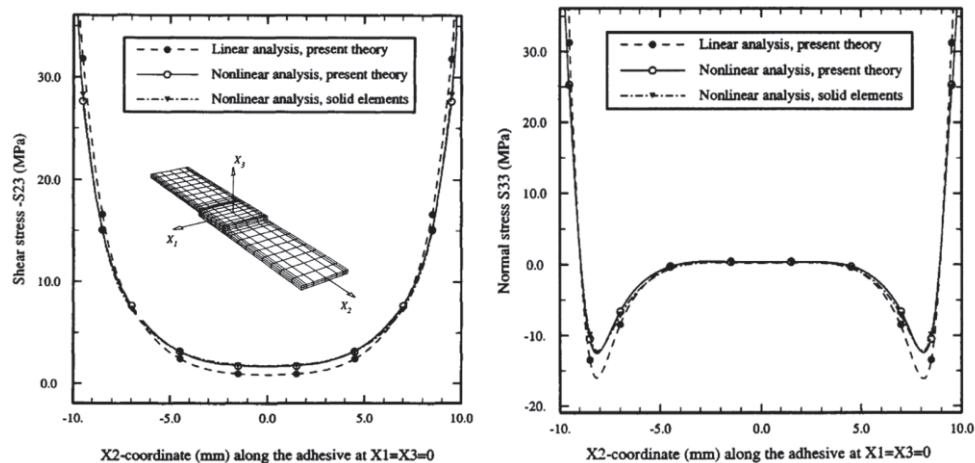


Figure III–15 : Répartition des contraintes de cisaillement et de pelage dans un joint à simple recouvrement [EDL 92]

### III.6 Modélisation de l'essai push out

#### III.6.1 Géométrie à modéliser

La figure III–16 montre la configuration basique utilisée dans les simulations numériques. Dans cette éprouvette, deux dalles en béton non armé sont connectées à un tube creux pultrudé par le biais des deux joints de colle. L'éprouvette a donc deux plans de symétrie verticaux.

Numériquement, pour simuler cet essai, nous avons reproduit approximativement la géométrie d'un quart de l'éprouvette en considérant les conditions aux limites de symétrie présentées sur les figures III–17 et III–18 pour réduire le temps de calcul. Une profondeur de 50 mm du tube pultrudé (par rapport à la tête du tube  $z = 250$  mm) est remplie de béton pour modéliser le raidisseur en béton coulée expérimentalement. Afin d'assurer la continuité des déplacements et de ne pas empêcher la convergence de l'algorithme, les nœuds de ce raidisseur sont directement confondus à ceux du tube pultrudé. Les déplacements dans les trois directions au niveau de la partie basse du béton (c'est à dire pour  $z = 0$ ) ont été bloqués, afin de prendre en compte le frottement sur le plateau de la presse [MEA 12].

Il est à noter que tous les matériaux constituant l'éprouvette push out sont supposés homogènes dans le cadre de l'élément fini. Les caractéristiques homogénéisées des matériaux sont identifiées dans des essais mécaniques.

Le chargement est simulé par l'application d'un déplacement imposé, qui est imposé expérimentalement par la traverse (la variable pilotée), sur les nœuds de la partie supérieure du tube pultrudé ( $z = 250$  mm). L'incrément de déplacement appliqué, dans la procédure incrémentale est choisi de façon à avoir la convergence après deux itérations. Toutes les simulations ont été effectuées en utilisant la méthode des éléments finis dans le code de calcul industriel Cast3m développé par le CEA – Commissariat à l'Énergie Atomique en France.

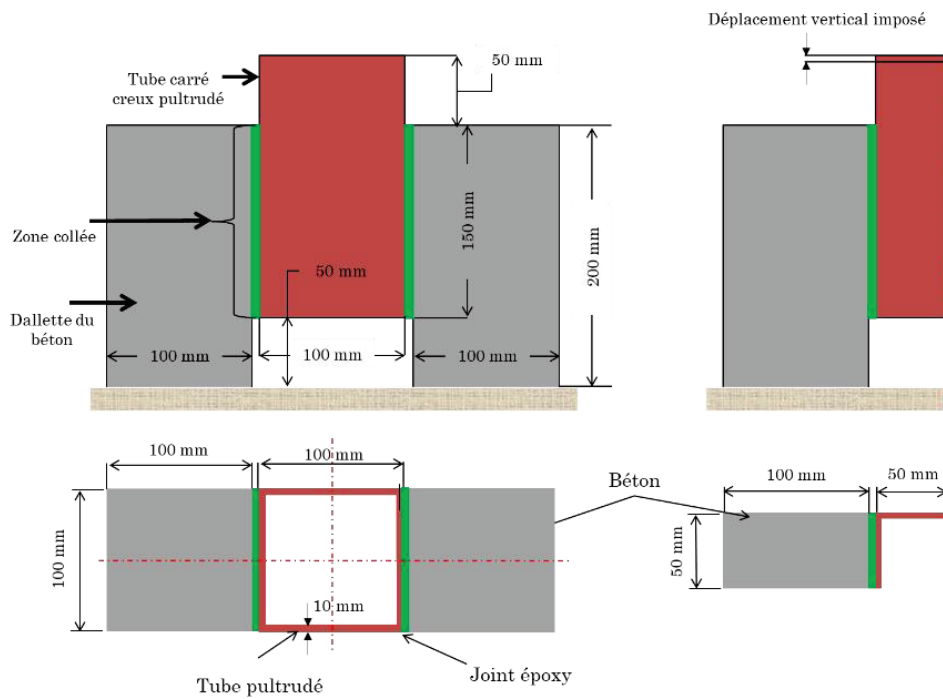


Figure III-16 : Géométrie à modéliser

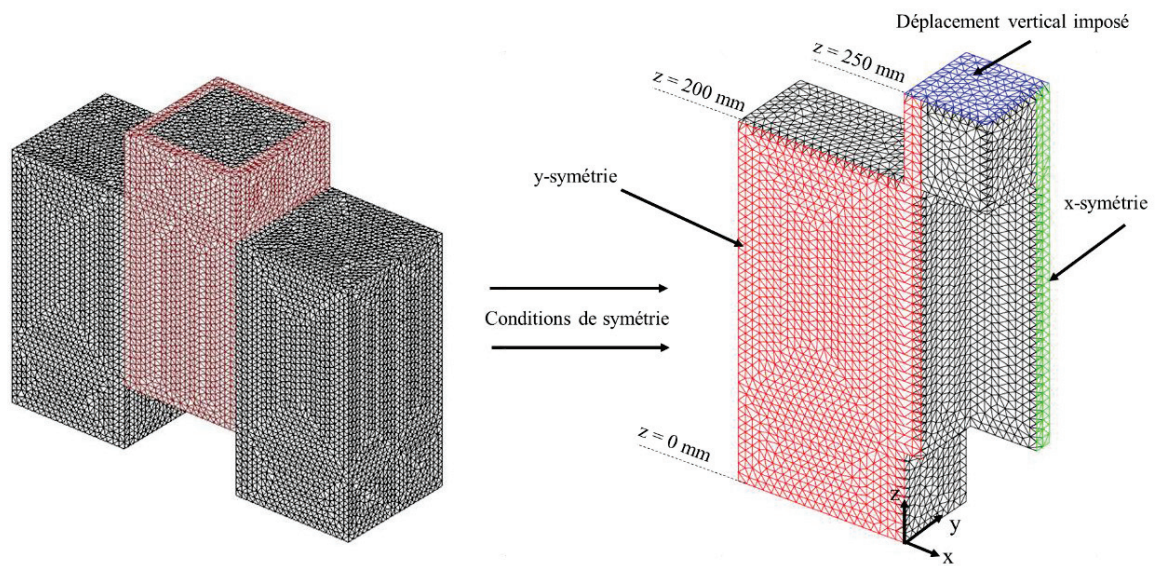


Figure III-17 : Les conditions aux limites et de symétrie appliquées sur l'éprouvette push out

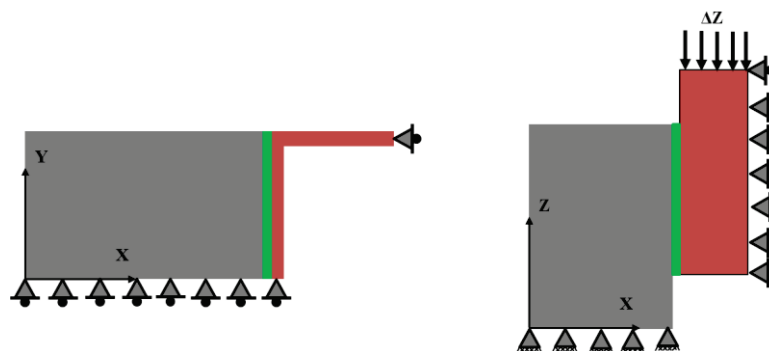


Figure III-18 : Schéma représentatif des conditions de symétrie et aux limites appliquées sur le modèle

### III.6.2 Discrétisation et éléments finis utilisés

Dans tous les cas, le maillage est réalisé en respectant les recommandations issues de la littérature, on peut les récapituler comme suit :

- La contrainte est très importante autour et dans la zone à proximité du joint collé, alors cette zone doit être la plus finement maillée.
- Pour assurer une bonne répartition et transformation de chargement (charge imposée ou conditions aux limites), le maillage doit être fin aussi dans les zones où les chargements ou les conditions aux limites sont imposés afin de limiter au maximum les effets de concentration et les gradients de contraintes.

L'objectif est de définir un maillage avec un nombre de nœuds acceptable, conduisant à un temps de calcul réduit, permettant tout de même de simuler de façon la plus précise possible l'essai de caractérisation de l'interface push out. Pour atteindre cet objectif, la stratégie de maillage retenue consiste à réaliser un maillage serré à proximité de l'interface et lâche dans les zones loin de l'interface.

Les éléments finis utilisés pour la discrétisation sont des éléments massiques, soit d'interpolation linéaire de formes tétraédriques à 4 nœuds ou cubiques à 8 nœuds, soit des éléments quadratiques de forme cubiques à 20 nœuds, comme les montre la figure III-19 . Chaque nœud a trois degrés de liberté (1ddl= déplacement dans une direction). Dans le bloc de béton, un maillage progressif a été réalisé : maillage très fin et serré à l'interface et dans les zones proches de l'interface (où les effets de bords sont présents) et plus relâché aux extrémités. Pour le tube pultrudé, au vu de sa faible épaisseur, un maillage uniforme avec une densité égale à celle de l'interface béton a été réalisé dans la partie collée de tube et des éléments de taille plus grande ont été adaptés pour discrétiser la partie libre du tube. L'application du chargement étant réalisée par le biais du tube, les tailles des éléments dans le profilé doivent être très petites pour éliminer les phénomènes de gradients de contraintes et pour assurer une bonne transmission des efforts. Pour l'adhésif, la taille est toujours identique à celle des éléments utilisés à l'interface colle-béton.

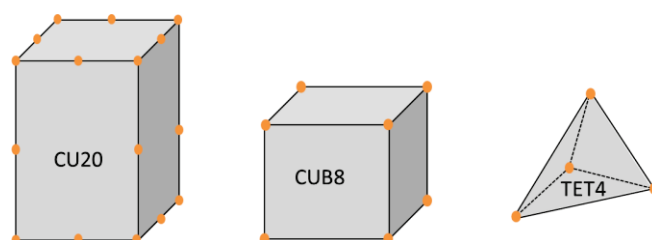


Figure III-19 : a) un élément quadratique de forme cubique (20 nœuds CU20) b) un élément tétraédrique (4 nœuds TET4) c) un élément hexaédrique (8 nœuds CUB8)

### III.6.3 Simulations dans le domaine élastique linéaire

Dans le but de réaliser une modélisation par éléments finis, une étude préliminaire a été réalisée pour déterminer le maillage optimal (nombre de nœuds ou degrés de liberté) qui nous permet d'obtenir une description la plus précise possible de l'état de contrainte dans la couche d'adhésif sans pour autant générer trop d'éléments ce qui causerait des temps de calculs trop importants. Cette étude a été réalisée dans le domaine élastique du comportement des matériaux.

Dans ces simulations, des modèles élastiques isotropes ont été adoptés pour simuler les comportements des différents matériaux. Les paramètres de calcul utilisés sont présentés dans le tableau III-1. Les paramètres utilisés pour le profilé GFRP et la colle sont les propriétés mécaniques des fiches techniques fournis par les fournisseurs. Pour le béton nous retenons les paramètres identifiés dans la thèse de Meaud [MEA 12].

Matériau	Module d'Young (GPa)	Coefficient de poisson
Béton	40	0.2
Pultrudé	26	0.28
Colle (épaisseur $\approx 1$ mm)	6.9	0.3

Tableau III-1 : Paramètres de modèles élastiques isotrope utilisés pour les simulations élastiques

### III.6.3.1 Comparaison entre les éléments tétraédriques et hexaédriques

Nous avons utilisé pour cette étude, un modèle numérique formé d'environ 23 000 nœuds des éléments massifs de même type pour les substrats et l'adhésif.

La distribution des contraintes le long de l'axe de symétrie à l'interface est présentée sur la figure III-20. Nous pouvons remarquer sur cette figure la présence des effets de bords sur les extrémités de l'axe, ce qui rend indispensable la réduction de la taille des éléments dans ces zones pour limiter ce phénomène et réduire son influence sur la distribution globale des contraintes.

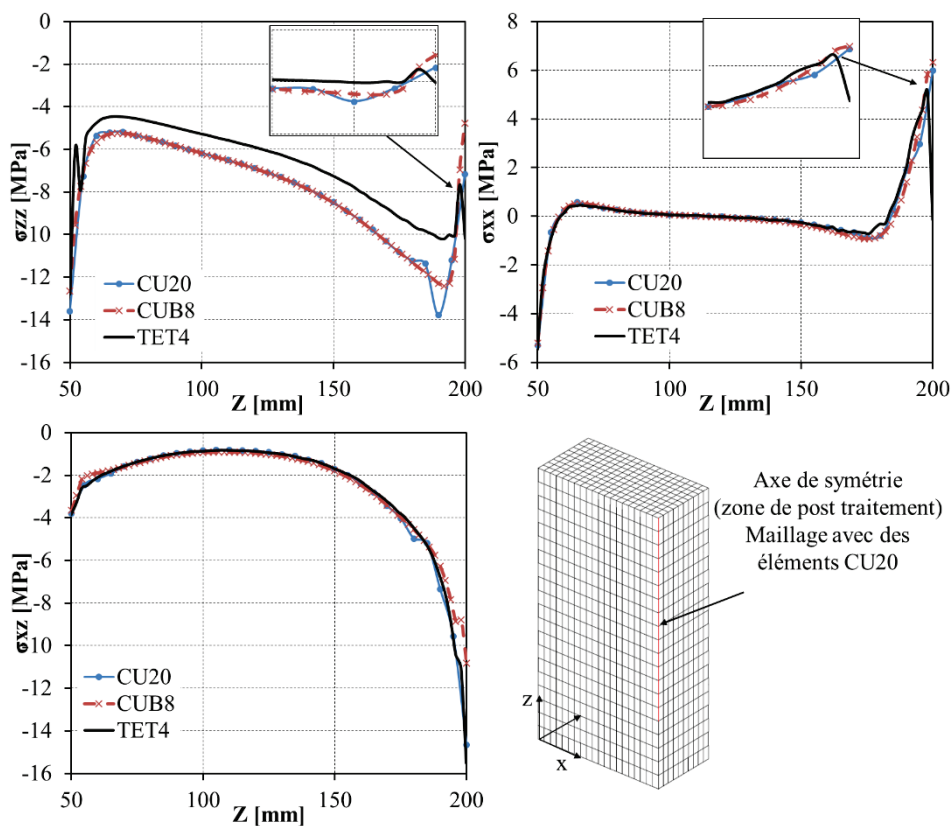


Figure III-20 : Comparaison entre les résultats des différents éléments massifs testés

Par comparaison entre les résultats issus des différents maillages, nous remarquons qu'il y a peu de différences au niveau de la distribution des contraintes notamment sur les extrémités. Les courbes ont les mêmes allures générales et sont presque confondues sur la majorité du joint. Pour les éléments TET4, on remarque que la contrainte  $\sigma_{zz}$  est légèrement surestimée, cette différence peut s'expliquer principalement par le grand nombre de mailles et de nœuds sur l'interface utilisé dans ce cas. Une différence entre les 3 types des éléments a été également enregistrée au niveau du bord supérieur ( $z = 200$ ) où les effets de bords sont présents.

Les dimensions des éléments CU20, autour de l'interface, utilisés étaient  $10 \times 5 \text{ mm}^2$  (longueur  $\times$  largeur), tandis que les dimensions étaient de  $2 \times 5 \text{ mm}^2$  pour les éléments CUB8 et  $2 \times 2 \text{ mm}^2$  pour les éléments TET4 (les dimensions des éléments sont choisies de façon à avoir le même nombre de nœuds dans les 3 cas testés), ce qui rend l'utilisation des éléments CU20 est un peu malavisée, en effet l'étude

des états de contraintes autour du joint et l'estimation de l'endommagement (la fissuration) du béton nécessite un maillage fin (par exemple pour le calcul non local, la taille des éléments doit être inférieure au tiers de la longueur caractéristique ( $l_c \approx 24$  mm dans notre cas)) et comme la réduction de taille de ces éléments augmente énormément le nombre des nœuds et d'autre part, les éléments cohésifs d'interface ne sont pas compatibles avec ce type d'éléments dans le logiciel Cast3m, les éléments cubiques CU20 sont éliminés dans notre étude.

### III.6.3.2 Comparaison entre les éléments massifs et joints

Dans ce paragraphe une étude comparative entre les éléments massifs et les éléments joints est présentée afin de choisir les mieux adaptés pour simuler le joint de colle entre les 2 substrats.

La figure III-21 montre les distributions de contraintes normales  $\sigma_{zz}$ , de pelage  $\sigma_{xx}$  et de cisaillement  $\sigma_{xz}$  le long de l'axe de symétrie à l'interface issues d'un calcul élastique linéaire avec deux maillages différents pour un déplacement vertical imposé de 0.1 mm. Dans les deux modèles numériques testés, la dalle de béton et le tube pultrudé sont modélisés par des éléments tétraédriques à 4 nœuds. La seule différence entre les deux est le type d'élément utilisé pour modéliser le joint ; pour le premier modèle, des éléments d'interface JOT3 à 6 nœuds d'épaisseur nulle ont été utilisés tandis que pour le deuxième, la couche de colle a été modélisée en éléments solides tétraédriques d'épaisseur 1 mm (un élément dans l'épaisseur).

Les résultats révèlent une légère différence entre les deux approches pour les profils d'arrachement ( $\sigma_{xx}$ ) et de cisaillement ( $\sigma_{xz}$ ) au niveau des bords, les pics dans le cas des éléments d'interface sont moins importants. D'autre part, la distribution des contraintes normales a la même allure dans les deux cas mais les valeurs sont totalement différentes. Ceci peut être dû à la faible épaisseur des éléments d'interface qui est effectivement nulle.

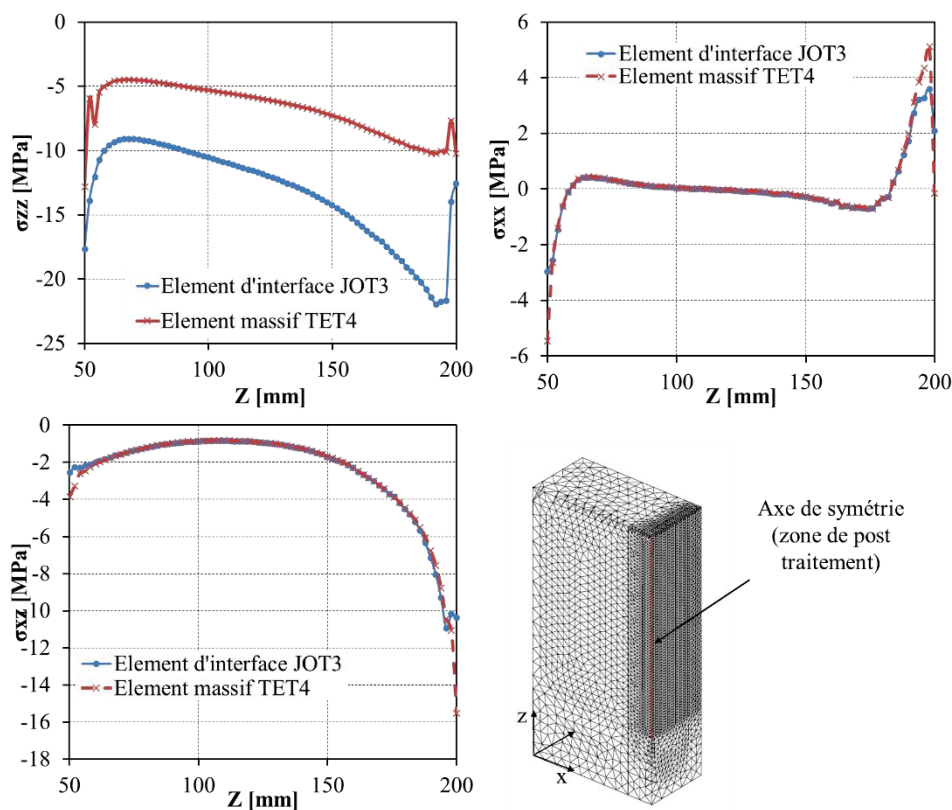


Figure III-21 : Comparaison entre les éléments tétraédriques TET4 et les éléments joints JOT3 (distribution des contraintes à l'interface)



Une comparaison identique a été effectuée pour les éléments CUB8, deux modèles numériques ont été testés, la dalle de béton et le tube pultrudé sont modélisés par des éléments d'interpolation linéaire de forme cubique à 8 nœuds dans les deux modèles. Pour le modèle cohésif, des éléments d'interface JOI4 à 8 nœuds d'épaisseur nulle ont été utilisés tandis que pour le modèle massif, la couche de colle a été modélisée en éléments solides cubiques d'épaisseur 1 mm (un élément dans l'épaisseur). Les résultats de cette comparaison sont présentés sur la figure III–22 . Nous avons retrouvé les mêmes résultats que ceux obtenus avec les éléments tétraédriques.

Pour examiner si la différence observée dans les valeurs de la contrainte normale  $\sigma_{zz}$  a une influence sur la transmission des efforts au béton ou pas, nous présentons dans la figure III–26 les trois profils de contrainte : le profil de compression, celui d'arrachement et le profil de cisaillement le long d'une ligne parallèle à l'axe de symétrie et située dans le volume du béton à 10 mm de l'interface collée. On peut voir clairement qu'il n'y a pas de différences entre les deux approches, les courbes sont largement confondues. En conséquence, les résultats sont donc légèrement différents et les deux approches (modélisation de l'interface avec éléments massifs ou éléments joints) sont valables pour reproduire le comportement de l'essai push out et l'endommagement du béton.

En conclusion, le calcul avec l'utilisation des éléments d'interface pour modéliser le joint de colle, donne des résultats assez convaincants : en effet, on divise par environ 2 le nombre de nœuds et obtient des résultats similaires au calcul massique classique tout en limitant les singularités numériques (réduction des valeurs de pics aux bords). En outre, l'approche massique est très gourmande en moyen de calcul. On conservera donc pour la suite de notre étude la discrétisation du joint par les éléments d'interface.

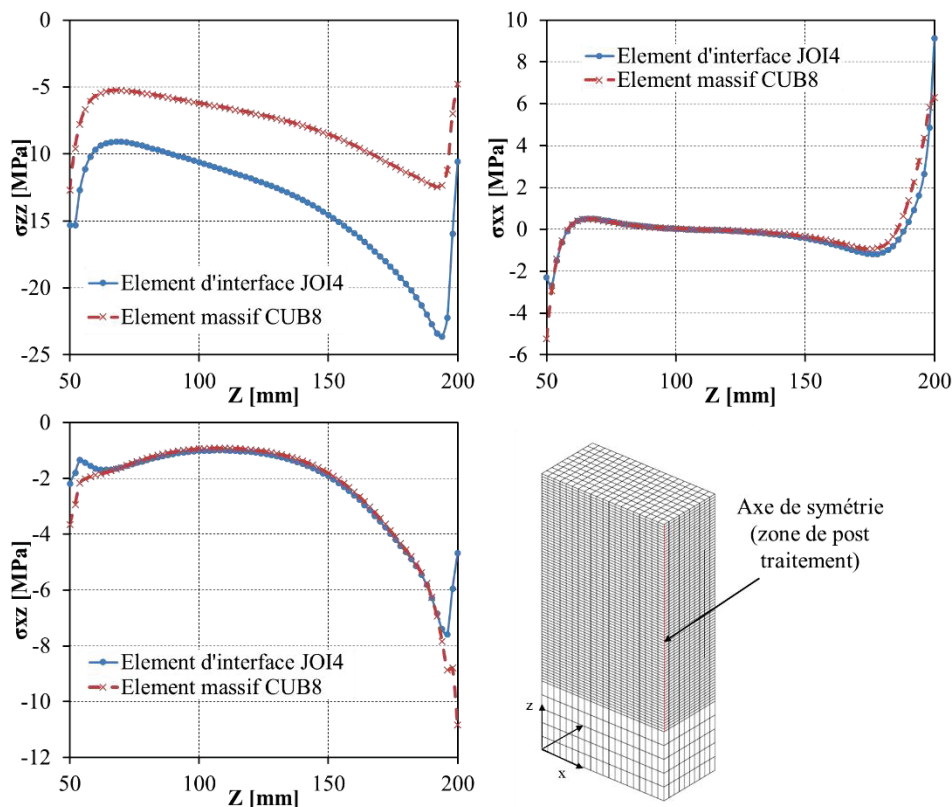


Figure III–22 : Comparaison entre les éléments cubiques CUB8 et les éléments joints JOI4 (distribution des contraintes à l'interface le long de l'axe de symétrie)

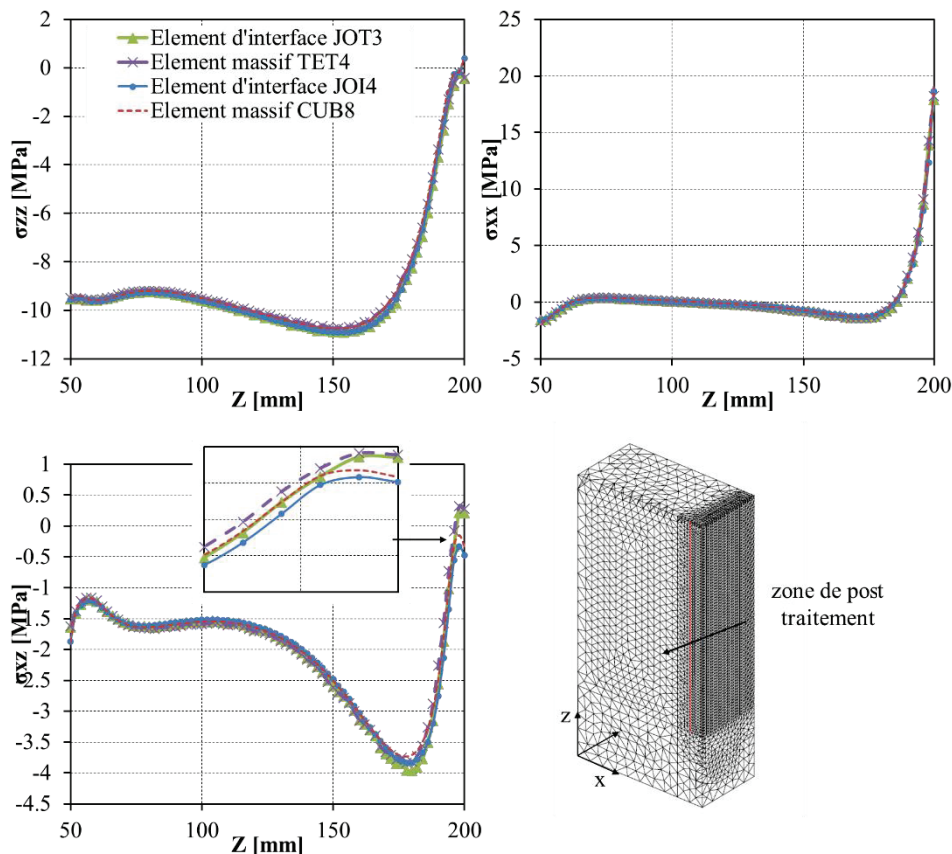


Figure III-23 : Comparaison entre les éléments massifs et les éléments joints (distribution des contraintes à 10 mm de l'interface)

### III.6.3.3 Test de convergence (Patch test)

Pour atteindre l'objectif souhaité : un maillage adapté avec un nombre de nœuds acceptable, un temps de calcul réduit et un modèle de calcul fiable permettant de simuler de façon la plus précise possible l'essai de caractérisation de l'interface push out, un test de convergence est indispensable. Ce test consiste à réaliser des simulations élastiques pour plusieurs maillages (nombres de nœuds différents) pour déterminer les maillages qui assurent la convergence des déplacements et une bonne description des états de contraintes et de déformations.

Les résultats du modèle dépendent surtout d'une bonne discrétisation par éléments finis de chaque dimension des éprouvettes. Les zones de singularité sont localisées en majorité sur l'interface et notamment sur les bords supérieurs du joint, pour cela la taille des mailles doit être suffisamment petite pour éviter et réduire les effets de ce gradient de contraintes. Nous avons changé les nombres de nœuds de l'éprouvette en réalisant un maillage progressif avec 3 tailles différentes variant entre 2 et 10 mm ( $d_1 < d_2 < d_3$ ). La plus grande taille était utilisée pour les éléments loin de l'interface ( $x = 0$ ) et sa valeur maximale vaut 10 mm, la taille  $d_2$  a été utilisée pour les zones où les conditions aux limites sont appliquées. Enfin, la taille  $d_1$  est utilisée pour les éléments à l'interface et sa valeur maximale vaut 5 mm. Il était difficile d'appliquer cette stratégie sur le maillage avec les éléments CUB8, pour cela l'éprouvette est maillée avec des éléments de taille uniforme.

Les résultats des calculs réalisés sont présentés sur les figures III-24 et III-25. Le point de référence retenu est localisé à l'interface dans une zone où les effets de bord sont présents et les conditions de symétrie sont imposées ( $x = 100$ ,  $y = 0$  et  $z = 200$  mm). Il faut noter que nous avons considéré que le maillage de référence est le maillage qui a le plus grand nombre de nœuds parmi les différents maillages testés.

Les résultats montrent qu'il y a un nombre limite de nœuds pour chaque type d'éléments en-dessous duquel les contraintes et les déformations dans le joint de colle évoluent de façon importante (les déplacements évoluent mais de façon moins significative) et à partir de cette limite les différentes variables tendent vers ses valeurs asymptotiques (convergence).

Pour la modélisation avec les éléments CUB8, cette limite est autour de 120000 nœuds. Par contre, avec les éléments TET4, nous pouvons avoir la convergence avec un nombre de nœuds plus petit (38000 nœuds). Cette différence vient principalement de la discrétisation et de la stratégie de maillage retenue, en effet, avec les éléments tétraédriques nous avons pu réaliser un vrai maillage progressif tandis qu'avec les éléments CUB8, il était impossible de faire un maillage non uniforme (le logiciel n'arrive pas à gérer les volumes maillés).

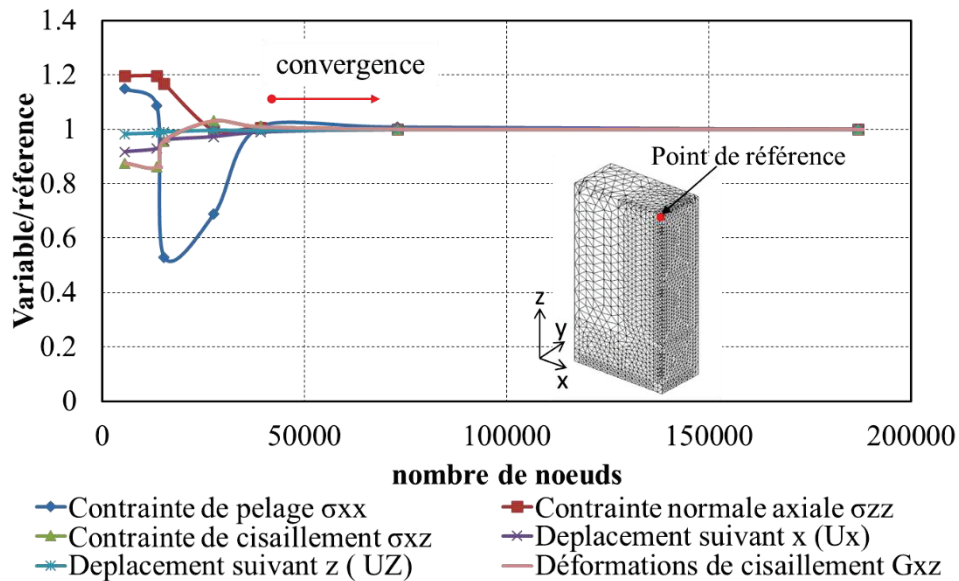


Figure III-24 : Test de convergence (éléments TET4)

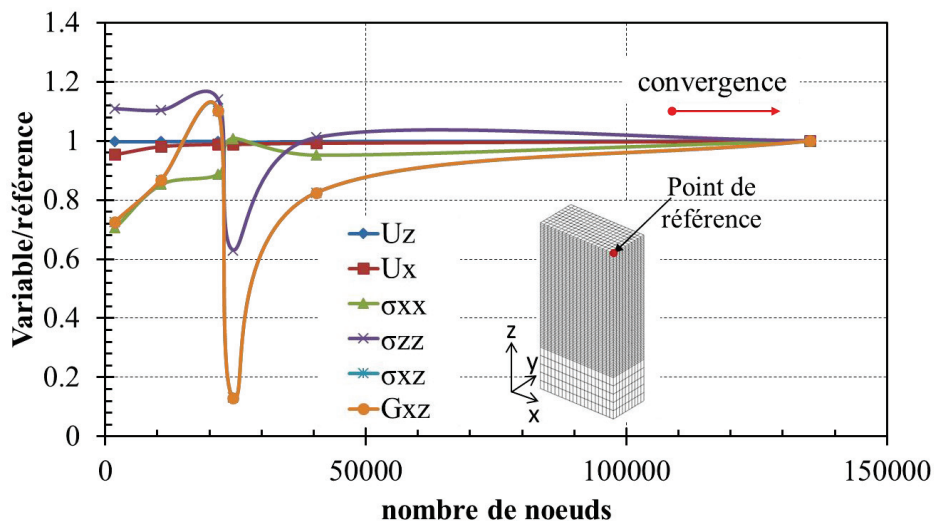


Figure III-25 : Test de convergence (éléments CUB8)

### III.7 Simulations dans le domaine non linéaire

#### III.7.1.1 Résolution itérative : méthode de Newton-Raphson

La résolution directe du système d'équations algébriques est le plus souvent impossible à cause des non-linéarités introduites par les lois de comportement. La résolution d'un problème non-linéaire nécessite généralement d'appliquer le chargement extérieur progressivement, par incrément de charge. Ainsi le temps (ou pseudo-temps en quasi-statique) est discrétisé en pas de temps et à chaque pas de temps correspond un incrément de charge. Plus le pas de temps est petit, moins le problème est non-linéaire donc plus facile à résoudre.

La méthode de résolution retenue par le logiciel Cast3m pour résoudre les équations d'équilibre est une méthode itérative de type Newton-Raphson. La résolution incrémentale est itérative fondée sur une linéarisation des équations algébriques. Cette linéarisation consiste à effectuer un développement limite au premier ordre de l'équation représentant l'équilibre du système mécanique. Le problème non linéaire est alors transformé en une suite de problèmes linéaires simples à résoudre.

Le système d'équations non linéaires, qui gouverne les problèmes, peut être mis sous la forme générale suivante :

$$G(v, \lambda(t)) = R(v) - \lambda(t)P = 0 \quad (\text{III.46})$$

Le vecteur  $G$  est appelé vecteur résidu. Il exprime l'état de déséquilibre de la structure à un instant  $t$  de la sollicitation. Sa dimension est égale au nombre de nœuds que comprend le maillage.  $v$  désigne le vecteur des déplacements des nœuds du maillage.  $R(v)$  est le vecteur des forces nodales correspondant aux contraintes dans la structure à l'instant  $t$ .  $P$  représente le vecteur dû au chargement total appliqué à la structure et  $\lambda(t)$ , la proportion de chargement exercée à l'instant  $t$ , ce scalaire peut être l'amplitude d'une force appliquée ou l'amplitude d'un déplacement imposé.

Alors après discrétisation du temps, le développement limite au premier ordre autour d'un état connu  $v_{i-1}$  fait apparaître une matrice  $K_T(v_{i-1})$  (actualisée à chaque itération) (Eq. (III.48)(III.48), appelée matrice de rigidité tangente, on obtient le système suivant pour une itération  $i$  donnée :

$$\begin{cases} \nabla G(v_{i-1}, \bar{\lambda}) \cdot (v_i - v_{i-1}) + G(v_{i-1}, \bar{\lambda}) = 0 \\ v_i = v_{i-1} + \Delta v_i \end{cases} \quad (\text{III.47})$$

Avec  $\bar{\lambda}$  le paramètre de chargement fixé,  $\Delta v_i$  incrément de déplacement.

$$K_T(v_{i-1}) = \frac{\partial G_i}{\partial v_k} = \nabla G(v_{i-1}, \bar{\lambda}) \quad (\text{III.48})$$

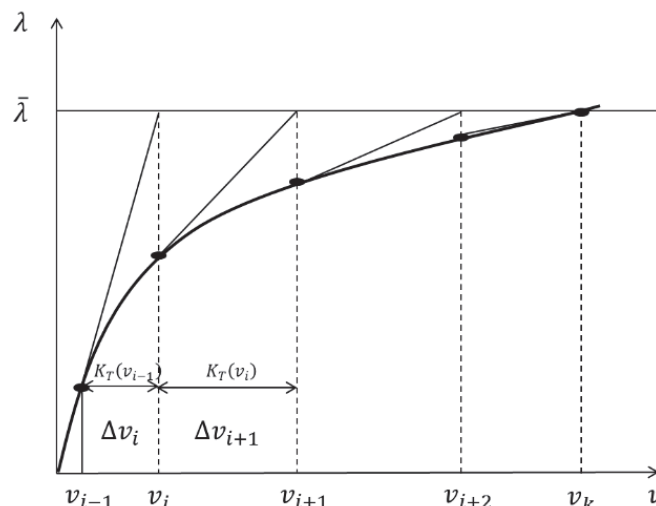


Figure III-26 : Méthode de Newton-Raphson

Nous calculons le résidu relatif pour un incrément donné en fonction de l'indice d'itération  $i$  pour vérifier et tester la convergence de cette méthode par rapport à une tolérance souhaitée (précision de calcul). Dans notre cas, la précision retenue est de  $10^{-4}$ .

$$\|G(v_i, \bar{\lambda})\| \begin{cases} \leq TOL \Rightarrow \text{convergence alors } v_k = v_i \\ > TOL \text{ répétition avec incrementation} \end{cases}$$

### III.7.1.2 Non linéarité de calcul

Dans notre simulation, la non-linéarité de calcul provient principalement du comportement adoucissant (plastification) du béton. Cette non-linéarité est caractérisée par la relation non linéaire entre les contraintes et les déformations dans le béton. Ainsi, il existe une autre source de la non-linéarité, c'est la fissuration en traction du béton. La prise en compte de ces comportements microscopiques du béton est nécessaire pour reproduire le plus précisément possible le comportement expérimental de l'assemblage car la rupture de l'éprouvette est essentiellement dans le béton.

### III.7.1.3 Maillage retenu

Nous avons montré par les calculs élastiques réalisés quel maillage et quel type d'éléments permettaient de réduire l'influence du maillage sur les résultats (valeurs des contraintes et déplacement) avec un nombre de nœuds optimal. Cependant, le nombre de nœuds nécessaires est trop important (38 000 nœuds) et très pénalisant en termes d'utilisation de la mémoire vive (RAM). Nous avons essayé d'effectuer le calcul avec un maillage serré (38397 nœuds avec de taille d'élément variant entre 2 et 5 mm) mais pour des raisons informatiques (taille du disque de stockage, taille de la mémoire vive (4 GB), processeur CPU i5-4590 4<sup>ème</sup> génération), le temps de calcul était très long (plus qu'un jour juste pour la construction de la matrice de connectivité nécessaire pour le calcul non local). De plus, nous ne sommes pas arrivés à atteindre la ruine avec ce maillage serré, plus précisément dans le cas où les tailles de maille sont très petites à l'interface (2-3 mm), du fait de la forte concentration des contraintes (singularité) aux bords qui aboutit à la plastification locale rapide du béton sous faible niveau de chargement. D'autre part, dans le code de calcul Cast3m, nous ne sommes pas arrivés à atteindre la partie post-pic décroissante dans la courbe effort-déplacement de l'essai push out où, dans tous les cas modélisés (différents nombres de nœuds, taille des éléments finis, paramètres du modèle ENDO-PLAS, etc), le message d'erreur suivant « facteur multiplicatif lambda dans un élément » s'affiche quand la déformation en compression dans un élément fini du bloc béton devient plus grande que la déformation au pic du béton. Pour ceci, après deux ans de travail pour résoudre ce problème (changement de la stratégie de maillage, changement de la pente de la partie post pic adoucissante du béton en compression, communication avec le CLUB CAST3M), aucune solution n'est trouvée pour surmonter ce problème et alors, nous avons décidé de limiter le nombre de nœuds du modèle et d'effectuer un maillage uniforme avec une taille d'éléments de 5 mm. La taille des mailles est adaptée à la longueur caractéristique  $l_c$  (24 mm) du modèle d'endommagement : nous avons vérifié que  $l_c$  couvre au moins 3 éléments. D'autre part, nous avons considéré que la charge de ruine numérique est la charge pour laquelle le calcul est bloqué.

Le maillage retenu pour le calcul non linéaire est illustré par la figure III-27. Le maillage est constitué de tétraèdres à 4 nœuds (TET4) pour le béton et le tube pultrudé et d'éléments joints (JOT3) pour l'interface.

On doit toutefois rappeler que si ce maillage est considéré pour la simulation numérique non-linéaire, il ne permet pas de s'affranchir de la singularité des contraintes sur les extrémités libres. Minimiser et limiter les zones des concentrations de contraintes (singularité) par des calculs 3D est difficile et nécessite le recours à des méthodes de modélisation spécifiques. Ces techniques ne sont cependant pas abordées dans cette étude.



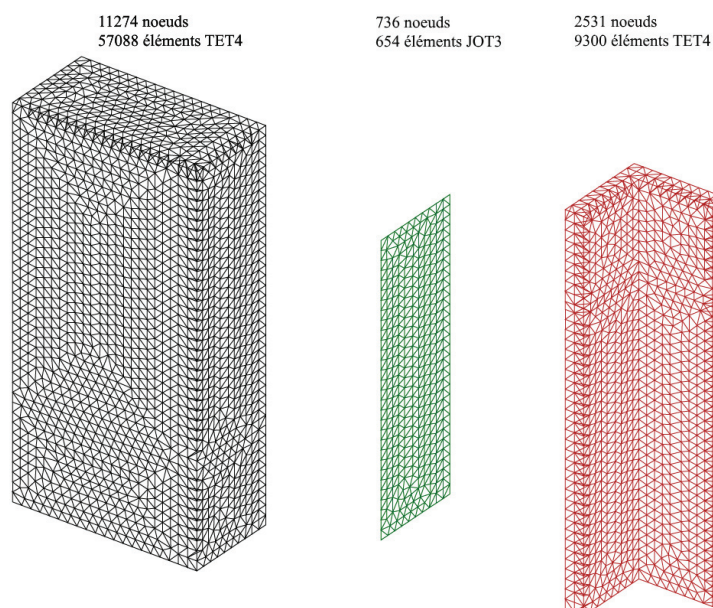


Figure III-27 : Maillage volumique et nombre de nœuds utilisés des matériaux constituant l'éprouvette push-out

### III.7.1.4 Identification des paramètres de modélisation des matériaux

Le modèle numérique devra reproduire le plus fidèlement possible les observations expérimentales. Ceci rend indispensable une phase d'identification des paramètres des modèles utilisés à partir des essais de caractérisation effectués expérimentalement sur les matériaux constitutifs de l'assemblage.

Certains paramètres ont été obtenus via des essais de caractérisation des matériaux qui ont pu être réalisés au laboratoire où nous disposons des moyens suffisants (résistance en traction, en compression). D'autres paramètres ont dû être estimés à partir de résultats publiés dans la littérature ou à partir des fiches techniques de ces matériaux fournis par les fournisseurs.

#### III.7.1.4.1 Béton

Le tableau III-2 ci-après récapitule les paramètres de calcul utilisés pour modéliser le comportement du béton et qui seront retenus pour simuler le comportement de la dalle de l'éprouvette push out ( voir la section III.3.3 pour la signification des paramètres):

$E_B$	$A_c$	$A_t$	$B_c$	$B_t$	$\varepsilon_{D_0}$	$r_c$	$r_t$
44 GPa	2.05	1.0	2350	12000	$0.810^{-4}$	175 MPa	26 MPa
$\gamma$	$p$	$a$	$A_h$	$B_h$	$C_h$	$\alpha$	$k_0$
0.99	0.4	-1	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	0.5	0.1

Tableau III-2 : Paramètres pour le modèle élastoplastique endommageable du béton

#### ○ Essai de compression

Les paramètres des modèles ont été déterminés dans cette partie en utilisant les caractéristiques de béton présentés dans la CHAPITRE II et particulièrement les caractéristiques de la gâchée POCB21.

Les résultats de ces essais réalisés à 54 jours (série POCB9) montrent que la valeur moyenne du module d'Young élastique du béton vaut approximativement  $44.3 \pm 2.7$  GPa et la résistance moyenne en compression est de l'ordre de  $48 \pm 2.5$  MPa. La même résistance est trouvée pour la gâchée POCB21 ( $47.6 \pm 4.7$ MPa).

La figure III–28 ci-dessous propose une comparaison entre les courbes contrainte-déformation obtenues par les essais de compression (série POCB9) et la courbe obtenue par la modélisation d'un essai de compression sous cast3m sur un seul élément CUB8 avec le modèle couplé plasticité endommagement (ENDO-PLAS).

Les paramètres du modèle sont calés de telle sorte que la pente initiale de la courbe Contrainte-Déformations axiales et la position du pic soient correctement décrites. La position du pic est correctement simulée. Le comportement post-pic simulé par le modèle est également compatible avec les éléments trouvés dans la littérature [JAS 04] [MEA12].

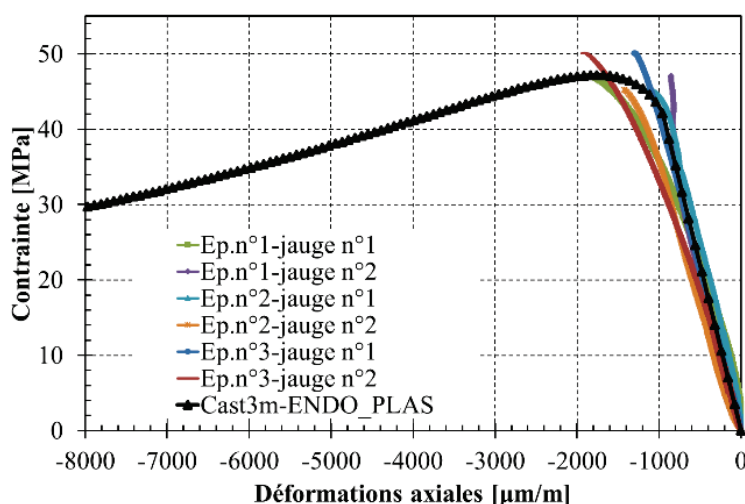


Figure III–28 : Comparaison entre le comportement mécanique du béton sollicité en compression expérimentalement et la réponse du modèle Endo-Plas pour un essai de compression pour le jeu de paramètres utilisé

A partir de la courbe contrainte-déformation de l'éprouvette en béton, sollicitée en compression obtenue expérimentalement et les résultats de la simulation d'un essai de compression simple sur cast3m, nous avons identifié les constantes intervenant dans le modèle d'endommagement isotrope :  $A_c = 2.05$  et  $B_c = 2350$ ,  $B_h = 3.10^{-3}$  et  $r_c = 175$  MPa.

La figure III–29 présente la réponse volumique en compression du béton, cette courbe a été utilisée pour vérifier que la valeur de  $r_c$  est bien estimée, car selon JASON [JAN 04] une valeur très grande de  $r_c$  peut aboutir à une réponse volumique incorrecte. Nous remarquons sur la figure III–29 que les déformations sont négatives pour une contrainte inférieure à la résistance en compression du béton et devient positives au-dessus de ce pic. L'évolution d'un comportement contractant (diminution du volume) vers un comportement dilatant (augmentation du volume) est bien représenté par le modèle et la valeur de  $r_c$  est alors bien estimée.

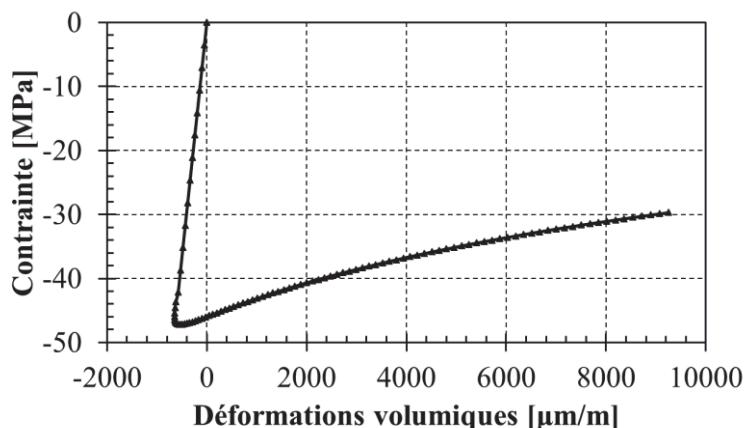


Figure III-29 : Réponse volumique du béton en compression

○ Essai de traction

Le tableau III-3 récapitule les résultats des essais de traction par fendage réalisés sur 5 éprouvettes cylindriques ( $16 \times 32 \text{ cm}^2$ ) de la gâchée POCB9.

Eprouvette	1	2	3	4	5
Résistance [MPa]	3.6	3	2.7	3.3	3.5
$f_{t,m}$	$3.2 \pm 0.4 \text{ MPa}$				

Tableau III-3 : Résistance en traction du béton à 54 jours

Comme nous n'avons pas de données précises issues d'un essai de traction directe pour comparer les résultats obtenus avec le calcul, le calage des paramètres est fait en fonction de la position du pic. Numériquement, le pic de contraintes est de l'ordre de 3,40 MPa conformément à la valeur expérimentale de  $f_t$ . La figure III-30 nous montre la réponse contrainte/déformation dans le cas de la traction simple.

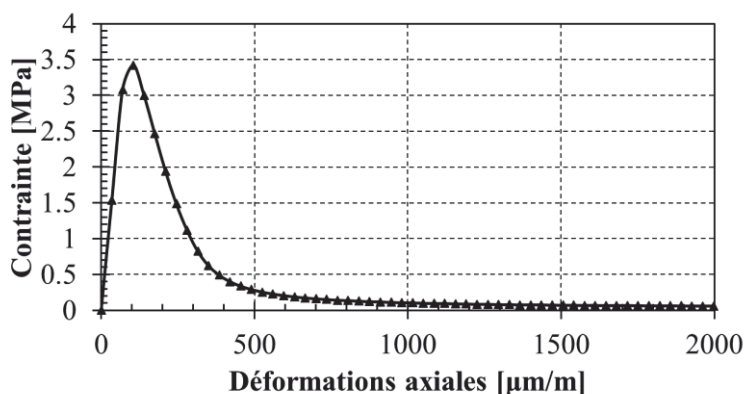


Figure III-30 : Réponse du modèle pour un essai de traction

Cette modélisation de l'essai de traction nous a permis de caler les paramètres ( $A_t$ ,  $B_t$ ,  $\varepsilon_{D_0}$  et  $r_t$ ). Les paramètres utilisés pour cette modélisation sont présentés dans le tableau III-2. La forme et l'allure de la courbe ont été comparées avec les résultats présentés dans la thèse de Jason [JAS 04].

La réponse obtenue est caractéristique des matériaux quasi-fragiles. On observe un pic suivi d'une phase adoucissante. On remarque de plus que lors de la phase d'endommagement, la contrainte diminue jusqu'à devenir constante, à ce niveau la surface limite de plasticité est atteinte, et l'endommagement n'évolue plus. En conséquence, la réponse du modèle peut être considérée comme satisfaisante dans l'essai de traction simple.

Pour déterminer les autres paramètres du modèle ( $C_h, A_h, p$ ), il est nécessaire de réaliser des essais supplémentaires comme l'essai de traction directe, essai de compression cyclique et essai triaxial confiné qui sont relativement difficiles à réaliser. Pour cela nous les avons estimés et calés en se basant sur les résultats des essais réalisés et disponibles dans la littérature pour des bétons comparables [JAS 04] [MEA 12].

### III.7.1.4.2 Tube pultrudé

En raison de sa faible épaisseur (10 mm) et de sa largeur (100 mm), nous avons supposé que les propriétés dans les directions (T et R) sont identiques. Deux essais de traction pour un angle de sollicitation de  $0^\circ$  par rapport à l'orientation des fibres ont été réalisés afin d'identifier le module d'élasticité  $E_L$ . Les autres paramètres sont estimés en utilisant les documents techniques établis par le fournisseur. Les résultats des essais sont présentés dans le CHAPITRE II (§II.6.2). La charge à la rupture et le module d'Young moyens des éprouvettes sollicitées en traction dans la direction parallèle à l'orientation des fibres sont montrés dans le tableau III-4.

Module d'élasticité $E_L$ [GPa]	Contrainte à la rupture (MPa)	Déformation ultime ( $\mu\text{m/m}$ )
$28 \pm 2$	$437 \pm 27$	$\approx 16000$

Tableau III-4 : Résultats sur les éprouvettes orientées dans la direction des fibres

Pour notre calcul non linéaire, nous avons utilisé les caractéristiques mécaniques de la fiche technique pour modéliser le comportement du tube pultrudé. Les paramètres du modèle orthotrope retenus sont donnés par le tableau III-5.

$E_L$	$E_T$	$E_R$	$\nu_{LT}$	$\nu_{RL}$	$\nu_{TR}$
26 GPa	8 GPa	8 GPa	0.28	0.28	0.12
	$G_{TR}$	$G_{LR}$	$G_{LT}$	$\rho$	
	4.5 GPa	4.5 GPa	4.5 GPa	1800 kg/m <sup>3</sup>	

Tableau III-5 : Paramètres du modèle élastique orthotrope du pultrudé

### III.7.1.4.3 Adhésif

Pour identifier les paramètres de cette loi, des essais de traction simple ont été réalisés sur 6 éprouvettes haltères de colle. Parmi ces 6 éprouvettes, quatre ont été équipées par des jauges de déformations pour suivre l'évolution des déformations axiales afin d'identifier le module d'élasticité E. Le coefficient de Poisson de la colle a été estimé à 0.3.

Les résultats des essais de traction réalisés sur les éprouvettes de colle de la série POCB21 sont exposés sur la Figure II-37 du CHAPITRE II. Les allures générales des courbes montrent que le comportement de la colle pourrait être approché par un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture. La contrainte moyenne à la rupture est de  $13.4 \pm 2.5$  MPa. Il est à noter que l'allure un peu erratique des courbes provient du fait que les charges de ruine pour ces éprouvettes est faible au regard de la capacité de la machine.

La loi de comportement de la colle est supposée isotrope. Les caractéristiques mécaniques retenues pour la simulation sont données par le tableau III-6. Après l'identification de E, les paramètres des éléments interfaces utilisés pour modéliser le joint sont calculés grâce aux relations (éq. (III.45) exposées dans le paragraphe III.5.2.3.

E	$\nu$	e	$k_s$	$k_t$	$k_n$
$6.8 \pm 1.2$ GPa	0.3	1 mm	2.6 kN/mm <sup>3</sup>	2.6 kN/mm <sup>3</sup>	6.8 kN/mm <sup>3</sup>

Tableau III-6 : Paramètres des éléments d'interface (colle)

### III.7.1.5 Résultats de la modélisation

#### III.7.1.5.1 Charge et mode de ruine numériques

Afin de pouvoir s'appuyer sur les résultats des calculs, il est nécessaire que le modèle puisse reproduire de manière précise les comportements de l'assemblage. Pour vérifier son pouvoir prédictif, une confrontation entre les déformations mesurées expérimentalement et celles issues de la modélisation numérique a été effectuée. Les positions des jauges et la comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique sont présentées sur la figure III-31.

Un accord satisfaisant entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques est observé. Les déformations calculées sont très proches des déformations mesurées pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21. Pour la jauge longitudinale seule, on remarque que les déformations calculées sont surestimées par le modèle numérique. Cette différence peut être expliquée par l'hypothèse de l'homogénéité du tube pultrudé que l'on a prise dans notre calcul.

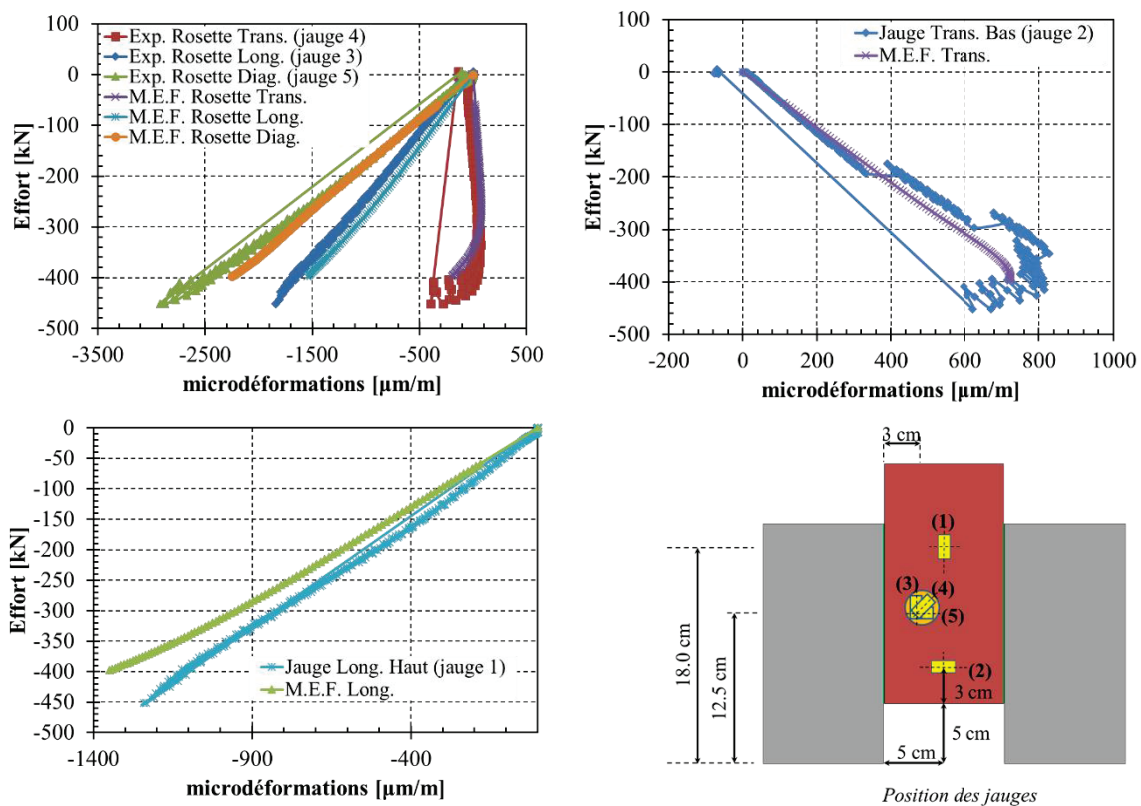


Figure III-31 : Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec le modèle plastique endommageable pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21

D'autre part, la "**charge de ruine numérique ( $F_u$ )**" (la charge pour laquelle le calcul est bloqué et ne converge plus du fait d'un endommagement trop important) est de l'ordre de 397.5 kN. La figure III-32 (b) montre la courbe numérique « Force - déplacement imposé ». Nous remarquons que le comportement est élastique fragile conformément à ce que nous avons observé expérimentalement (figure III-32 (a)). Expérimentalement, le déplacement mesuré est celui de la traverse (déplacement de la tête du tube plus les jeux de la machine) et non le déplacement du tube pultrudé seul. La comparaison entre les déplacements numériques et le déplacement de la traverse n'est donc pas pertinente.

La charge de ruine moyenne expérimentale de la série POCB21 vaut  $382.2 \pm 56.3$  kN. En dépit de la valeur de l'écart type mesuré, la charge de ruine est bien estimée par la modélisation. L'écart entre la valeur moyenne et le calcul est de +4 %. La charge de ruine moyenne est légèrement surestimée par la



simulation numérique. Cet écart peut atteindre +23 % si on fait la comparaison entre calcul et chaque éprouvette. L'écart varie entre -6.4 % (sous-estimation) et 23 % (surestimation).

Numériquement, nous n'avons pas pu atteindre la partie post-pic de la courbe charge-déplacement avec les paramètres du modèle élastoplastique endommageable calés initialement. Pour cette raison, nous avons essayé de changer le jeu des paramètres, de changer le maillage et modifier la taille d'éléments pour résoudre ce problème de divergence. Finalement, nous avons trouvé qu'il y a un autre ensemble des paramètres pour le modèle élastoplastique endommageable avec lequel le calcul se poursuit après le pic (voir annexe D). Avec ces nouveaux paramètres, nous avons obtenu exactement la même charge de ruine que celle trouvée dans cette partie. Cependant, nous avons jugé que le calcul avec ces paramètres n'est pas représentatif de la réalité car la réponse volumique du béton devient incorrecte et non réaliste (elle devient adoucissante avant le changement de comportement volumique contractant vers dilatant, contrairement aux observations expérimentales rapportées dans la littérature). Pour cette raison, nous avons considéré que la rupture numérique correspond à la charge pour laquelle le calcul est bloqué avec le jeu du paramètre qu'on a fixé initialement.

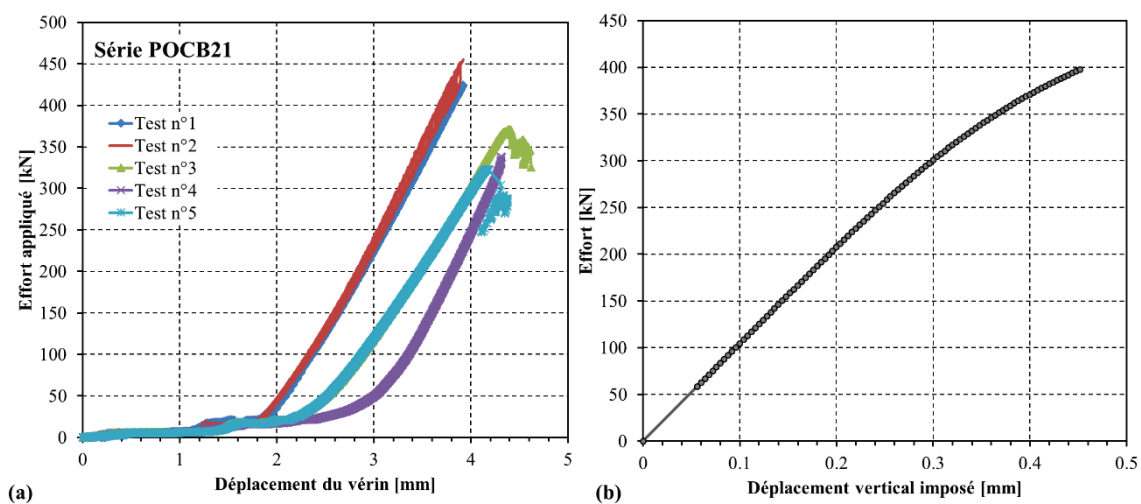


Figure III-32 : (a) Courbes force déplacement expérimentales pour les éprouvettes de référence, (b) Evolution de la charge numérique en fonction du déplacement imposé en tête du tube pultrudé (résultat numérique)

D'autre part, du fait que le champ de contrainte est loin d'être homogène, une concentration des contraintes est présente dans la partie supérieure de dalle. Les effets des bords sont alors fortement présents dans notre modèle et notamment dans la zone de connexion sous l'appui. La figure III-33 présente la distribution de la variable d'endommagement ( $D$ ) dans le volume du béton (figure III-33 (a)) et particulièrement sur l'interface collée béton/adhésif (figure III-33 (b)) pour la charge de ruine  $F_u$ . Il apparaît qu'autour du joint de colle, l'endommagement est proche de 0.6, sa valeur maximale à l'interface. En revanche, la zone sous l'appui s'endommage fortement, il s'est avéré difficile de transmettre l'effort au reste de la structure. Il en résulte un état d'endommagement très localisé et qui ne correspond pas du tout aux observations expérimentales. Un trop fort endommagement dans cette zone survient avant la rupture totale de l'assemblage et le calcul ne converge plus lorsque  $D$  atteint une valeur très proche de 1, sa valeur limite. Toutefois, cette modélisation nous permettait de reproduire et de prévoir le mode de ruine de l'assemblage qui est forcément localisé à proximité de l'interface. La rupture numérique a eu lieu dans le béton à proximité de l'interface, en d'autres termes la rupture est cohésive dans le béton.

La variation de la distribution de l'endommagement à l'interface au cours du chargement est représentée sur la figure III-34. Il est clair que l'endommagement s'initie dans la zone à proximité de l'interface ( $z = 200$  mm,  $y = 50$  mm) loin des conditions de symétrie. Au fur et à mesure du chargement,

l'endommagement se propage à l'interface transversalement vers l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm) et longitudinalement, D se dirige vers le bas ( $z = 50$  mm).

En conclusion, ce modèle a bien reproduit le mode de ruine observé expérimentalement (voir figure III-35) et il a montré que la fissuration ou l'endommagement débute sur la face latérale pour environ 19% de la charge ultime et se propage progressivement vers l'axe de symétrie au fur et à mesure du chargement. Dans la suite, nous avons considéré que le modèle est validé et nous allons alors présenter et analyser plus en détails les résultats obtenus. Les distributions des différentes contraintes sur l'interface et dans le bloc seront exposées pour déterminer la contrainte à l'origine de cette rupture et pour suivre l'évolution des contraintes avec l'endommagement du béton.

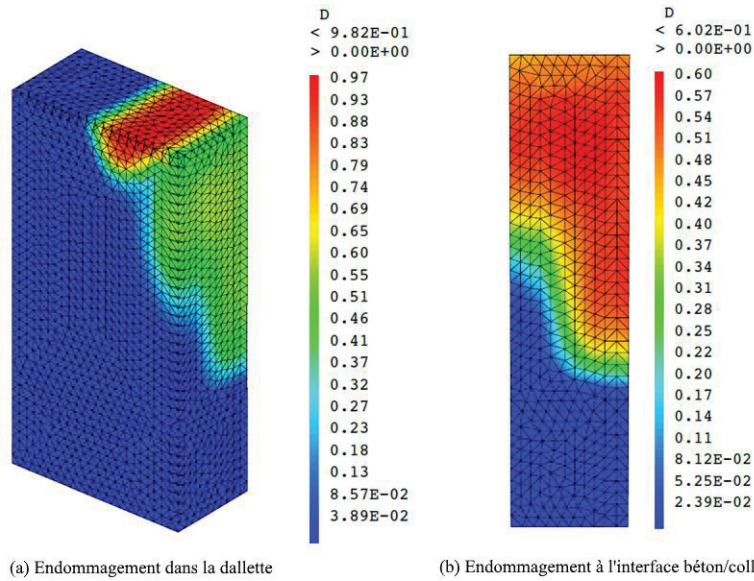


Figure III-33 : Cartographie de l'endommagement à la charge de ruine  $F_u$

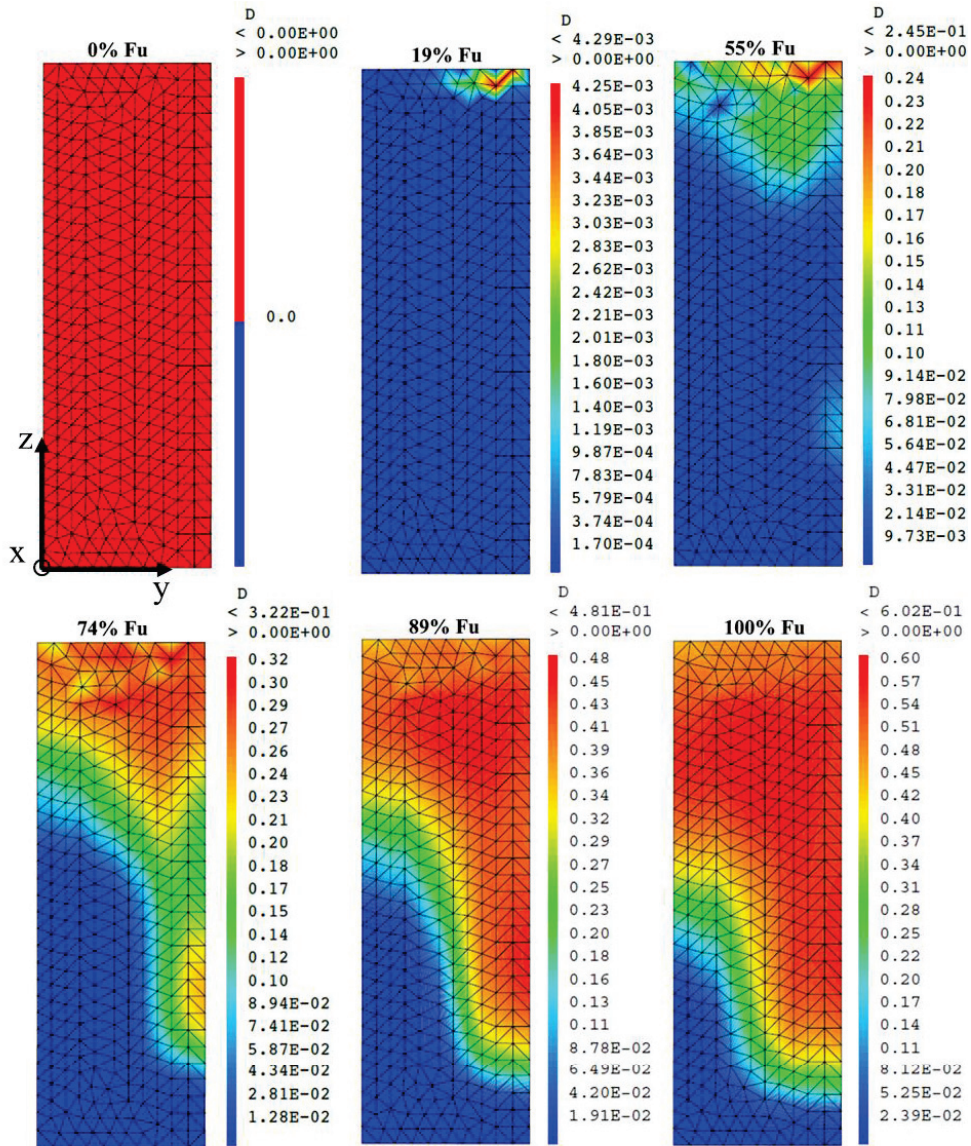


Figure III-34 : Evolution de l'endommagement dans le bloc du béton sur l'interface au cours du chargement



Figure III-35 : mode de ruine de l'éprouvette n°2 de la série POCB21

### III.7.1.5.2 Analyse des contraintes

Pour faciliter le traitement des résultats, nous présentons sur la figure III-36, le quart de l'éprouvette modélisée et l'interface béton/colle avec les lignes de grille pour repérer les lignes où nous exploitons les résultats numériques.



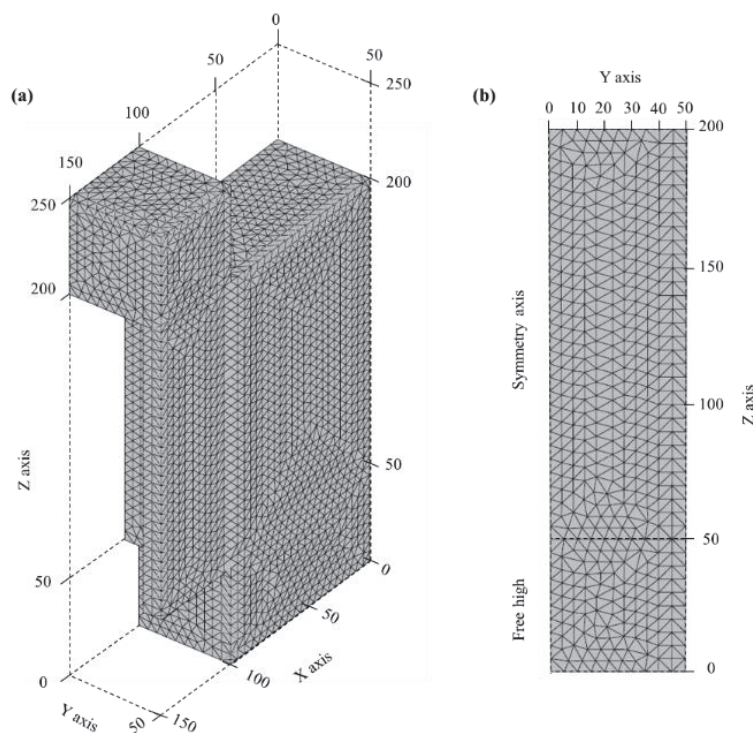


Figure III–36 : Géométrie (a) du quart de l'éprouvette push out avec les lignes de grille, (b) de l'interface béton/colle avec les lignes de quadrillage principales

#### III.7.1.5.2.1 Contraintes de pelage $\sigma_{xx}$

La figure III–37(a) montre la distribution des contraintes normales  $\sigma_{xx}$  le long du joint de colle à la charge ultime  $F_u$ , à l'interface adhésif béton (calculées dans le béton, aux points de Gauss) pour plusieurs valeurs de  $y$ . Les résultats montrent que le joint de colle est comprimé, notamment sur ses bords. On constate également que la distribution de  $\sigma_{xx}$  est non homogène sur la largeur du joint et présente des pics importants près des bords. Cette contrainte dépend alors de l'épaisseur «  $y$  » et de l'altitude «  $z$  », elle n'est pas homogène sur l'interface colle/béton et ses valeurs maximales se situent aux extrémités où les effets des bords sont présents.

Au cours du chargement, nous remarquons que la distribution de contrainte  $\sigma_{xx}$  est presque uniforme sur l'interface pour les faibles niveaux de chargement ( $< 19\%$   $F_u$ ) (voir figure III–37 (b,c,d)). Avec l'augmentation de la charge, des pics de compression apparaissent sur les extrémités. Ces pics de contraintes sont à relever (quelle que soit la valeur de  $y$ ) à l'extrémité supérieure du joint collé ( $z > 190$  mm). Ils augmentent au fur et à mesure du chargement mais les contraintes atteintes restent toujours inférieures à la résistance en compression du béton.

La figure III–38 présente la distribution des contraintes de pelage à l'interface le long de l'axe de symétrie, à 19 % et 100 % de la charge ultime  $F_u$ , pour les trois matériaux (béton, pultrudé, colle). Nous pouvons remarquer que la transmission des efforts par le joint n'est pas parfaite. Ceci peut être principalement expliqué par l'effet de glissement relatif entre les deux substrats qui est pris en compte dans notre modélisation.

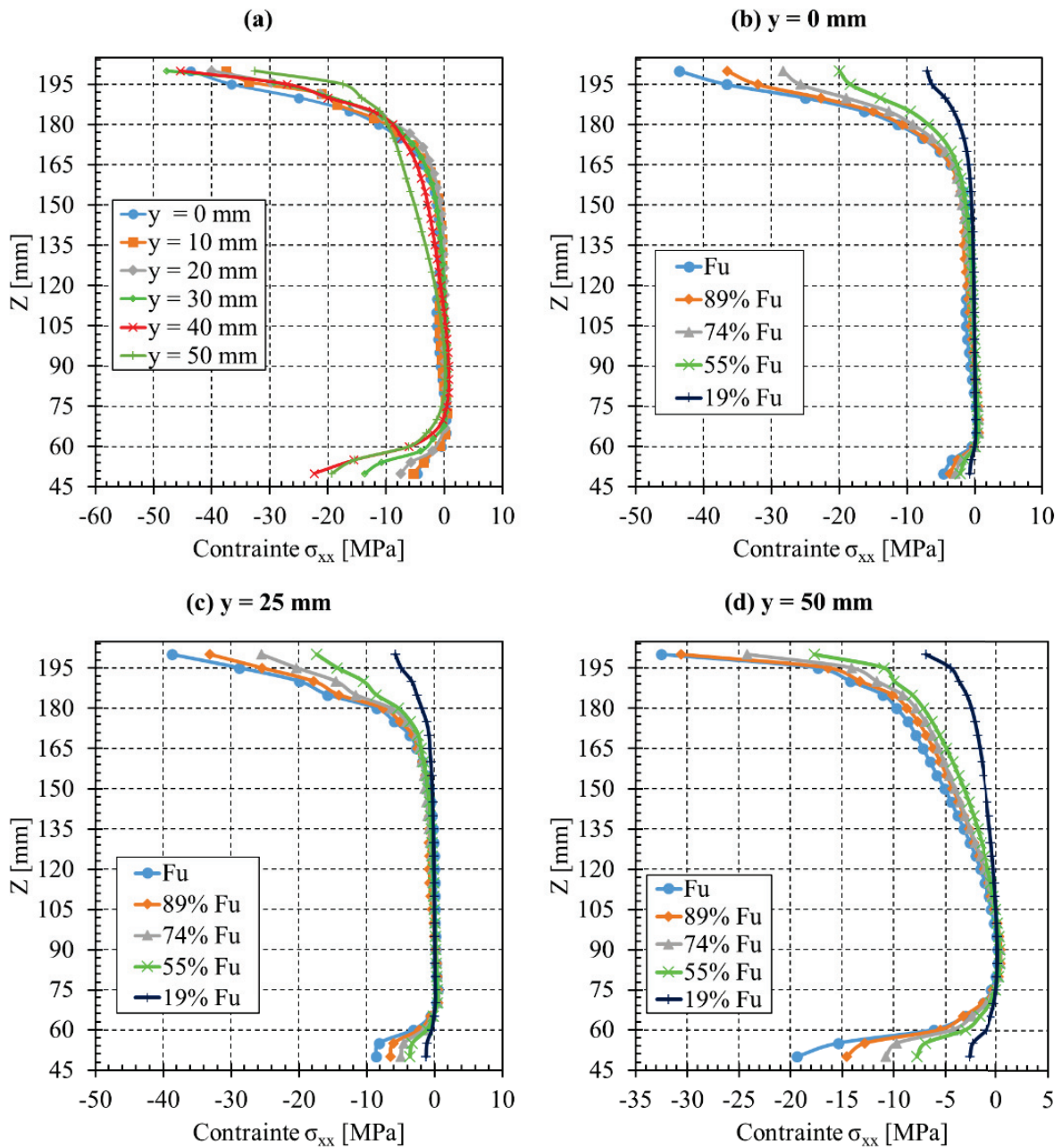


Figure III-37 : (a) Distribution de la contrainte de pelage  $\sigma_{xx}$  à l'interface béton / adhésif à Fu et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)



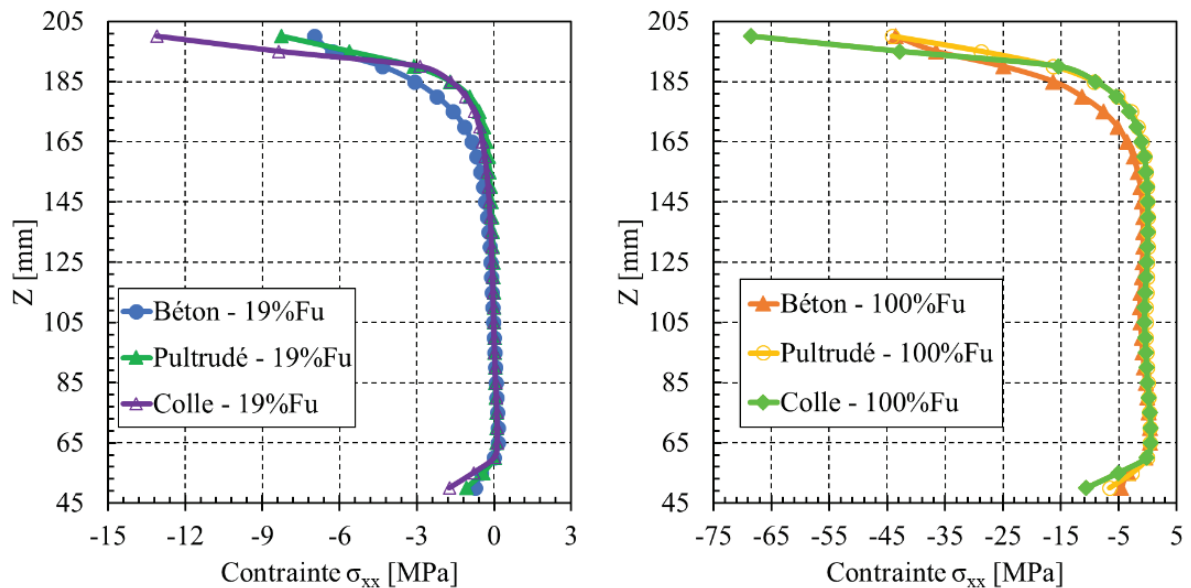


Figure III-38 : Distribution des contraintes de pelage à l'interface  $\sigma_{xx}$  calculées dans le béton et le pultrudé le long de l'axe de symétrie à 19 % de Fu (figure à gauche) et 100% Fu (figure à droite)

#### III.7.1.5.2.2 Contraintes normales axiales $\sigma_{zz}$

Comme la contrainte de pelage  $\sigma_{xx}$ , la distribution de  $\sigma_{zz}$  n'est pas uniforme à l'interface collée. La figure III-39(a) montre sa distribution à l'interface à Fu. Nous pouvons clairement remarquer que dans la partie endommagée, les contraintes sont faibles à cause de la fissuration du béton dans cette zone ( $z > 190$  mm). Elle présente également des pics de contraintes aux extrémités inférieure et supérieure (sous la zone endommagée). Les pics supérieurs sont inférieurs à la limite en compression du béton sur la largeur du joint d'adhésif à la charge de ruine (sauf sur l'axe de symétrie, le pic atteint une valeur de 50 MPa, légèrement supérieure à la résistance ultime du béton). En revanche, on observe qu'à la base du joint de colle ( $z = 0$ ), les pics peuvent atteindre jusqu'à 63 MPa pour plusieurs valeurs de  $y$ . Cette valeur, supérieure à la résistance en compression du béton, a été obtenue très localement et uniquement à la ruine. Elle est considérée comme un "pic" numérique non représentatif de la réalité.

D plus, l'examen de l'évolution de cette contrainte au cours du chargement nous permet de quantifier l'influence de l'endommagement sur sa distribution. Nous remarquons sur la figure III-39(b,c,d) que la distribution de cette contrainte est presque uniforme pour un faible niveau de chargement (19% Fu). Avec l'augmentation de charge, en d'autres termes avec l'apparition de fissures, cette contrainte présente des pics très importants aux extrémités et sa distribution devient trop asymétrique.

La figure III-40 présente la distribution des contraintes normales axiales à l'interface et à charge ultime Fu, pour les deux matériaux (béton, pultrudé). Le résultat confirme que le transfert des efforts ne se fait pas de façon homogène avec des valeurs beaucoup plus importantes à l'extrémité supérieure du pultrudé.

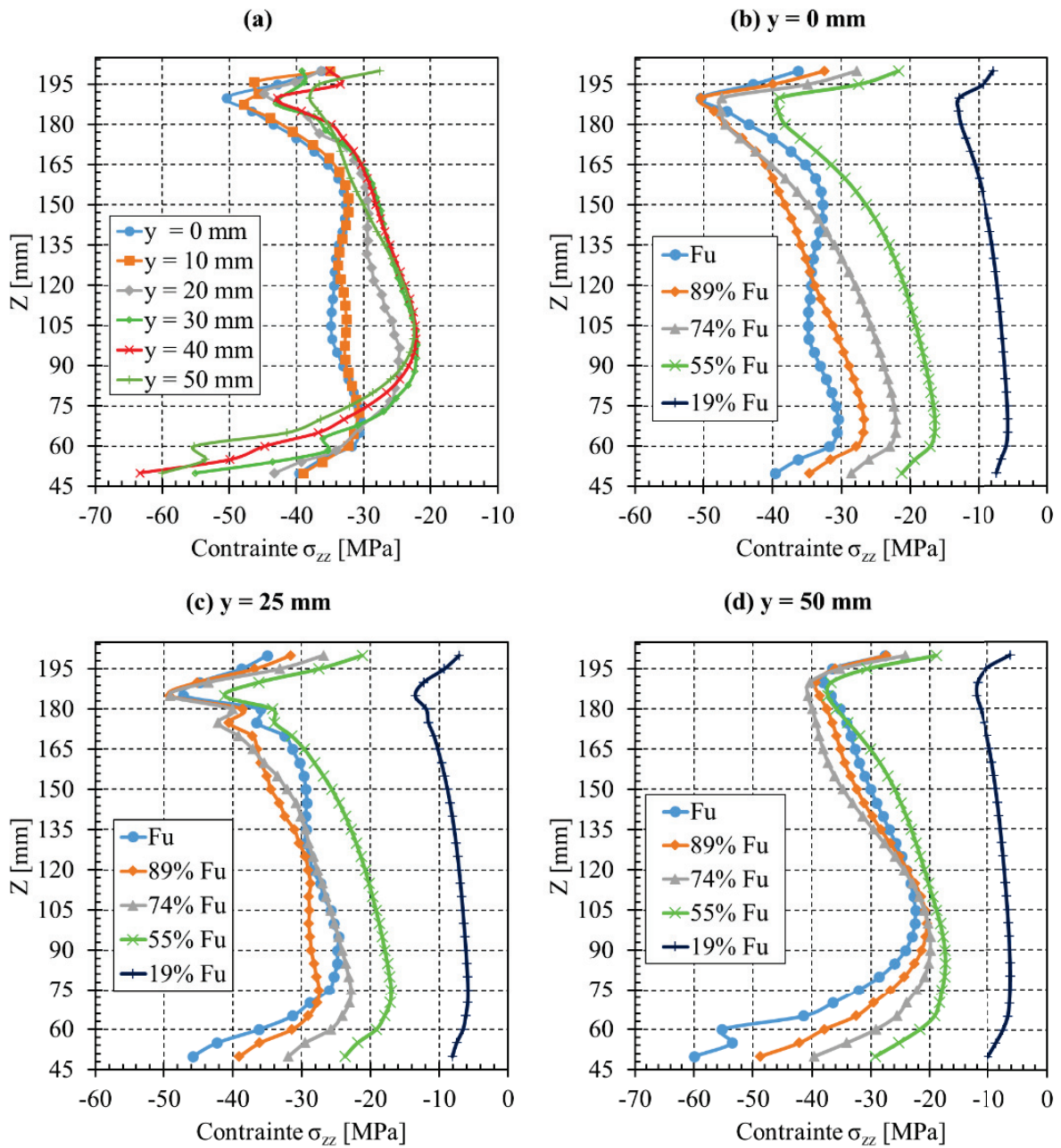


Figure III-39 : (a) Distribution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  à l'interface béton / adhésif à  $F_u$  et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)

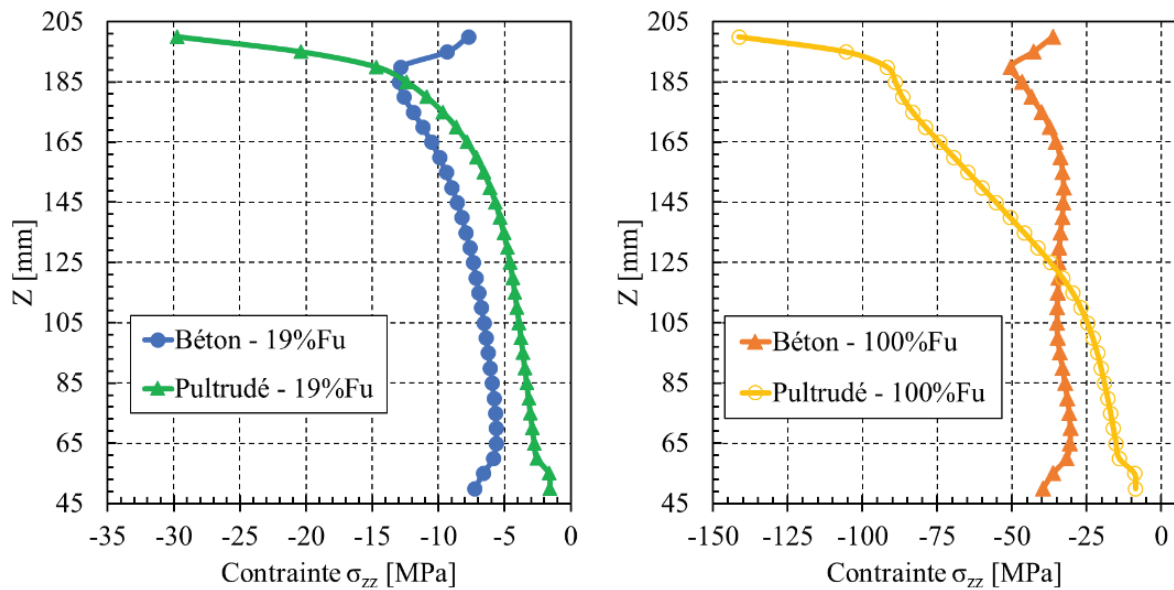


Figure III-40 : Distribution des contraintes normales axiales  $\sigma_{zz}$  à l'interface au niveau de l'axe de symétrie calculées dans le béton et le pultrudé à 19 % de  $F_u$  (figure à gauche) et à 100%  $F_u$  (figure à droite)

### III.7.1.5.2.3 Contraintes $\sigma_{yy}$

La figure III-41 (a) illustre la distribution des contraintes  $\sigma_{yy}$  à l'interface béton / adhésif pour la charge ultime numérique. Comme les autres contraintes, sa distribution présente des pics aux extrémités qui peuvent atteindre 10 MPa. Cette contrainte n'intervient pas de façon directe dans la rupture de l'assemblage. Il est très difficile d'étudier son influence sur la propagation des fissures (endommagement) sans la prise en compte des autres contraintes. Sur la figure III-41, l'évolution de cette contrainte au cours du chargement au niveau de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), au niveau de  $y = 25$  mm et le long de la ligne  $y = 50$  mm est présentée. Pour les trois positions, la distribution n'est pas homogène dans la direction  $z$  pour les différents niveaux de chargement. Aussi, du fait des effets de bords, elle présente des pics aux bords qui augmentent au fur et à mesure du chargement.

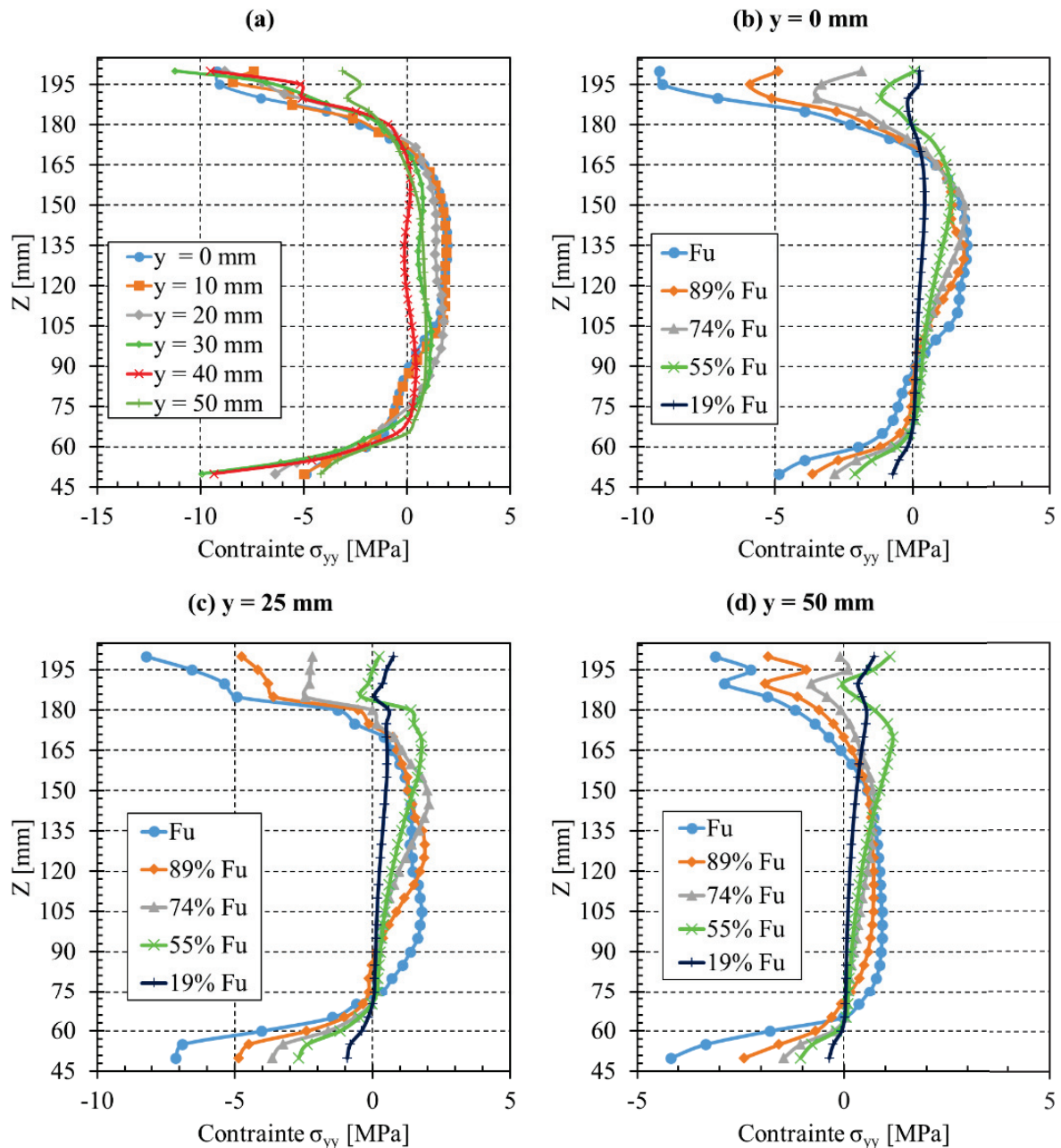


Figure III-41 : (a) Distribution de la contrainte  $\sigma_{yy}$  à l'interface béton / adhésif à  $F_u$  et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)

#### III.7.1.5.2.4 Contraintes de cisaillement $\sigma_{xz}$

Les distributions des contraintes de cisaillement à la rupture et au cours du chargement sur l'interface béton/ adhésif sont illustrées sur la figure III-42. Nous remarquons que la contrainte de cisaillement est bien influencée par les effets tridimensionnels, des pics apparaissent à l'extrémité supérieure du joint et sa distribution dépend de  $y$  (elle n'est pas uniforme sur la largeur du joint). Les pics aux extrémités sont largement supérieurs aux limites en traction de la colle et du béton. En effet, les propriétés mécaniques (contrainte, déplacement) déterminées pour un adhésif massif sont des propriétés moyennes qui ont une signification physique différente de celles déterminées pour la fine couche d'adhésif au sein d'un assemblage, où les déformations transverses sont limitées. Ces pics de contraintes de cisaillement peuvent être numériquement atteints car il existe au même endroit une contrainte de compression importante.



Toutefois, ces valeurs élevées de contraintes, très localisées, doivent être considérées avec prudence car elles sont situées dans une zone de singularité.

La figure III-43 illustre les distributions des contraintes de cisaillement à l'interface, à la charge ultime numérique, dans chaque matériau. Leurs distributions ont les mêmes allures. Le transfert des efforts ne se fait pas de façon homogène du fait de l'endommagement du béton et du glissement relatif entre les deux substrats.

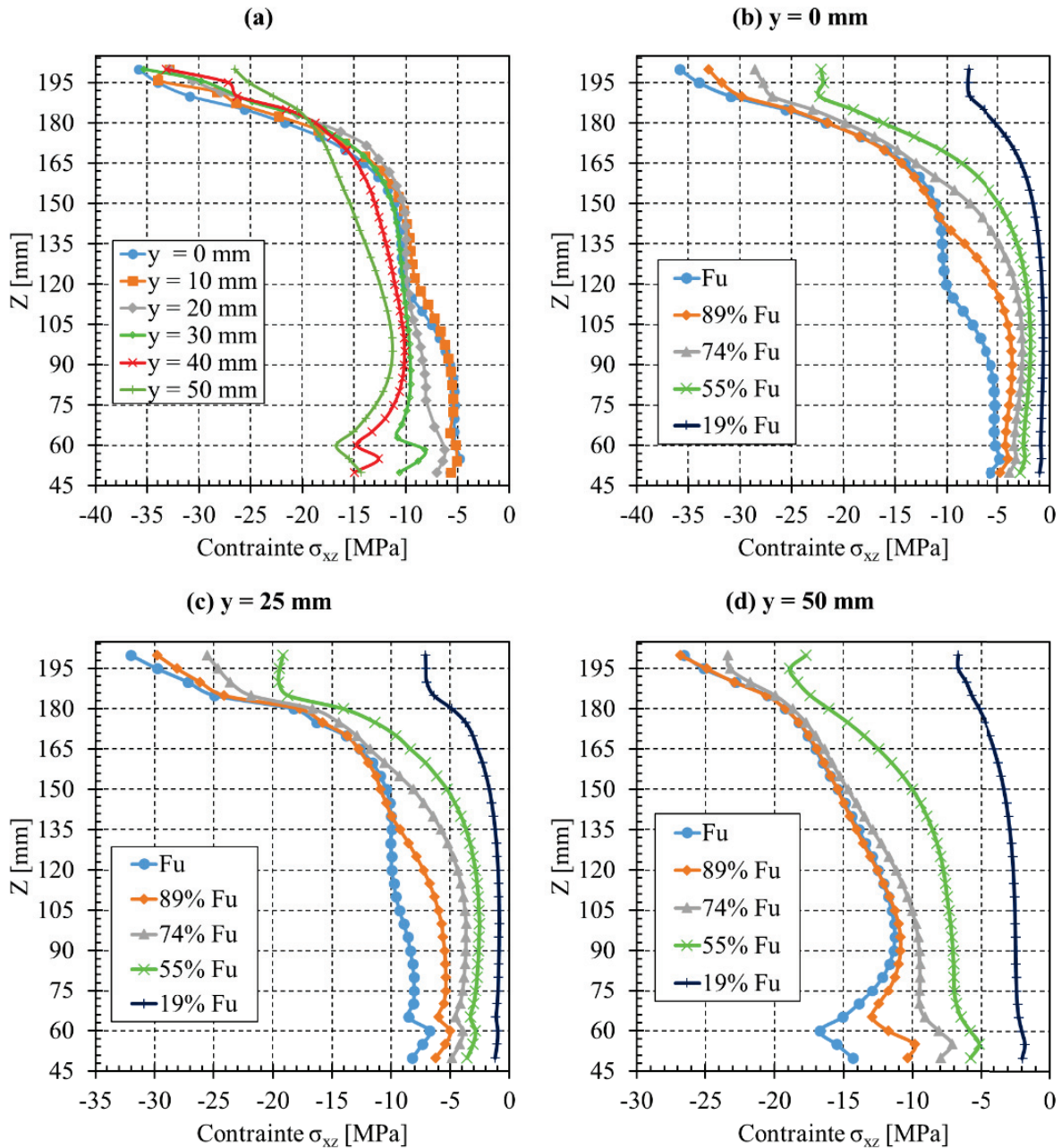


Figure III-42 : (a) Distribution de la contrainte  $\sigma_{xz}$  à l'interface béton / adhésif à  $F_u$  et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)



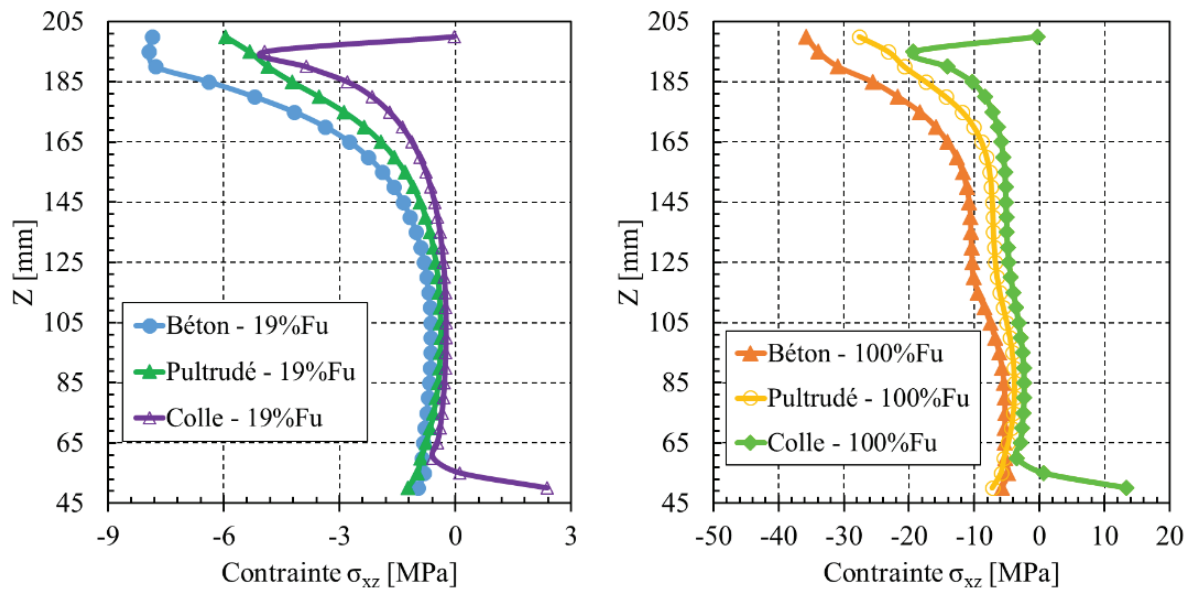


Figure III-43 : Distribution des contraintes de cisaillement  $\sigma_{xz}$  à l'interface au niveau de l'axe de symétrie calculées dans le béton et le pultrudé à 19% de Fu (figure à gauche) et à 100% Fu (figure à droite)

#### III.7.1.5.2.5 Contraintes de cisaillement $\sigma_{xy}$ et $\sigma_{yz}$

La figure III-44 illustre la distribution et l'évolution des contraintes  $\sigma_{xy}$  à l'interface béton / adhésif. Les résultats montrent que cette contrainte est approximativement nulle sur la majorité de longueur collée. Sa distribution présente également des pics aux extrémités qui restent toujours inférieurs 5 MPa.

La distribution des contraintes  $\sigma_{yz}$  à l'interface béton / adhésif et son évolution sont illustrées sur la figure III-45. Cette contrainte montre encore une distribution comme celle de  $\sigma_{xy}$ . Des pics de contrainte apparaissent aux extrémités et augmentent au fur et à mesure du chargement mais restent toujours inférieurs à 5 MPa.

Ces deux dernières contraintes  $\sigma_{yz}$  et  $\sigma_{xy}$  sont présentées sur toute la largeur du joint mais leurs valeurs sont très faibles par comparaison avec les autres contraintes présentes sur l'interface. La distribution non uniforme de ces contraintes sur la largeur de l'interface peut être expliquée numériquement par les effets tridimensionnels et la présence des effets de bords. Toutefois ces contraintes restent négligeables devant les autres contraintes  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{xz}$  et  $\sigma_{zz}$  qui interviennent significativement dans la rupture et la plastification de l'assemblage.

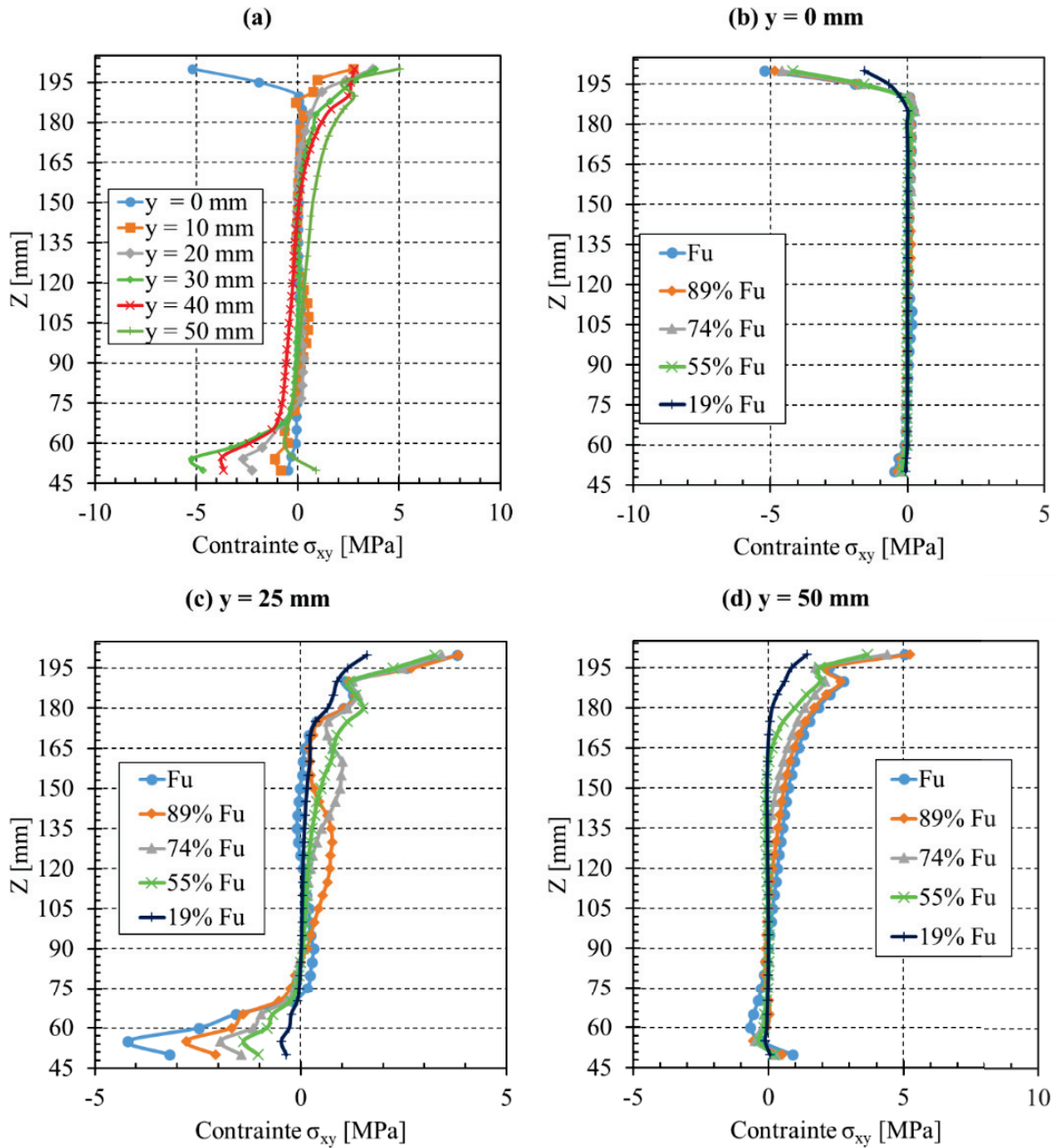


Figure III-44 : (a) Distribution de la contrainte  $\sigma_{xy}$  à l'interface béton / adhésif à Fu et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)

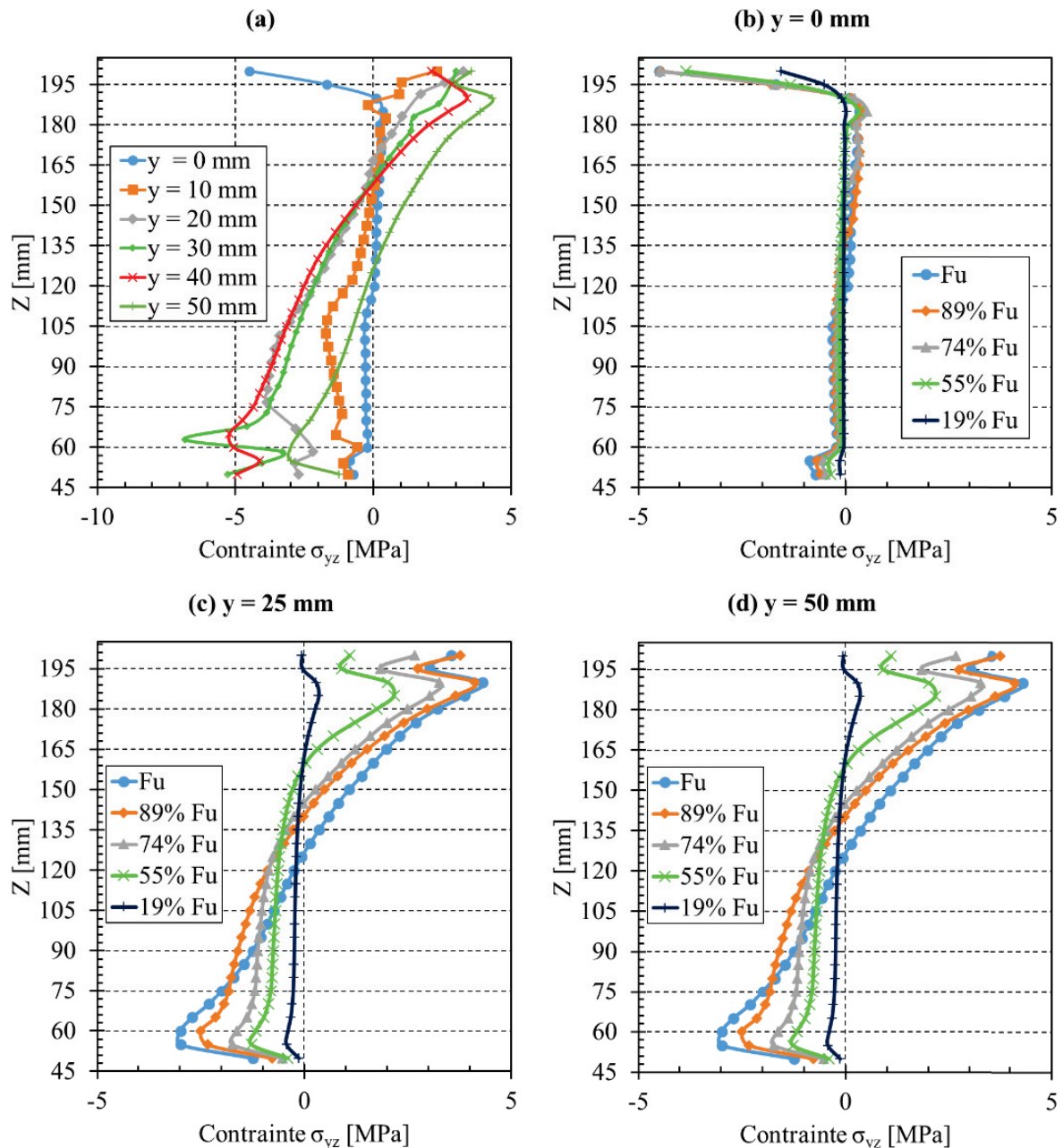


Figure III-45 : (a) Distribution de la contrainte  $\sigma_{yz}$  à l'interface béton / adhésif à  $F_u$  et évolution de cette contrainte au cours du chargement : (b) le long de l'axe de symétrie ( $y = 0$  mm), (c) le long de l'axe situé en  $y = 25$  mm et (d) le long de l'axe situé en  $y = 50$  mm (face latérale libre)

### III.7.1.6 Synthèse

Un modèle tridimensionnel pour étudier le comportement non linéaire d'un assemblage collé a été présenté. Le modèle numérique a été constitué par des éléments tétraédriques à 4 nœuds d'interpolation linéaire ont été utilisés pour modéliser les substrats et des éléments d'interface ont été introduits entre les deux substrats pour les connecter. La modélisation a été réalisée en utilisant le logiciel d'éléments finis Cast3m.

La confrontation qui a été faite entre les déformations mesurées expérimentalement et celles calculées numériquement ainsi que l'analyse de l'endommagement montre que le modèle est capable de reproduire de façon satisfaisante les observations et les mesures expérimentales et nous a permis de prouver sa voie prédictive.

Cet outil numérique nous a permis de connaître l'état de contraintes dans l'assemblage push out. La nature tridimensionnelle des contraintes est mise en évidence. Comme prévu, l'endommagement a induit une diminution des concentrations de contraintes dans les régions fissurées. L'évolution de l'état de contraintes au cours du chargement a permis d'expliquer le processus et le mécanisme de ruine de l'éprouvette push out. Des contraintes de compression se développent dans le béton, dans une zone proche de l'interface. La fissuration apparaît à environ 19 % de la charge ultime numérique sur l'interface béton-adhésif dans la zone proche de la face latérale de l'éprouvette, plus précisément à  $y = 50$  mm et  $z = 200$  mm. Au cours du chargement, nous avons vu que pour cette éprouvette, l'endommagement se propage de la face latérale ( $y = 50$  mm) vers l'axe de symétrie et vers la base du joint de colle. Les contraintes de cisaillement observées sont très importantes à l'interface et dépassent localement, à proximité de la charge de ruine, la résistance en traction de la colle.

### **III.8 Analyse paramétrique : Influence de la géométrie de l'éprouvette Push out sur ses propriétés mécaniques**

Toute modification de la géométrie ou du dimensionnement de l'assemblage push out induit une variation des contraintes dans l'adhésif comme dans les supports. Dans ce type d'assemblage, trois paramètres fondamentaux peuvent influencer directement le comportement mécanique ; il s'agit :

- de la longueur de recouvrement (la longueur collée)  $l_c$  ou plus généralement, de la surface collée,
- des dimensions des substrats (épaisseur, longueur et largeur),
- de l'épaisseur du joint de colle  $e_j$ .

Dans cette partie, nous allons alors étudier numériquement l'influence de chacun de ces paramètres sur la distribution des contraintes à l'interface, la charge de ruine et la cartographie de l'endommagement afin de caractériser notre assemblage et de trouver une configuration qui permet de limiter les effets de bords et assurer la fiabilité de notre mesure. Il est à noter que dans toutes les simulations présentées dans cette partie, les paramètres du modèle numérique utilisés sont ceux présentés dans le paragraphe III.7.1.4. Les conditions aux limites et de symétrie sont aussi les mêmes.

#### **III.8.1 Influence de la configuration de l'essai**

Dans ce paragraphe, nous étudions l'influence de la configuration de l'essai sur les propriétés ultimes (charge de ruine, mode de ruine) et sur la distribution de contraintes à l'interface. Deux configurations ont été testées : deux tubes pultrudés collés sur un bloc de béton (figure III-46 (a)) et deux blocs de béton collés sur un seul tube de pultrudé (figure III-46 (b)).

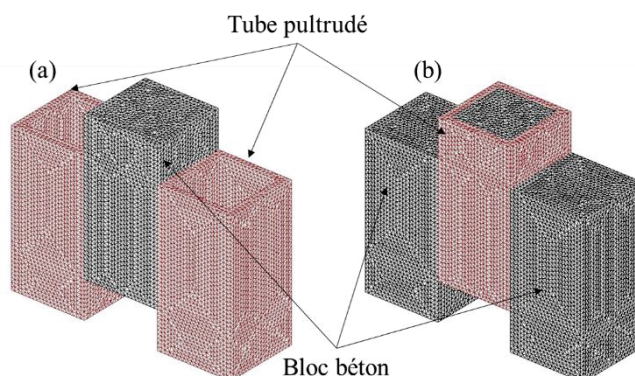


Figure III-46 : Géométrie de l'éprouvette push out ; (a) deux tubes pultrudés + un bloc de béton (Configuration 1), (b) deux blocs de béton + un tube pultrudé (Configuration 2)

Les charges de ruine numérique obtenues valent 347.5 kN et 397.5 kN pour les configurations 1 et 2 respectivement. La diminution de la charge ultime, dans le cas de l'utilisation de deux tubes pultrudés et



d'un bloc de béton, est attribuée au fort endommagement du bloc de béton au travers duquel le chargement est transmis vers le tube pultrudé et également peut être expliqué par la souplesse du substrat pultrudé par comparaison avec le béton qui peut augmenter l'excentricité des efforts appliqués et l'apparition de contraintes d'arrachement à l'interface. La figure III-47 montre les courbes charge-déplacement des deux configurations. On constate que, jusqu'à un déplacement imposé d'environ 0.2 mm, les deux assemblages ont la même rigidité mais au fur et à mesure du chargement, la rigidité de la configuration 2 devient plus importante que celle de la configuration 1. Cette évolution nous amène à conclure que la plastification (ou l'endommagement) est plus rapide dans le cas de la configuration 1 et ceci a alors abouti à une rupture précoce de l'assemblage (par comparaison avec la configuration 2).

La figure III-48 présente l'évolution des contraintes de cisaillement  $\sigma_{xz}$  et des contraintes normales  $\sigma_{xx}$  le long de l'axe de symétrie à l'interface pour les deux cas testés. Il apparaît que la configuration de l'éprouvette push out n'a pas d'influence majeure sur la distribution des contraintes. Le fait d'inverser les deux substrats a changé la position des pics de contraintes. Dans le cas de la configuration 1, les pics apparaissent en bas (au-dessus de la hauteur libre) contrairement à ce que l'on a observé avec la configuration 2 où les pics sont localisés fortement dans la zone supérieure, sous la zone de chargement.

Concernant la cartographie de l'endommagement, on a presque la même cartographie dans les deux cas, comme le montre la figure III-49 . On remarque également que, dans le cas de la configuration 1, la zone de localisation de l'endommagement (zone rouge,  $D > 0.98$ ) est plus profonde dans le béton à proximité de l'interface.

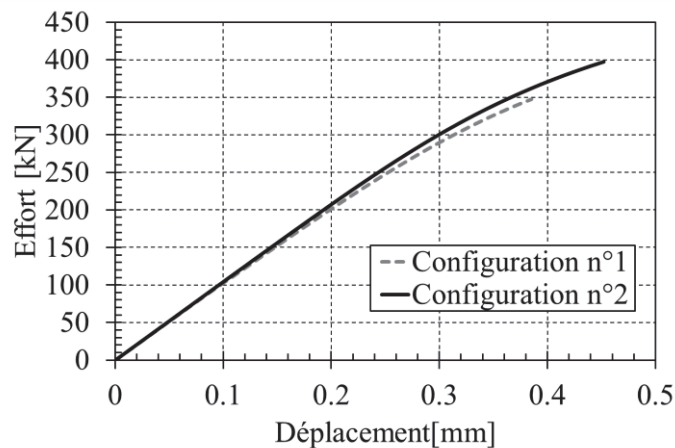


Figure III-47 : Influence de la configuration de l'essai sur la courbe charge-déplacement

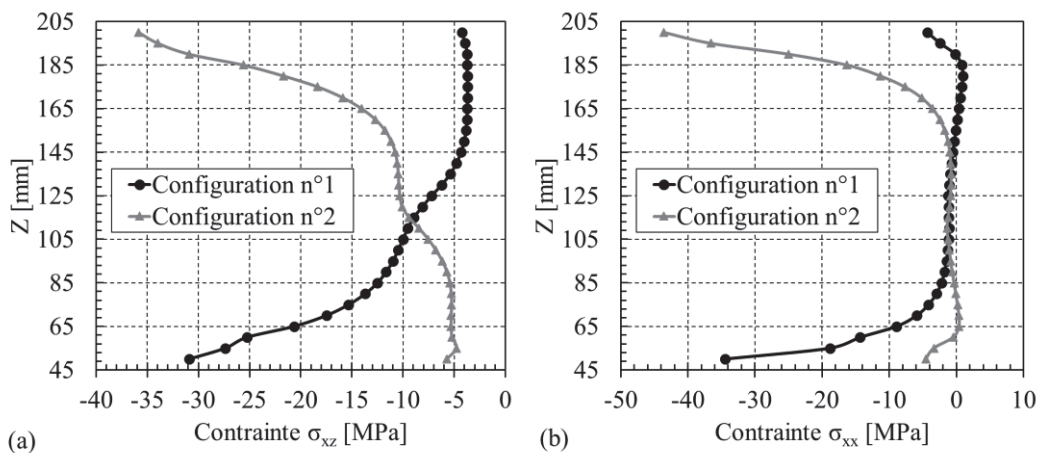


Figure III-48 : Influence de la configuration d'essai sur la distribution ; (a) de la contrainte de cisaillement  $\sigma_{xz}$  et (b) de la contrainte pelage  $\sigma_{xx}$ , à l'interface, le long de l'axe de symétrie à la charge de ruine numérique



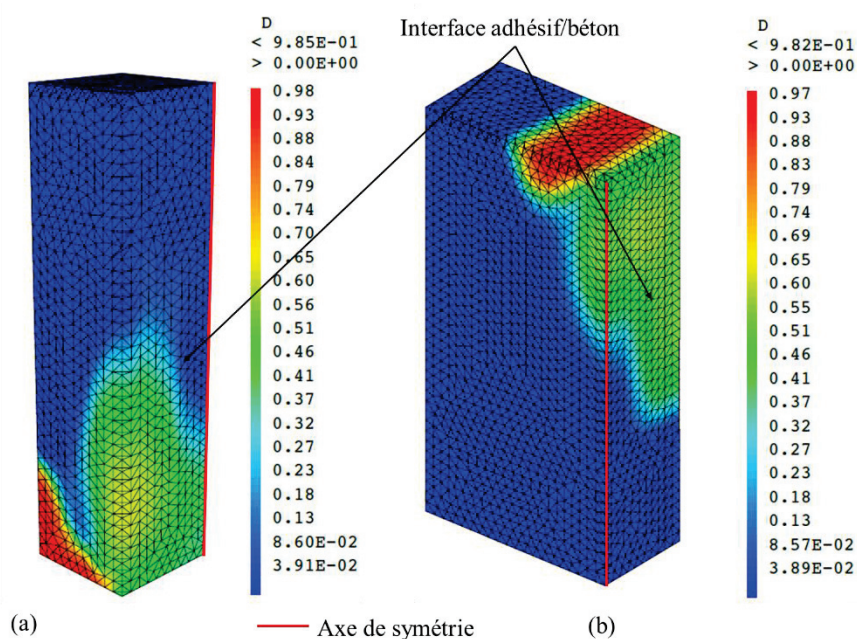


Figure III-49 : Cartographie de l'endommagement, à la charge de ruine, pour (a) la configuration 1 et (b) la configuration 2

### III.8.2 Influence de la forme du profilé : comparaison entre un tube creux carré et un profilé en I

Dans ce paragraphe, nous étudions l'influence de la forme du profilé sur le comportement de l'assemblage push out. Pour ce faire, une éprouvette push out constituée de deux dalles de béton connectées à un tronçon d'un profilé pultrudé en I a été modélisée. Les dimensions du profilé en I utilisés sont similaires à celles du tube pultrudé utilisé dans notre étude expérimentale. La largeur de semelle est de 100 mm. L'épaisseur de l'âme et de semelles est de 10 mm et la hauteur du profilé vaut 100 mm. La figure III-50 (a) montre la géométrie de l'éprouvette modélisée. Les résultats de cette simulation sont comparés aux résultats de la simulation numérique effectuée avec le tube.

Le comportement global de l'assemblage est le même dans les deux cas, comme le montre la figure III-50 (b). La courbe charge-déplacement présente une partie linéaire jusqu'à environ 0.25 mm de déplacement imposé, ensuite, avec l'apparition d'un endommagement important (fissuration), une partie non linéaire apparaît jusqu'à la ruine numérique de l'éprouvette. La rigidité de l'assemblage est plus importante dans le cas du tube. En revanche, la charge de ruine numérique de l'assemblage fabriqué avec un profilé en I (427.8 kN) est plus grande que celle trouvée dans le cas du tube (397.5 kN). Ce point est également en désaccord avec les observations expérimentales (séries POCB19 et POCB20) pour lesquelles on avait constaté une charge de rupture plus importante pour le profilé en tube. Toutefois, il est à noter que les dalles de la série avec le profilé en I (POCB20) n'avaient pas pu être rectifiées ce qui a fait induire une rupture prématurée lors des essais et encore le profilé en I utilisé expérimentalement n'a pas les mêmes dimensions que le profilé en I modélisé. Ce paramètre de préparation de surface n'est évidemment pas pris en compte dans les simulations numériques.

Concernant la cartographie de l'endommagement, dans les deux cas testés, le processus d'endommagement du béton est similaire. La figure III-51 présente l'évolution de l'endommagement au cours du chargement. Comme dans le cas du tube, l'endommagement s'initie dans le coin loin de l'axe de symétrie à environ 17 % de la charge de ruine. Au fur et à mesure du chargement, l'endommagement se propage dans le volume du bloc de béton et sur l'interface adhésif/béton. La cartographie de l'endommagement à la ruine est très similaire dans les deux cas (voir figures III-49 (b) et III-51).

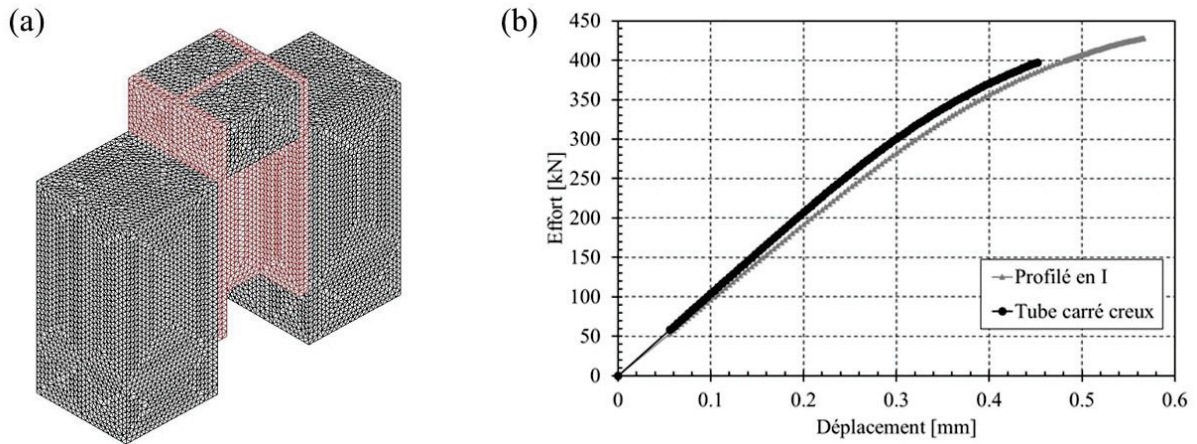


Figure III-50 : (a) Géométrie de l'éprouvette push out avec un tronçon de profilé en I, (b) Influence de la forme du profilé sur la courbe charge-déplacement

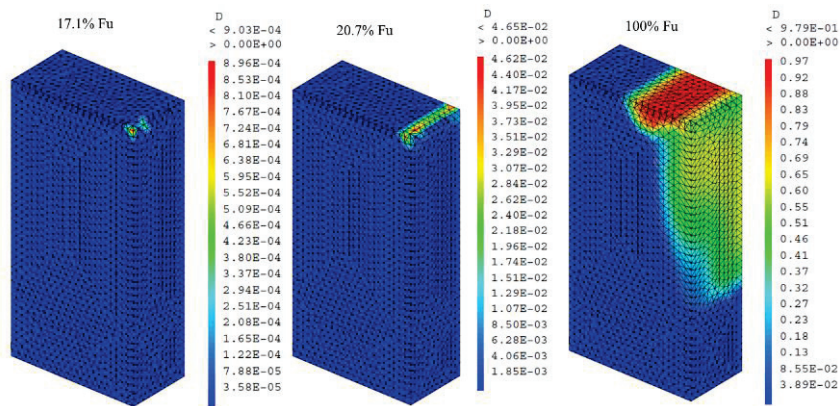


Figure III-51 : Evolution de la cartographie de l'endommagement dans le cas du profilé en I

La figure III-52 présente la distribution des contraintes de cisaillement et des contraintes de pelage, à l'interface adhésif/béton, le long de l'axe de symétrie (calculées dans le béton aux points de Gauss) pour les deux cas. Les courbes ont la même allure sur la majorité de la longueur collée. Les pics dans la zone sous appui (partie supérieure du joint  $z > 190$  mm), ont approximativement les mêmes valeurs dans les deux cas. En revanche, à la base du joint, les pics dans le cas du profilé en I sont beaucoup plus marqués et plus importants.

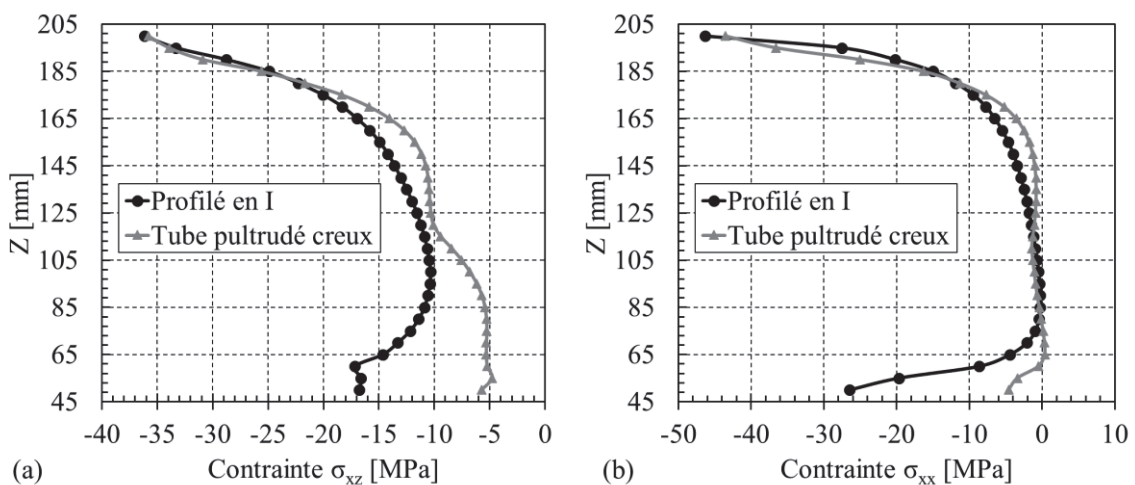


Figure III-52 : Influence de la forme du profilé sur la distribution (a) de la contrainte de cisaillement  $\sigma_{xz}$  et (b) de la contrainte de pelage à l'interface adhésif/béton  $\sigma_{xx}$  le long de l'axe de symétrie

En définitive, on peut déduire de cette étude que la forme du profilé a légèrement influencé la charge de ruine de l'assemblage. Le processus de l'endommagement est le même, quelle que soit la forme du profilé. De plus, la forme carrée du tube permet de réduire les pics de contraintes à la base du joint.

### III.8.3 Influence de la formation de bourrelets d'adhésif sur le comportement de l'assemblage

Selon Adams et Wake, la présence de bourrelets d'adhésif autour et aux extrémités du joint de colle, dans un assemblage collé, pourrait modifier la distribution de contraintes dans le joint et fausser les résultats [ADA 84]. Afin d'étudier l'influence de sa présence sur le comportement de notre assemblage, une éprouvette push out avec un bourrelet de colle en partie haute du joint (extrémité supérieure du joint,  $z = 200$  mm) a été modélisée. Les résultats de cette simulation ont été confrontés à ceux d'une éprouvette sans bourrelet. La figure III-53 présente la géométrie de l'éprouvette push out modélisée avec un bourrelet longitudinal de colle. Le bourrelet a été modélisé par des éléments volumiques TET4. Il a une section de forme triangulaire (hauteur = 5 mm, largeur = 5 mm) et son comportement est considéré élastique linéaire.

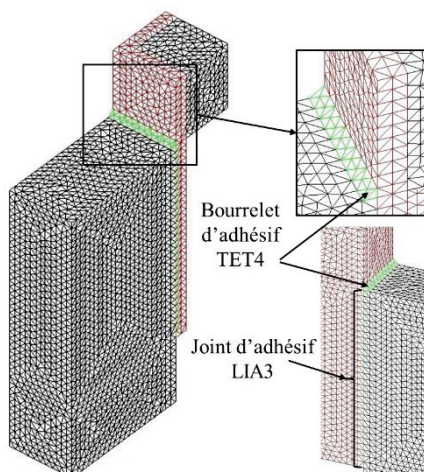


Figure III-53 : Géométrie de l'éprouvette push out avec un bourrelet d'adhésif

La figure III-54 (a) montre une comparaison entre les courbes charge-déplacement des deux cas modélisés. Il apparaît que la présence du bourrelet a retardé la ruine numérique de l'éprouvette et a amélioré légèrement la charge de ruine qui passe de 397.5 kN (éprouvette sans bourrelet) à 408.9 kN (éprouvette avec bourrelet), soit une amélioration de 2.9 %. La rigidité élastique et le déplacement maximal atteints sont très proches. En revanche, la cartographie de l'endommagement est presque la même dans les deux cas. La valeur maximale de  $D$  atteint 1 à la ruine dans le cas de la présence de bourrelet, comme le montre la figure III-54 (b).

L'analyse de la distribution des contraintes de cisaillement et des contraintes de pelage le long de l'axe de symétrie sur l'interface (figure III-55) montre que la distribution est très proche dans les deux cas. Les courbes sont confondues sur la majorité de la longueur collée sauf au niveau de la partie supérieure ( $z > 195$  mm), les pics dans le cas de la présence du bourrelet sont beaucoup plus importants que dans le cas sans bourrelet. Cette augmentation de valeurs de pics peut être expliquée d'une part par l'augmentation de la charge de ruine et également par la présence de bourrelet, où la liaison entre le pultrudé et le béton au niveau du bourrelet est considérée parfaite, ce qui entraîne une surconcentration des contraintes dans cette zone là (pas de glissement, transmission parfaite de charge).

L'analyse a donc montré que la présence d'un bourrelet de colle peut améliorer la tenue mécanique de l'assemblage. En revanche, le bourrelet semble avoir très peu d'influence sur le processus et la cartographie de l'endommagement de l'éprouvette et sur la distribution des contraintes de cisaillement et des contraintes normales à l'interface collée.



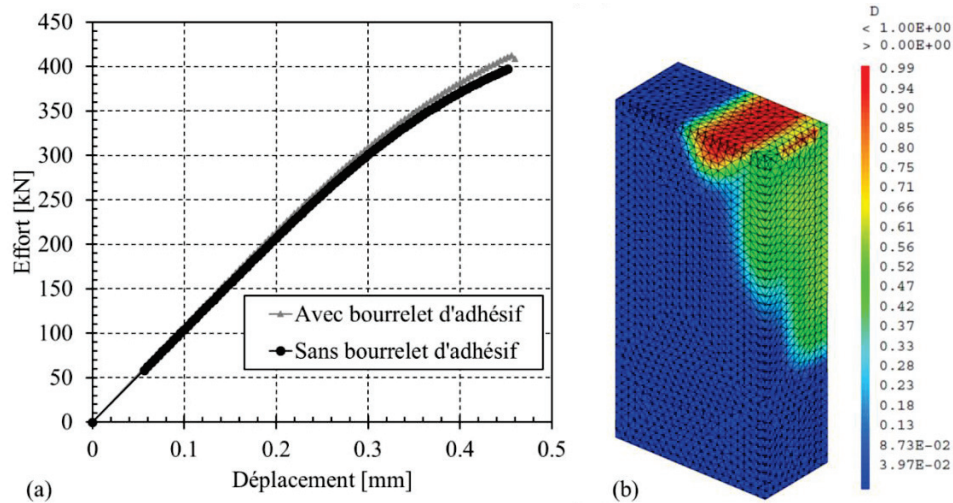


Figure III-54 : (a) Influence de la présence du bourrelet d'adhésif sur la courbe charge-déplacement, (b) Cartographie de l'endommagement à la ruine pour l'éprouvette modélisée avec un bourrelet d'adhésif

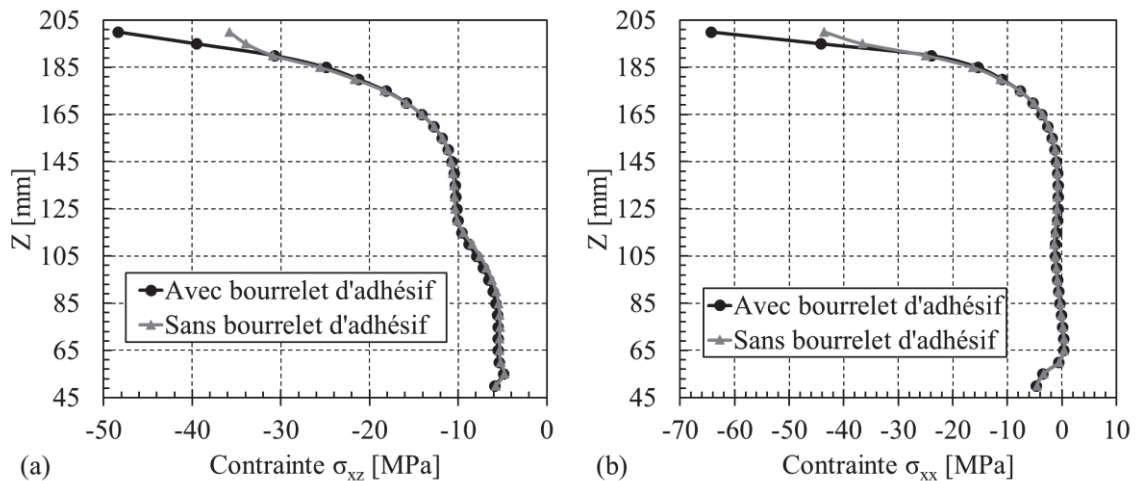
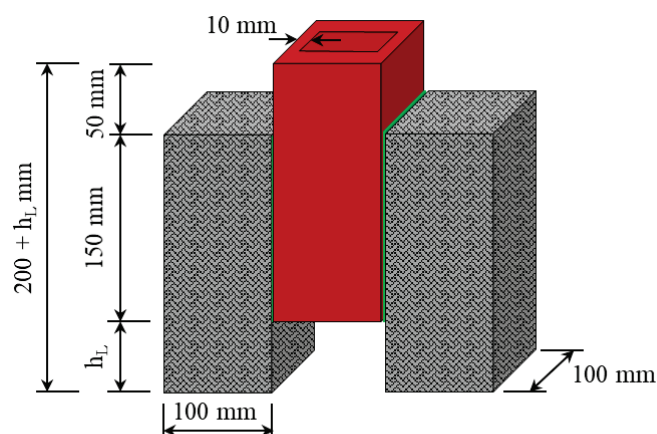


Figure III-55 : Influence de la présence du bourrelet d'adhésif sur la distribution (a) de la contrainte de cisaillement  $\sigma_{xz}$  et (b) de la contrainte de pelage  $\sigma_{xx}$  le long de l'axe de symétrie à l'interface adhésif/béton

### III.8.4 Influence de la hauteur libre de l'éprouvette push out

Nous cherchons dans ce paragraphe à étudier l'influence de la hauteur libre sous le pultrudé. La modification de la hauteur libre peut induire une variation des contraintes à l'interface comme dans les supports ainsi qu'une variation de la charge de ruine. Pour cela, nous utilisons le modèle numérique développé et validé afin d'étudier les effets de cette modification sur les résultats numériques (charge de ruine, cartographie d'endommagement et distribution des contraintes). L'analyse est effectuée sur la configuration proposée dans notre étude (2 blocs de béton connectés à un tube pultrudé carré). Nous avons gardé les mêmes dimensions du tube et la même surface collée, seule la hauteur libre du bloc de béton a été changé et sa longueur a alors été modifiée. Six valeurs de la hauteur libre ont été étudié : 10, 20, 50, 75, 100 et 150 mm. La géométrie des éprouvettes étudiées est présentée sur la figure III-56.



$h_L$  : hauteur libre (10, 20, 50, 75, 100 and 150 mm)

Figure III-56 : Géométrie des éprouvettes utilisées pour l'étude de l'influence de la hauteur libre

Le tableau III-7 récapitule les valeurs moyennes de charge et de contrainte de cisaillement obtenues pour les différentes hauteurs libres testées et la figure III-57 présente les courbes charge-déplacement des différentes simulations. Les résultats numériques montrent que moins la hauteur libre est importante, plus la contrainte moyenne à rupture est élevée et tend vers une asymptote. La hauteur libre a une légère influence sur la charge de ruine et la contrainte de cisaillement pour des valeurs inférieures à 75 mm. Pour des valeurs supérieures à 75 mm, la valeur de charge de ruine diminue de façon significative. Cependant, on peut conclure de ces résultats que moins la hauteur libre est importante, plus la charge de ruine est élevée. En revanche, plus la hauteur libre est petite, plus la rigidité est importante, comme le montre la figure III-57. Aussi, la figure III-58 montre la cartographie de l'endommagement du bloc de béton à la ruine en fonction de la hauteur libre. Il est clair que l'endommagement se produit de la même manière dans tous les cas et que le processus de ruine est indépendant de la valeur de la hauteur libre.

La figure III-59 illustre la distribution des contraintes de cisaillement et des contraintes normales à l'interface collée, sur l'axe de symétrie, à la ruine pour les différentes configurations testées. Pour des valeurs de la hauteur libre inférieures à 75 mm, on remarque que les courbes sont totalement confondues et la hauteur libre n'a aucune influence sur la distribution des contraintes à l'interface collée. En revanche, pour les deux valeurs 100 et 150 mm, on remarque qu'il y a une réduction de la contrainte de cisaillement en partie basse du joint et des pics à l'extrémité supérieure, cette réduction est fortement liée à la réduction de la charge de ruine.

En conclusion, cette étude comparative a montré que la hauteur libre n'avait pas une influence notable et remarquable sur les comportements global et local de l'assemblage collé pour des valeurs inférieures à 75 mm. En revanche, l'étude montre que la charge de ruine diminue de façon importante lorsque la valeur de la hauteur libre devient importante.

Hauteur libre [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
10	400.5	13.35
20	398.7	13.29
50	397.5	13.25
75	393.2	13.11
100	369.2	12.31
150	346.8	11.56

Tableau III-7 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la hauteur libre de l'éprouvette push out



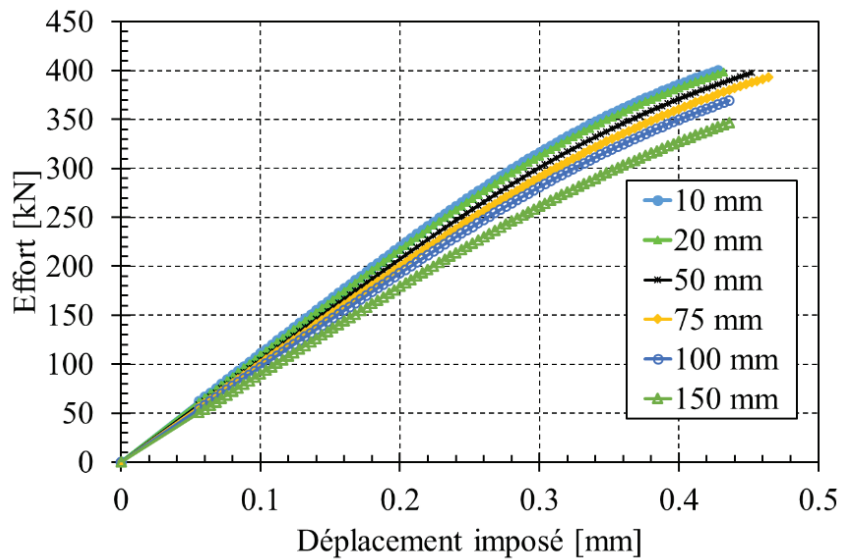


Figure III-57 : Variation de comportement global de l'éprouvette push out en fonction de la hauteur libre

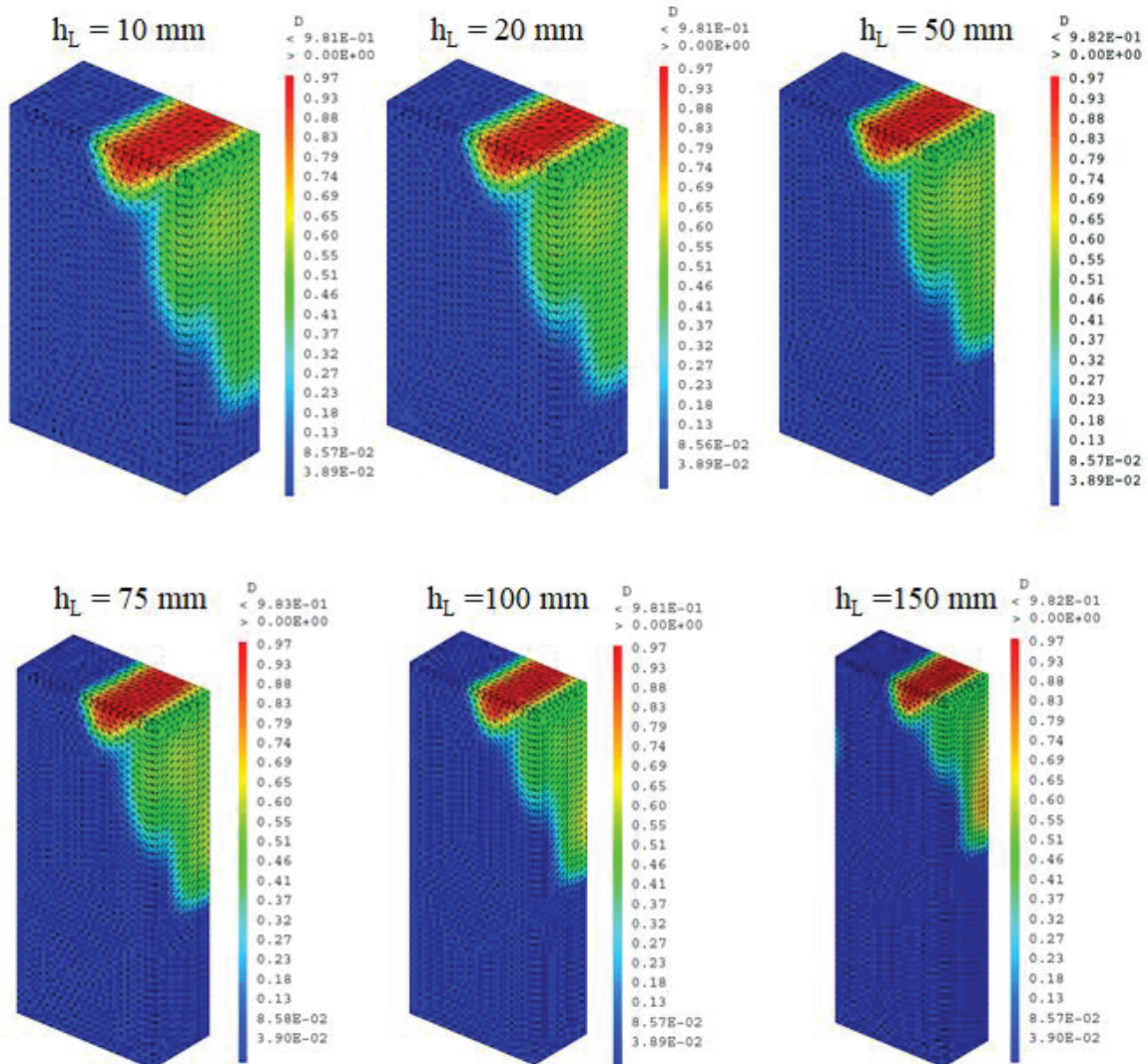


Figure III-58 : Cartographie de l'endommagement à la ruine pour les différentes valeurs de la hauteur libre

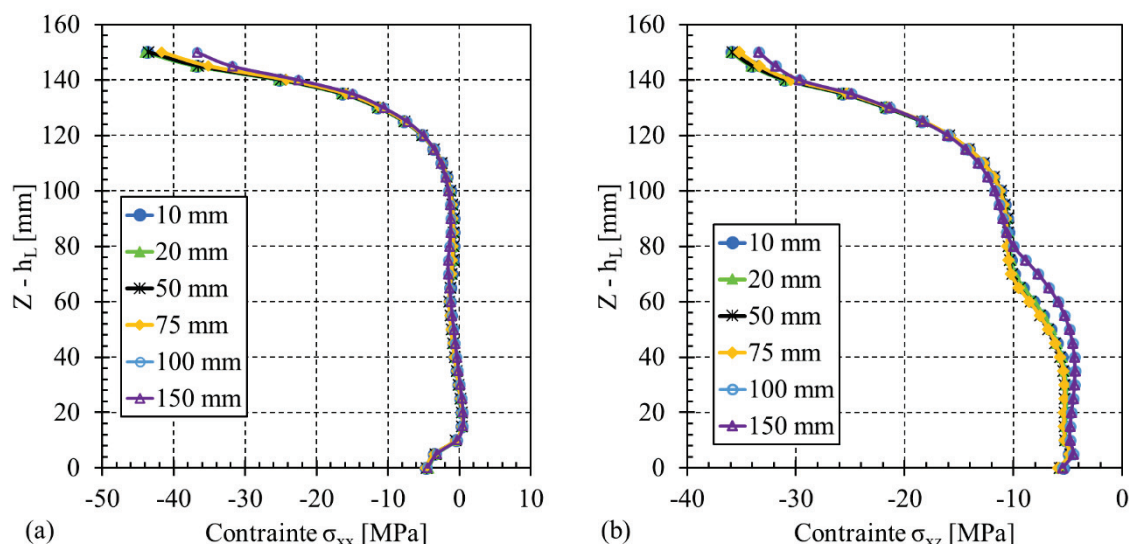


Figure III-59 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement le long de l'axe de symétrie, à l'interface adhésif/béton, en fonction de la hauteur libre

### III.8.5 Influence des dimensions du bloc de béton

Dans cette partie, nous étudions l'influence des dimensions du substrat cimentaire sur le comportement, les états des contraintes et la ruine de l'assemblage collé. Pour cela, les dimensions du bloc de béton dans les trois directions ont été changées et plusieurs simulations numériques ont été effectuées en gardant toujours la même surface collée et les mêmes dimensions pour le profilé pultrudé. De plus, afin d'étudier de façon pertinente l'influence de chacune de ces dimensions, nous avons traité chaque dimension du bloc de façon indépendante des autres dimensions.

#### III.8.5.1 Influence de l'épaisseur du bloc de béton

Quatre épaisseurs de la dalle de béton ont été étudiées : 50, 100, 125 et 150 mm. La figure III-60 (a) montre la géométrie des éprouvettes étudiées.

Les courbes charge-déplacement en fonction de l'épaisseur du substrat sont présentées sur la figure III-60 (b) et la tableau III-8 récapitule les valeurs moyennes de contraintes de cisaillement calculées. Les résultats numériques montrent alors que plus les substrats cimentaires sont épais plus la rigidité de l'assemblage et la charge de ruine sont importantes. En effet, dans notre cas où un frottement entre la dalle et la plaque de presse existe, l'augmentation de l'épaisseur du bloc de béton aboutit à une augmentation de la surface de contact avec la plaque de la presse et une augmentation de la rigidité et de la stabilité de l'assemblage pendant le chargement, ce qui atténue l'effet de pelage et les effets de moment fléchissant parasite. De plus, il apparaît que à partir d'une épaisseur optimale, la rigidité de l'assemblage et sa charge à la ruine ne change pas et atteignent des valeurs asymptotiques.

En ce qui concerne la cartographie de l'endommagement et le processus de ruine numérique, le processus de rupture est similaire pour les différentes épaisseurs. Il est indépendant de l'épaisseur du bloc de béton. La figure III-61 présente l'évolution de la cartographie de l'endommagement dans le béton à la ruine en fonction de l'épaisseur du bloc. On remarque que pour une faible épaisseur (50 mm), la zone de concentration de l'endommagement est moins large que celle dans les autres cas. Ceci est peut-être expliqué par la réduction de pics de contraintes dans le cas de 50 mm d'épaisseur comme le montre la figure III-62. D'autre part, pour l'épaisseur 50 mm, on remarque que la valeur de  $D$  (facteur d'endommagement) est plus importante à l'interface par comparaison avec les autres cas, notamment à proximité de la face latérale du bloc (loin de l'axe de symétrie, pour  $y$  variant entre 35 et 50 mm). Pour expliquer cette différence, la figure III-63 présente la distribution des contraintes de pelage à l'interface

pour deux épaisseurs du bloc ; 50 et 100 mm. Il apparaît clairement sur cette figure que la zone où «  $35 < y < 50$  » mm, les contraintes normales sur une partie de l'interface ( $65 < Z < 155$ ) ont des valeurs positives. Ce qui indique la présence d'une contrainte de pelage qui favorise la fissuration du béton. Ces contraintes d'arrachement sont plus importantes dans les cas où l'épaisseur du bloc vaut 50 mm où elles atteignent des valeurs de l'ordre de 3 MPa à la ruine (approximativement, la résistance en traction du béton), alors que dans le cas de 100 mm d'épaisseur, elles sont inférieures à 1 MPa.

L'analyse des contraintes montre que, à partir d'une épaisseur de 100 mm, la distribution des contraintes est similaire et ne dépend plus de l'épaisseur du bloc alors que pour la faible épaisseur (50 mm), on remarque que l'allure de courbes est similaire à celle des autres cas sauf aux extrémités supérieures où les valeurs de contraintes sont beaucoup plus faibles, ce qui paraît logique car la charge de ruine est beaucoup plus faible dans ce cas-là (voir figure III-62).

En conclusion, cette analyse a montré que l'épaisseur du substrat peut influencer le comportement et les propriétés ultimes de l'assemblage push out dans le cas où le frottement existe entre les substrats et la plaque de presse. Ainsi, l'analyse montre qu'il y a une épaisseur du substrat optimale au-delà de laquelle, les distributions des contraintes, la charge de ruine et l'endommagement n'évoluent plus. De plus, l'augmentation de l'épaisseur du substrat a permis de réduire l'effet de pelage et donc a favorisé le cisaillement de l'assemblage.

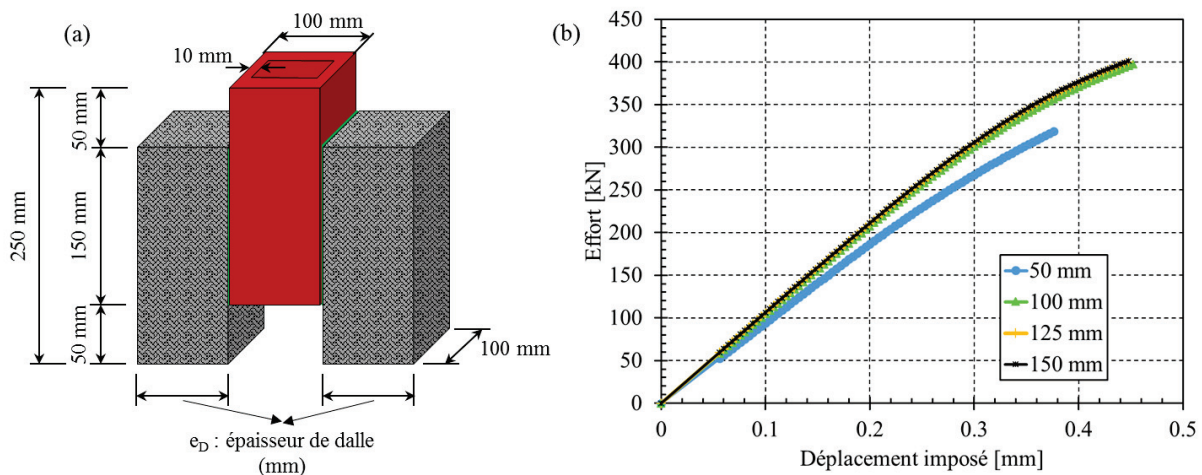


Figure III-60 : (a) Géométrie des éprouvettes modélisées, (b) Comportement global de l'assemblage en fonction de l'épaisseur du bloc de béton

Epaisseur du bloc de béton [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
50	318.6	10.62
100	397.5	13.25
125	399.8	13.33
150	401.1	13.37

Tableau III-8 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de l'épaisseur du bloc de béton



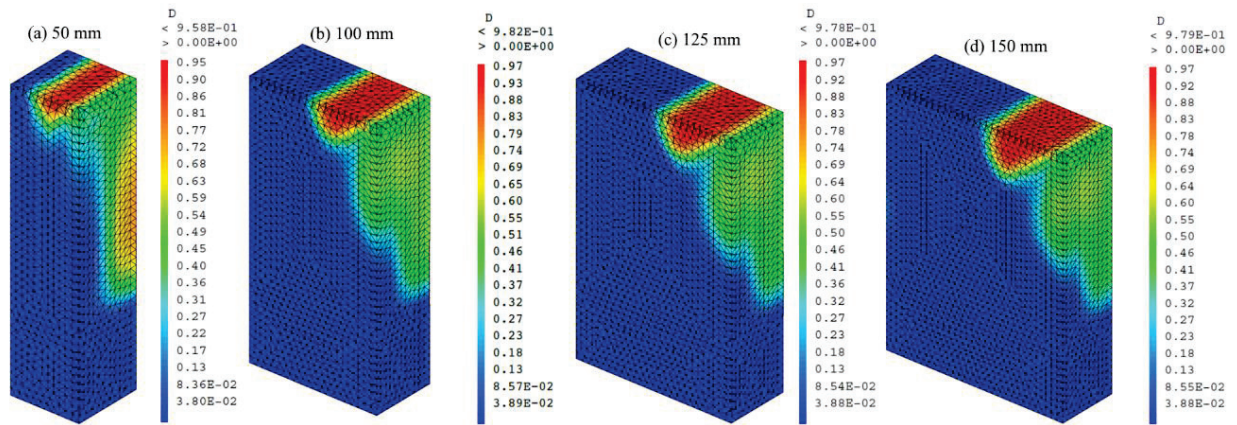


Figure III-61 : Cartographie de l'endommagement en fonction de l'épaisseur du bloc de béton

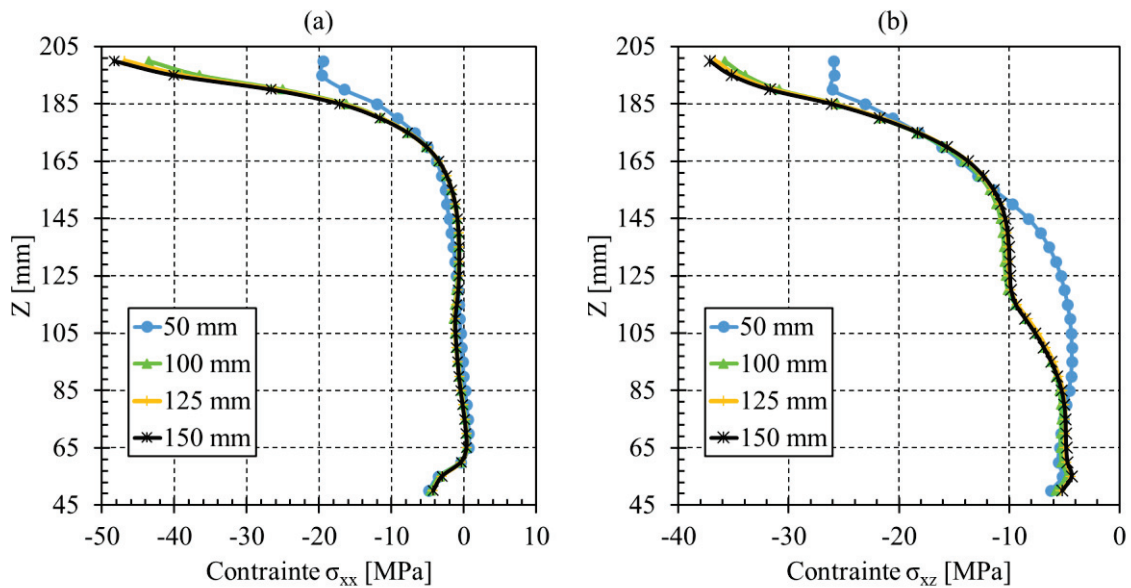


Figure III-62 : Distribution (a) de la contrainte de pelage et (b) de la contrainte de cisaillement le long de l'axe de symétrie, sur l'interface collée adhésif/béton, en fonction de l'épaisseur du bloc de béton

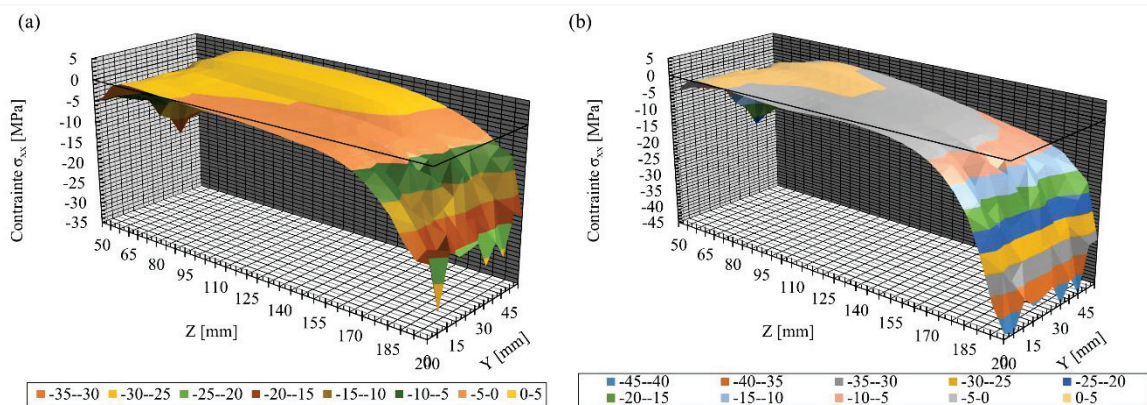


Figure III-63 : Distribution de la contrainte de pelage  $\sigma_{xx}$ , à l'interface adhésif/béton pour une épaisseur du bloc de : (a) 50 mm et (b) 100 mm

### III.8.5.2 Influence de la largeur du bloc de béton

Cinq largeurs de la dalle de béton ont été étudiées : 100 (largeur collée sans volume supplémentaire autour du joint), 110, 150, 200 et 300 mm. Sur la figure III-64, nous présentons la géométrie des éprouvettes modélisées et la réponse globale de l'assemblage en fonction de la largeur du bloc de béton.

L'augmentation de la largeur du bloc a provoqué une augmentation de la charge à rupture. Cependant, il existe une largeur optimale pour laquelle la résistance de l'assemblage est maximale. Dans le tableau III-9, on remarque que la résistance de l'assemblage augmente avec la largeur du bloc jusqu'à une largeur de 150 mm puis décroît. Elle passe de 397.5 kN à 475.8 kN quand la largeur augmente de 100 à 150 mm, soit une amélioration de 19.7%. En revanche, il apparaît que la rigidité de l'assemblage atteint une valeur constante indépendante de la largeur du bloc lorsque la largeur devient plus grande que sa valeur optimale.

La figure III-65 illustre l'évolution de la cartographie d'endommagement, à la ruine, en fonction de la largeur du bloc de béton. On constate que la cartographie de l'endommagement à l'interface et le processus de ruine sont indépendantes de la largeur. On remarque également que l'endommagement s'est propagé dans le volume supplémentaire du bloc (volume non connecté au tube) à proximité de l'interface (figure III-65 (d) et (e)). Dans le cas d'une largeur de 150 mm, l'endommagement s'est développé sur la majorité de l'interface et plus largement que dans les autres cas simulés.

La figure III-66 illustre la distribution des contraintes normales à l'interface et de cisaillement le long de l'axe de symétrie, à la ruine, pour toutes les configurations étudiées. On observe toujours de forts pics autour de l'extrémité supérieure. Ces pics augmentent avec l'augmentation de largeur jusqu'à une largeur de 150 mm puis rediminuent. Les courbes sont presque confondues et ont la même allure. Pour voir plus en détails la distribution des contraintes à l'interface, on présente sur les figures III-67 et III-68, la distribution surfacique à l'interface de ces deux contraintes pour les deux largeurs ; 100 et 150 mm. On constate que sur la largeur du joint la distribution des contraintes n'est pas uniforme. Elle présente de forts pics autour de l'extrémité supérieure.

Bref, l'augmentation de la largeur libre du bloc de béton entraîne une augmentation considérable de la charge de ruine. Cette amélioration est maximale pour une largeur optimale. En revanche, la largeur n'a qu'une légère influence sur la distribution des contraintes et le facteur d'endommagement à la ruine.

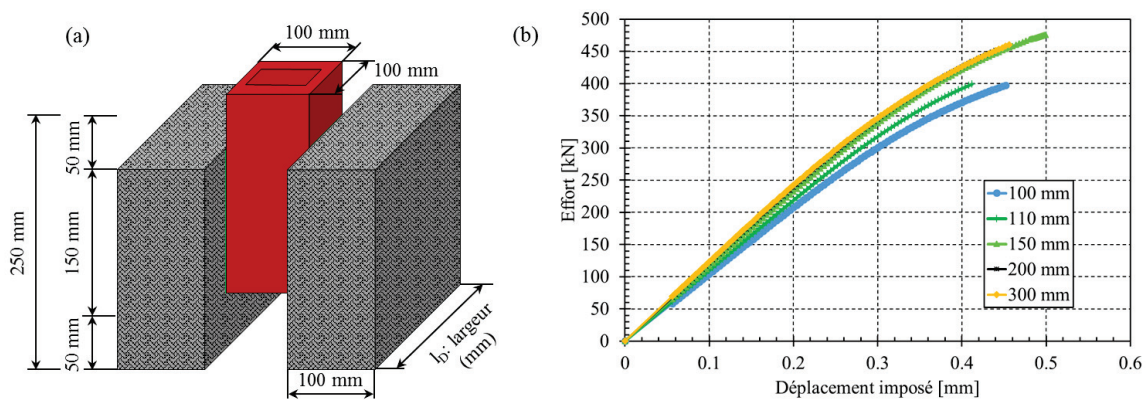


Figure III-64 : (a) Géométrie des éprouvettes modélisées, (b) Courbe charge-déplacement en fonction de la largeur du bloc de béton

Largeur du bloc de béton [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
100	397.5	13.25
110	399.3	13.31
150	475.8	15.86
200	451.6	15.10
300	460.0	15.33

Tableau III-9 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la largeur du bloc de béton



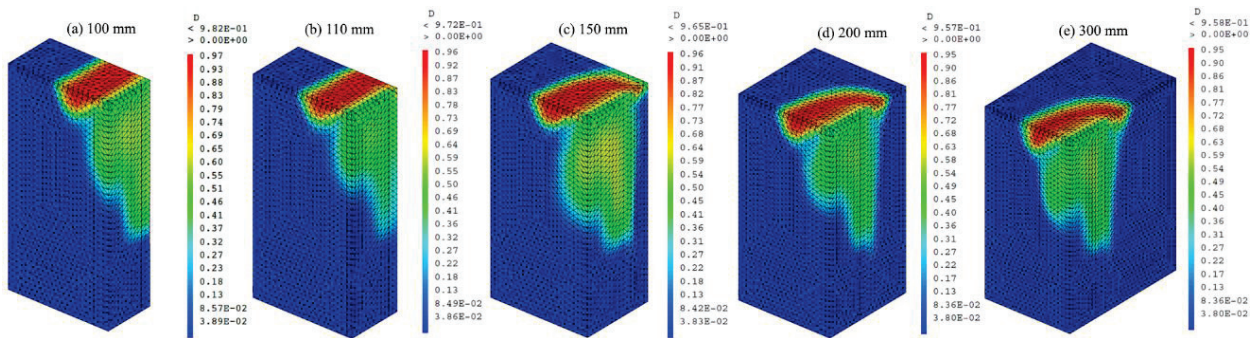


Figure III-65 : Evolution de la cartographie de l'endommagement en fonction de la largeur du bloc de béton

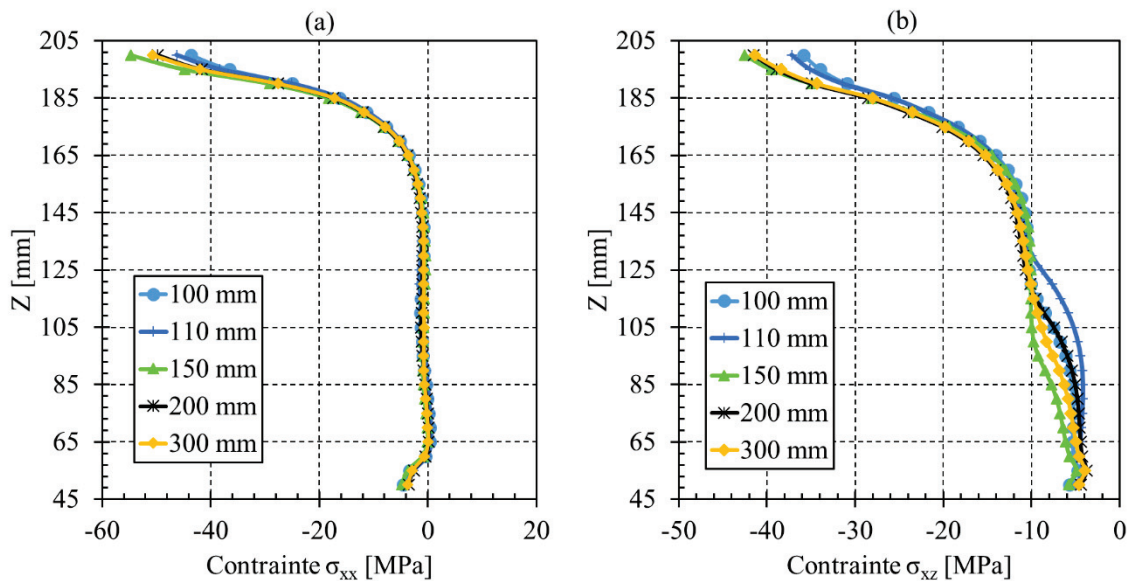


Figure III-66 : Distribution (a) de la contrainte de pelage et (b) de la contrainte de cisaillement le long de l'axe de symétrie, sur l'interface collée adhésif/béton, en fonction de la largeur du bloc de béton

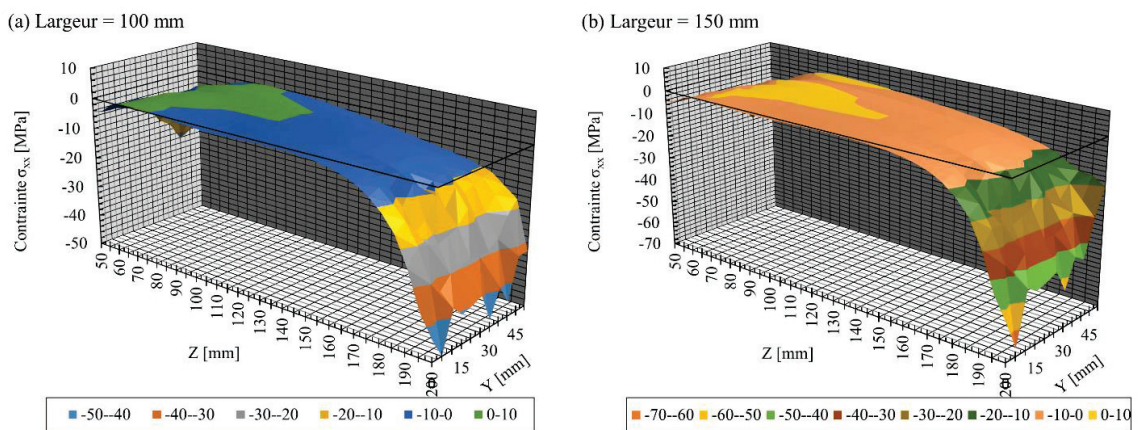


Figure III-67 : Distribution de la contrainte de pelage  $\sigma_{xx}$ , à l'interface adhésif/béton pour une largeur du bloc de béton de : (a) 50 mm et (b) 100 mm

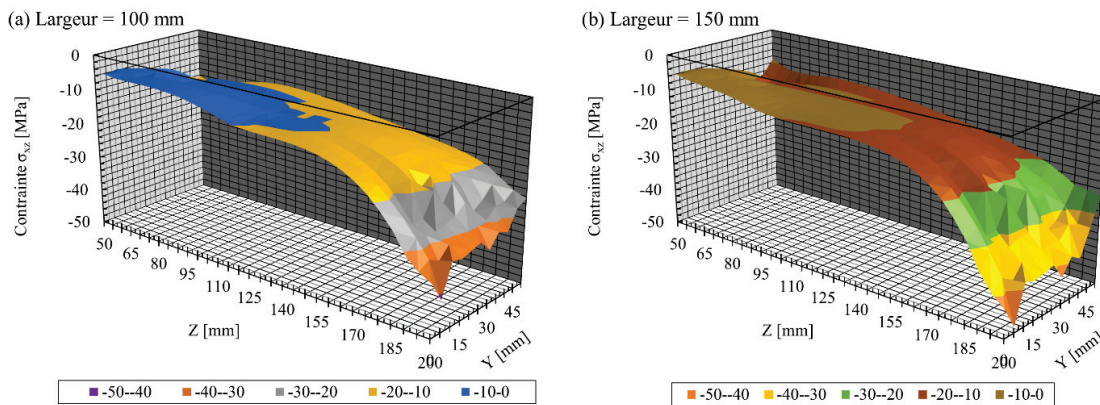


Figure III-68 : Distribution de la contrainte de cisaillement  $\sigma_{xz}$ , à l'interface adhésif/béton pour une largeur du bloc de béton de : (a) 50 mm et (b) 100 mm

### III.8.5.3 Influence de la longueur du bloc de béton

Afin d'étudier l'influence de la longueur du substrat cimentaire tout en gardant la même longueur de collage et la même hauteur libre de l'éprouvette, un volume supplémentaire est ajouté au bloc du béton pour modifier sa longueur. Ce volume est libre et non connecté au tube pultrudé par des éléments de liaison, comme le montre la figure III-71 (a). La hauteur de ce volume vaut la différence entre la longueur de la dalle de béton d'une part et la somme de la hauteur libre de l'éprouvette et sa longueur collée d'autre part (200 mm).

Les courbes charge-déplacement, présentées sur la figure III-71 (b), montrent que moins la hauteur du volume libre ajouté est importante, plus la contrainte moyenne à rupture est élevée. Pour une éprouvette sans volume supplémentaire, celle-ci est égale à 13.3 MPa alors qu'après l'ajout d'un volume supplémentaire de faible hauteur (5 mm), une chute considérable de cette contrainte est obtenue (24 %). La contrainte de cisaillement continue à décroître fortement avec l'augmentation de la hauteur du bloc, comme le montre le tableau III-10. On remarque également que la rigidité de l'assemblage diminue très fortement et le comportement devient purement élastique linéaire dans le cas où la hauteur du bloc est de 250 mm. La cartographie de l'endommagement du bloc de béton peut nous aider à expliquer cette forte réduction de la charge de ruine. On observe sur la figure III-70, dans le cas où un volume supplémentaire est inséré au-dessus de la partie collée du bloc, que l'endommagement est très localisé à l'extrémité supérieure du joint. L'examen de la distribution à la ruine des contraintes normales axiales  $\sigma_{zz}$ , montre la présence de forts pics de traction qui dépassent la résistance en traction du béton et entraîne la fissuration locale du béton dans cette zone-là.

Pour les autres contraintes, on remarque sur la figure III-72 que les pics à l'extrémité supérieure du joint diminuent avec l'augmentation de la longueur du bloc. Pour la longueur 250 mm, les pics des contraintes normales à l'interface  $\sigma_{xx}$  deviennent positifs ou contraintes de pelage. Ce qui a favorisé l'arrachement du béton et entraîné la rupture précoce à un faible niveau du chargement de l'assemblage.

En conclusion, l'augmentation de la longueur de dalle ou plus précisément l'ajout d'un volume supplémentaire au-dessus de la partie collée a des effets néfastes sur la distribution des contraintes et sur le comportement global de l'assemblage.

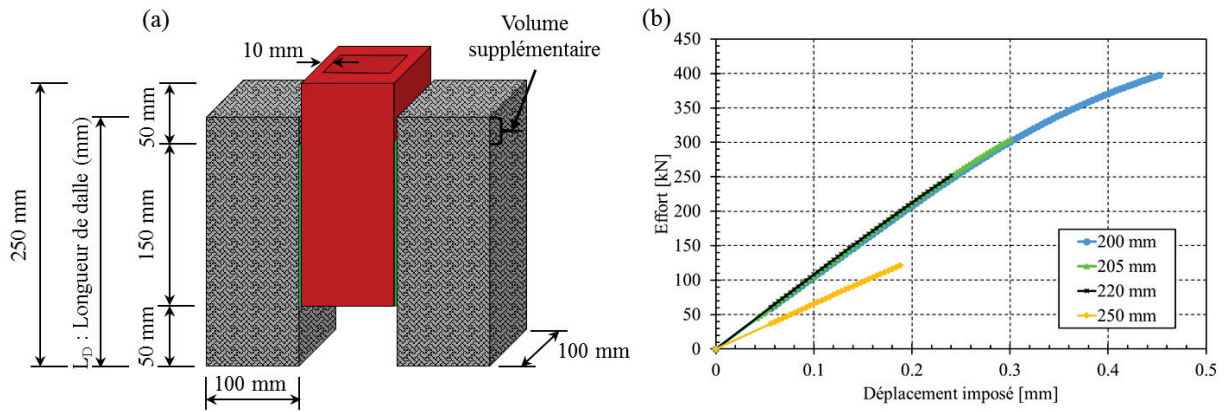


Figure III-69 : (a) Géométrie des éprouvettes testées, (b) Courbe charge-déplacement en fonction de la longueur du bloc de béton

Longueur de dalle [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
200	397.5	13.3
205	304.1	10.1
220	251.7	8.4
250	121.3	4.1

Tableau III-10 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la longueur du bloc de béton

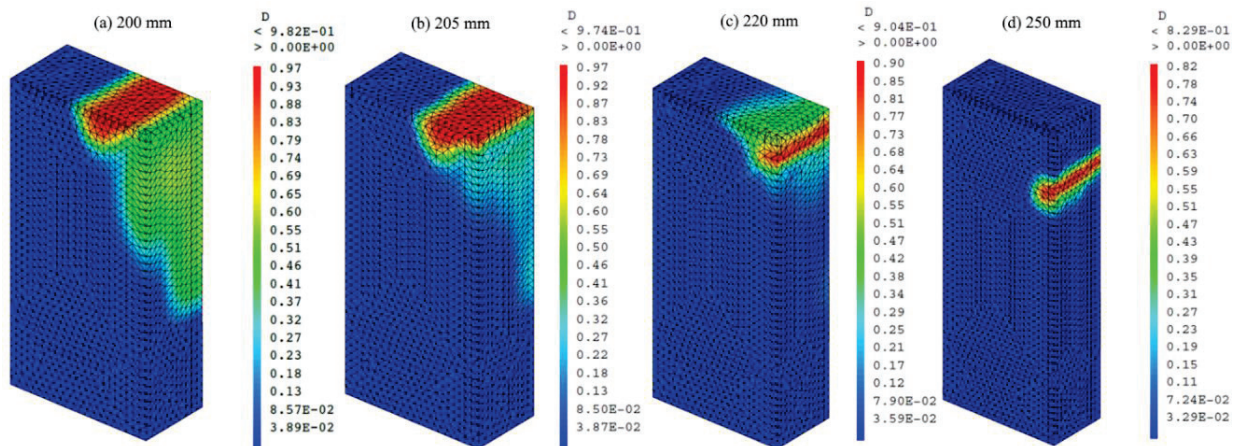


Figure III-70 : Cartographie de l'endommagement dans le bloc du béton en fonction de la longueur de la dalle



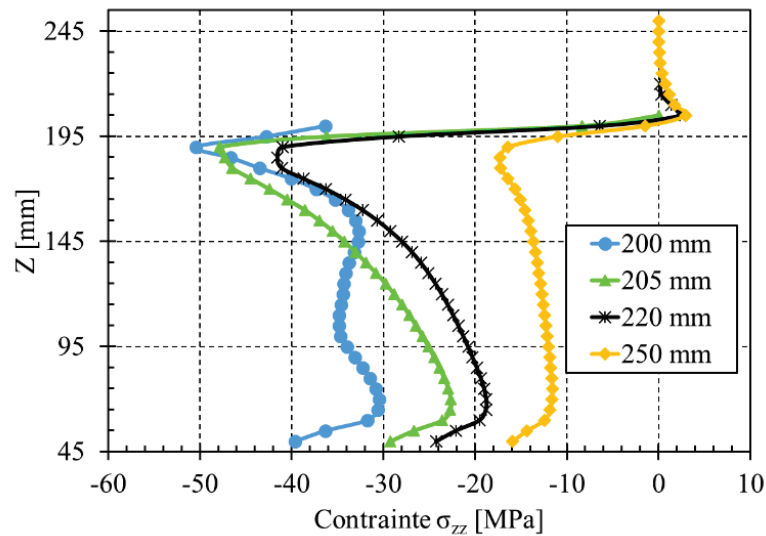


Figure III-71 : Distribution de la contrainte normale axiale  $\sigma_{zz}$  sur l'axe de symétrie en fonction de la longueur du bloc de béton

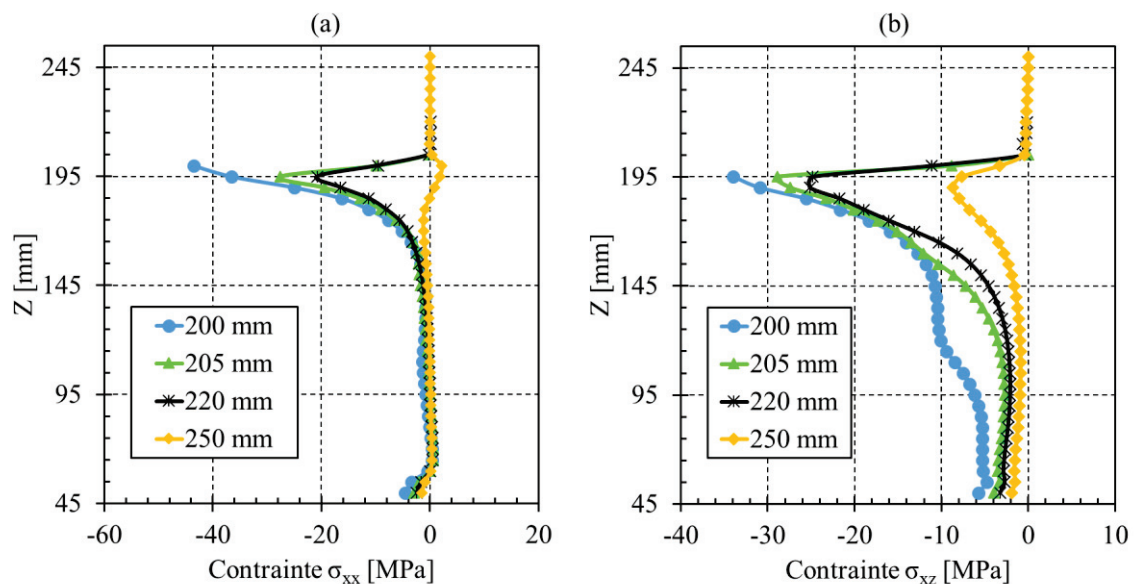


Figure III-72 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement sur l'axe de symétrie en fonction de la longueur du bloc de béton

### III.8.6 Influence de la longueur collée (ou longueur de recouvrement)

Dans cette partie, nous cherchons à étudier l'influence de la longueur collée sur le comportement de l'assemblage collé. La figure III-73 (a) présente la géométrie des éprouvettes modélisées. Quatre longueurs de collage ont été testées : 50, 100, 150 et 200 mm. Pour modifier la longueur collée, la longueur du bloc de béton et celle du tube pultrudé ont également été modifiées en gardant dans toutes les simulations effectuées, les mêmes hauteurs libres du bloc de béton (en-dessous du tube) et du tube pultrudé (au-dessus du bloc).

Les résultats numériques montrent que l'augmentation de la longueur de recouvrement provoque une augmentation de la charge à rupture par l'accroissement de la surface collée (voir figure III-73 (b)). Le tableau III-11 récapitule les valeurs moyennes de contrainte de cisaillement calculées pour les différentes longueurs collées. La contrainte de ruine décroît de 25.6 MPa à 10 MPa avec l'augmentation de la longueur collée. Plus la longueur collée est importante, plus la contrainte de cisaillement moyenne à la

ruine est faible. Cependant, il apparaît qu'il existe une longueur de recouvrement optimale, entre 100 et 150 mm probablement, au-dessus de laquelle la charge de ruine ne varie pas de façon significative.

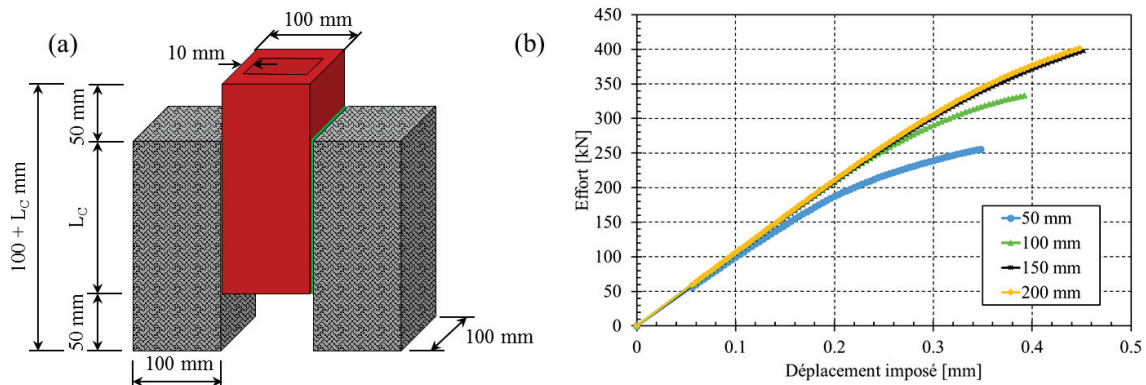


Figure III-73 : (a) Géométrie des éprouvettes testées, (b) Courbe charge-déplacement de l'assemblage en fonction de la longueur collée

Longueur collée [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
50	255.8	25.6
100	333.4	16.8
150	397.5	13.3
200	401.1	10.0

Tableau III-11 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de la longueur collée de l'éprouvette push out

Concernant la cartographie de l'endommagement, nous remarquons que moins la longueur de recouvrement est importante, plus la distribution de  $D$  est large sur l'interface. Cette distribution du facteur de l'endommagement est présentée sur la figure III-74, pour les quatre longueurs de recouvrement étudiées. Cela peut être expliqué par la distribution de contraintes à l'interface. En effet, on remarque que pour une longueur importante, seules les extrémités du joint subissent la sollicitation alors que le centre ne supporte aucun effort comme le montre la distribution des contraintes sur l'interface présentée sur la figure III-75. En revanche, pour les faibles longueurs (50,100) de recouvrement, on remarque que la majorité de l'interface est sollicitée. D'autre part, les résultats montrent que plus  $L$  est importante, moins le pic de contraintes à l'extrémité inférieure est élevé.

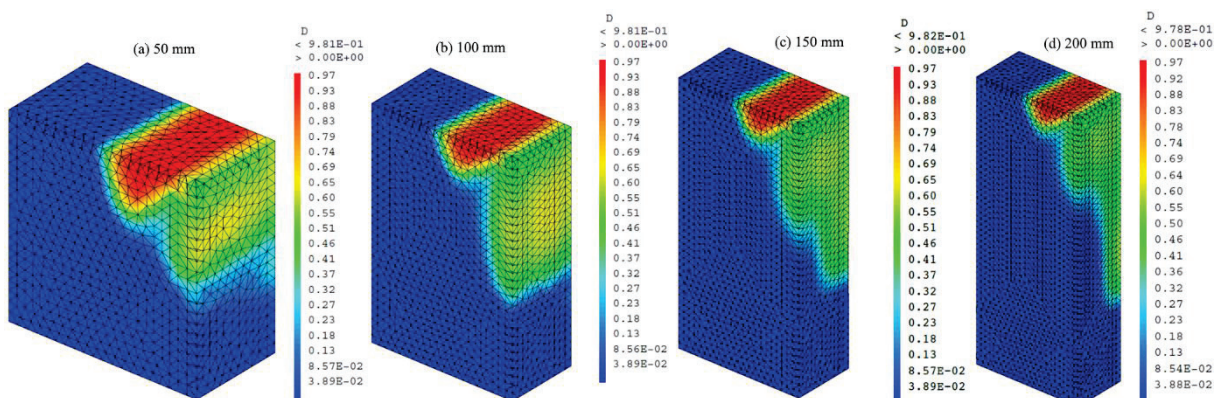


Figure III-74 : Cartographie de l'endommagement du bloc de béton en fonction de la longueur collée



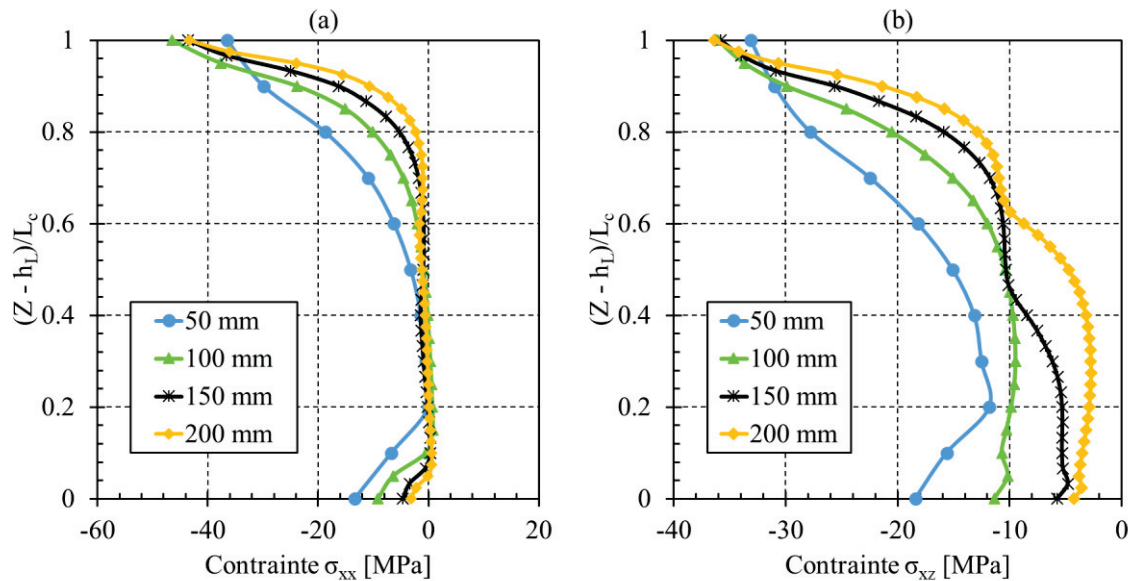


Figure III-75 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement à l'interface sur l'axe de symétrie en fonction de la longueur collée

### III.8.7 Influence de l'épaisseur du joint de colle

L'épaisseur du joint de colle est également un paramètre primordial qui peut influencer fortement le comportement de l'assemblage et donc ce paramètre est à choisir avec soin et à prendre en compte. Dans notre modèle numérique, les éléments de liaisons d'épaisseur nulle ont été retenus pour modéliser le joint d'adhésif et alors changer l'épaisseur du joint revient à changer les rigidités tangentielles et normales de ces éléments grâce aux équations (III.45). Les calculs ont été réalisés pour quatre épaisseurs de joint (de 1 mm à 5 mm) en intégrant au modèle numérique les paramètres déterminés à partir des propriétés mécaniques identifiés pour les spécimens massifs de colle (tableau III-12).

Module d'Young de l'adhésif (GPa)	Coefficient de Poisson	Epaisseur du joint (mm)	$k_s = k_t$ (kN/mm <sup>3</sup> )	$k_n$ (kN/mm <sup>3</sup> )
$6.8 \pm 1.2$	0.3	1	2.6	6.8
		2	1.3	3.4
		3	0.9	2.3
		5	0.5	1.36

Tableau III-12 : Paramètres des éléments d'interface en fonction de l'épaisseur du joint

Le tableau III-13 et la figure III-76 présentent les valeurs ultimes moyennes des calculs effectués et les courbes charge-déplacement des assemblages simulés, respectivement. On peut observer que la charge de rupture calculée numériquement augmente légèrement avec l'épaisseur du joint jusqu'à une épaisseur de 2 mm puis semble ensuite décroître, environ 3.4% de réduction de la charge ultime quand l'épaisseur du joint passe de 2 à 5 mm. On peut remarquer également que la rigidité globale de l'assemblage diminue légèrement avec l'augmentation de l'épaisseur du joint. Ceci peut s'expliquer par l'accroissement de complaisance avec l'épaisseur de joint en partie due à la souplesse de l'adhésif qui autorise une plus grande déformation en cisaillement.

Il est à noter qu'expérimentalement (séries POCB15 et POCB16), nous avons constaté également qu'une épaisseur de 2 mm conduit à une valeur plus importante de la charge de ruine.

Epaisseur du joint [mm]	Charge de ruine numérique [kN]	Contrainte de cisaillement moyenne [MPa]
1	397.5	13.25
2	399.0	13.30
3	393.5	13.12
5	385.5	12.85

Tableau III-13 : Variation de la charge de ruine et de la contrainte de cisaillement moyenne à la ruine en fonction de l'épaisseur du joint de l'éprouvette push out

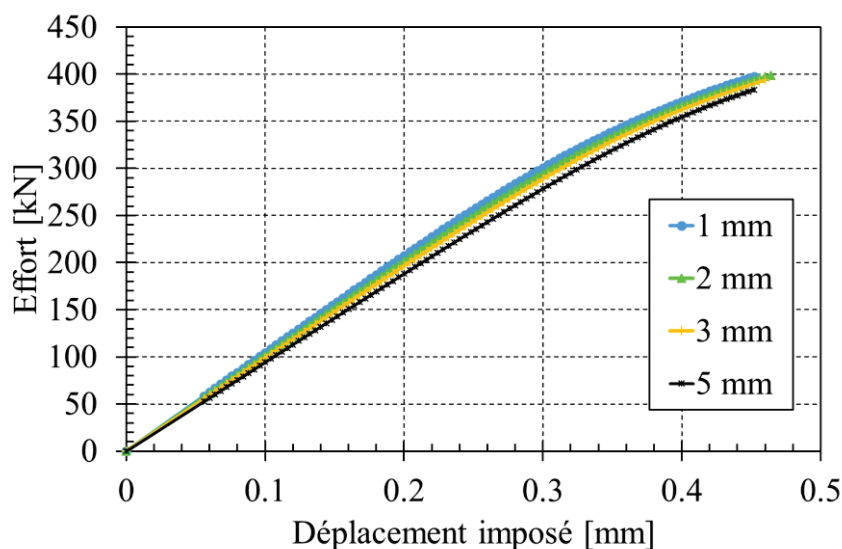


Figure III-76 : Influence de l'épaisseur du joint sur le comportement global de l'éprouvette push out

Concernant la cartographie de l'endommagement à la ruine, les simulations réalisées sur les quatre épaisseurs de joint ne permettent pas d'observer une modification remarquable avec l'accroissement de l'épaisseur. Vu la forte singularité de contraintes au niveau des bords, la localisation de l'endommagement est concentrée dans cette zone, comme le montre la figure III-77. Cet endommagement ne subit apparemment pas d'influence marquée de la part de l'interface.

Par contre, l'observation des états de contrainte, à l'interface adhésif/béton (voir figure III-78), à la charge de ruine montre que les pics des contraintes diminuent avec l'accroissement de l'épaisseur du joint. En d'autres termes, une interface plus rigide (d'épaisseur faible) engendrer des contraintes de pelage et des contraintes de cisaillement plus importantes aux extrémités des recouvrements et au niveau des interfaces.

Ainsi, cette étude nous amène à conclure que les propriétés de l'adhésif massif, notamment la rigidité (module d'Young), peut modifier les états de contraintes dans un assemblage collé et ses propriétés mécaniques ultimes à la rupture.

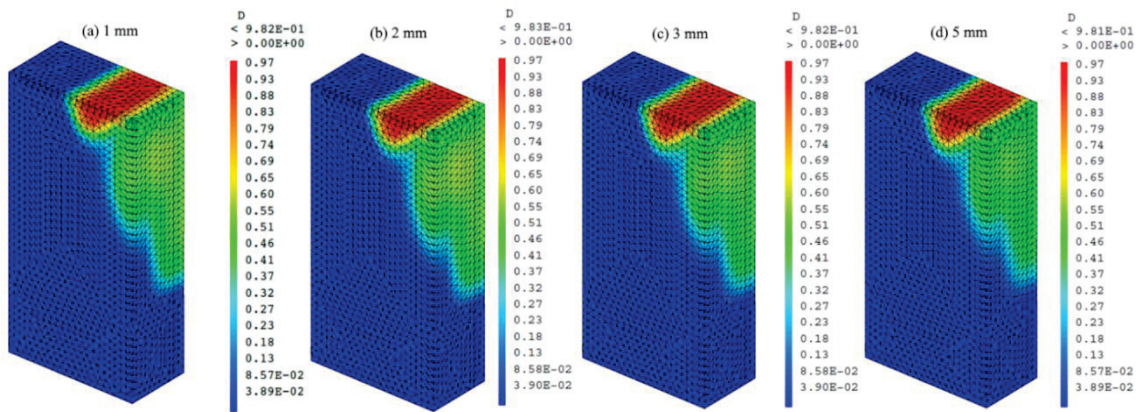


Figure III-77 : Cartographie de l'endommagement de dalle de béton, à la ruine, en fonction de l'épaisseur du joint

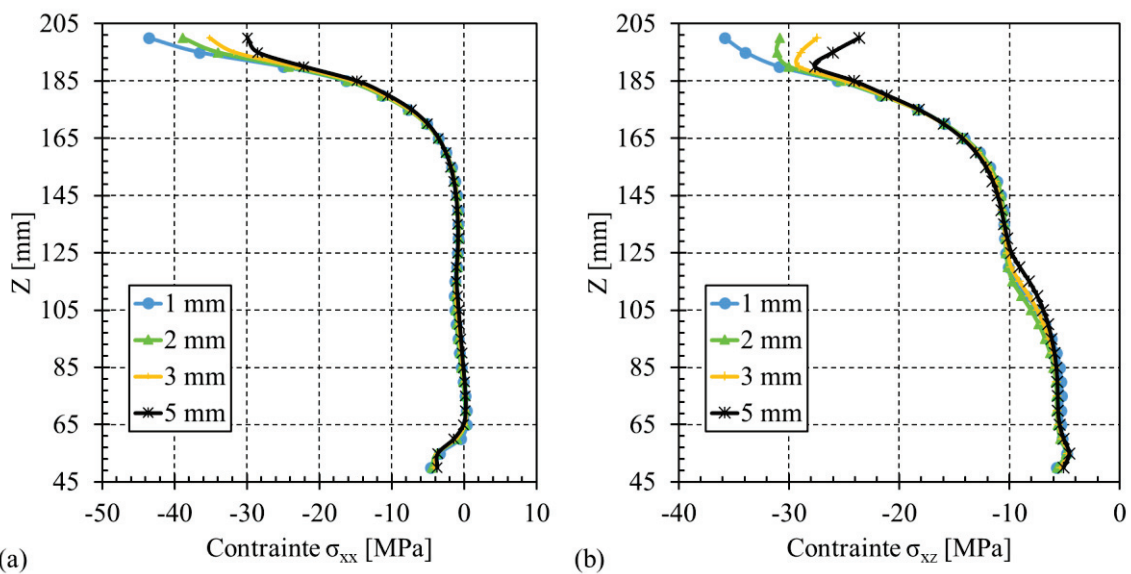


Figure III-78 : Distribution (a) des contraintes de pelage et (b) des contraintes de cisaillement le long de l'axe de symétrie, à l'interface adhésif/béton, en fonction de l'épaisseur du joint

### III.9 Synthèse

L'objectif de ce chapitre était d'avoir un outil numérique capable de représenter le comportement des assemblages collés de type béton/époxy/pultrudé. Parmi les multiples méthodes disponibles pour représenter une couche de colle, un modèle d'interface a été choisi. Ce choix est basé sur une étude comparative effectuée entre les éléments d'interface et les éléments volumiques traditionnels. Ce type d'éléments a permis de diminuer le nombre d'éléments.

Pour simuler les comportements des matériaux constitutifs de l'assemblage, un modèle non local couplant entre la plasticité et la mécanique d'endommagement a été retenu pour décrire le comportement non linéaire dissymétrique du béton et un modèle élastique orthotrope a été adopté pour le pultrudé. Un modèle éléments finis tridimensionnel, où sont intégrées les deux lois proposées et décrites dans ce chapitre, est construit afin de simuler un essai de poussée sur les éprouvettes de push-out. Ensuite, des simulations élastiques préliminaires ont été effectuées pour déterminer les conditions optimales (type d'éléments finis, le nombre de nœuds) qui permettent d'avoir la convergence des états de contraintes et de déformations et de mieux reproduire le comportement de l'assemblage. Ainsi, une phase d'identification des paramètres de modèles numériques retenus a été effectuée. Des simulations avec les valeurs de paramètres ainsi identifiées ont été faites. Les résultats de ces simulations ont démontré une

bonne concordance avec les essais mécaniques (essais de compression et de traction sur le béton). Finalement, le maillage retenu et les conditions aux limites pour simuler l'essai push-out ont été définis et une simulation non linéaire a été effectuée. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux. Un écart minime est observé entre la simulation et l'expérience au niveau de la charge de ruine. La description de la déformation volumique donnée par le modèle est également erronée mais l'erreur commise reste raisonnable.

Grâce à cette étape de modélisation, d'identification et de validation, nous sommes à présent capables d'approcher à l'aide du code de calcul par éléments finis cast3m les états de déformations et de contraintes dans notre assemblage. L'identification des paramètres du modèle de chaque matériau constitutif de l'assemblage par des simples essais de traction et de compression est désormais suffisante pour estimer la charge de ruine de l'assemblage, la distribution des contraintes de cisaillement et son comportement global.

Après validation, le modèle a été utilisé pour réaliser une étude paramétrique afin de déterminer l'influence de la géométrie ou du dimensionnement de l'éprouvette push out sur les états de contraintes et de déformations et les propriétés ultimes de l'assemblage. Les principales conclusions retirées de cette étude sont valables juste dans le cas où un frottement existe entre les substrats et le plateau de presse et sont les suivantes :

- L'étude de la configuration géométrique de l'essai montre que l'utilisation de deux tubes pultrudés collés sur un bloc de béton réduit la charge de ruine de l'assemblage du fait de l'augmentation de l'excentricité des efforts due de la flexibilité des substrats pultrudé (faible rigidité par comparaison avec le béton) et du fort endommagement du béton par le biais duquel la transmission des efforts se fait,
- La forme du profilé pultrudé a une influence sur le comportement de l'assemblage. Le profilé en I a conféré une augmentation de la charge de ruine à l'assemblage collé,
- La présence ou la formation d'un bourrelet de colle au-dessus de la zone collée autour du joint améliore légèrement la résistance mécanique de l'assemblage,
- Les simulations numériques effectuées ont montré que la hauteur libre (inférieure à 75 mm) et l'épaisseur du joint d'adhésif n'ont pas une influence notable et remarquable sur les comportements global et local de l'assemblage collé.
- Les dimensions du bloc de béton ont une influence majeure sur le comportement de l'assemblage. Plus le bloc est épais plus la charge de ruine est importante. Celle-ci atteint une valeur asymptotique qui n'évolue pas de façon significative avec l'augmentation de l'épaisseur. Ainsi, la charge de ruine augmente avec l'augmentation de la largeur du bloc mais pas de façon continue. Il y a une valeur optimale pour laquelle la charge est maximale. Concernant la longueur du bloc, les résultats montrent que l'ajout d'un volume de béton supplémentaire au-dessus de la partie collée du bloc, perturbe les états de contraintes et entraîne une rupture précoce de l'assemblage,
- La tenue mécanique de l'assemblage augmente avec la longueur collée jusqu'à atteindre une valeur asymptotique.

Enfin, afin de donner une continuité à ce travail, il serait important de réaliser une nouvelle campagne d'essais pour identifier les paramètres du modèle avec plus de précision comme les raideurs de l'interface. Il serait également intéressant de valider le modèle sur une autre configuration d'essai et de le confronter aux autres essais mécaniques. Dans ce travail, la rupture cohésive de l'assemblage est bien décrite, mais encore la reproduction de tous les modes de ruine possibles de l'assemblage (rupture dans le joint (adhésif), rupture mixte (cohésif dans le béton et adhésif à l'interface)) est indispensable pour donner plus d'informations sur l'influence des paramètres des matériaux et pour mieux reproduire le comportement et les observations expérimentaux. L'utilisation d'un modèle d'interface endommageable peut être une solution intéressante pour décrire la rupture cohésive dans le joint ou la rupture par séparation (délamination) des substrats.

Il est important de noter qu'un suivi de la masse des éprouvettes de push-out lors de la phase de séchage est nécessaire pour vérifier que la durée de séchage permet bien d'atteindre un palier de stabilisation et par conséquent assurer le séchage complet des éprouvettes, et évaluer tous les effets irréversibles de l'eau et de l'humidité. En complément, l'utilisation d'une enceinte climatique régulée à 20°C et 10% HR pourrait être conseillée pour accélérer cette phase de séchage et appliquer les mêmes conditions de séchage sur toutes les éprouvettes. De plus, plusieurs études dans la littérature ont montré une influence significative de l'eau et de la température sur les propriétés mécaniques des profilés GFRP pultrudés, dans des futurs travaux recherches sur la durabilité de structures hybrides, il est important d'évaluer le niveau de dégradation des propriétés du profilé après vieillissement.



# CHAPITRE IV

## ÉTUDE EXPERIMENTALE DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS

I have not failed. I've successfully  
discovered 10,000 things that won't  
work

Thomas Edison



## **CHAPITRE IV : ÉTUDE EXPERIMENTALE DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS**

### **IV.1 Introduction**

Dans le but d'étudier le comportement en fluage de l'assemblage multi-matériaux collé de type béton/pultrudé, ce chapitre est axé sur l'étude de ce comportement à l'échelle de poutres. Plusieurs poutres mixtes collées, constituées d'une dalle en béton armé et d'un profilé pultrudé en I ont été fabriquées en laboratoire et ont été sollicitées en flexion trois points.

Nous avons commencé par tester une poutre mixte (notée PCB1) en flexion trois points sous sollicitation instantanée jusqu'à rupture afin d'évaluer son comportement à la rupture et son mode de ruine et également pour vérifier le dimensionnement des poutres par rapport aux critères requis (axe neutre dans la dalle, mode de rupture...).

Ensuite, plusieurs essais de fluage ont été lancés. Deux poutres mixtes collées béton-pultrudé (notées PCB2 et PCB3) et deux profilés pultrudés identiques à ceux de 2 poutres mixtes (notées Pu3 et Pu4) ont été testés. Pour mettre en évidence notamment les effets du retrait du béton ainsi que les effets de vieillissement de façon indépendante de l'effet de fluage sur le comportement de telles poutres, la poutre PCB3 et le profilé pu4 restent non chargés (poutres témoins) et sont stockés à proximité des poutres fléchies en fluage (PCB2 et Pu3). Cela permet de quantifier la perte éventuelle de résistance et de vérifier la durabilité de ce type d'assemblage, sous l'effet de fluage, à la rupture.

Enfin, afin de vérifier les résultats expérimentaux obtenus dans la première campagne d'essais de fluage, une deuxième série d'essais a été réalisée. Dans cet essai, deux poutres mixtes PCB4 et PCB5 et le profilé pultrudé Pu3 ont été testés. Les deux poutres mixtes ont été préparées et chargées simultanément. La seule différence entre les deux est que la poutre PCB5 est protégée contre l'eau de pluie et l'humidité par une bâche polyane étanche à la pluie.

Dans ce chapitre, dans un premier temps nous présentons une revue bibliographique des études antérieures effectuées sur ce type de structures et disponibles dans la littérature. Dans un second temps, nous décrivons la procédure expérimentale utilisée. Ainsi nous commençons par une description de la méthode de préparation utilisée pour fabriquer les poutres testées ; ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, l'instrumentation des poutres et le dispositif d'essai de flexion instantanée et au cours du temps des poutres. Enfin, les résultats des essais de fluage effectués sont présentés.

### **IV.2 Revue bibliographique**

En raison de la nature polymère du profil GFRP et du comportement viscoélastique du béton [BAZ 74], les structures hybrides GFRP-béton doivent actuellement être testées à l'échelle de structures sous charge permanente pour valider leur performance structurelle pendant leur durée de service. Ceci parce que, jusqu'à présent, il existe un doute raisonnable quant à la performance à long terme de ces structures dans des applications réelles de génie civil telles que les passerelles. La littérature scientifique disponible n'offre pas beaucoup d'information sur le comportement au cours du temps sous charge permanente des poutres hybrides collées. Seules deux études ont été publiées sur la réponse au fluage des structures hybrides GFRP-béton. Dans les deux études, les poutres hybrides étaient constituées de profilés pultrudé en I connectés à une dalle mince en béton autoplaçant renforcé de fibres d'acier (SFRSCC) par des boulons en acier M10 et une épaisse couche adhésive époxy introduits entre les semelles supérieures des profilés GFRP et la dalle SFRSCC [MEN 11] [GON 13(1)]. Dans l'étude de Mendes *et al.* [MEN 11], deux poutres hybrides simplement supportées ont été testées sous une charge de flexion uniformément répartie ( $4 \text{ kN.m}^{-2}$ ) pendant plus de 50 jours. La seule différence entre les deux prototypes testés était la

distance longitudinale entre les connecteurs M10. Les déformations et les déplacements à mi portée ont été enregistrés pendant la durée de l'essai. Les auteurs ont noté que l'une des deux poutres était tombée de ses supports à 21 jours en raison de l'application asymétrique de la charge. Les auteurs ont comparé les résultats expérimentaux avec les valeurs prédites en utilisant le modèle de fluage proposé initialement par Bank [BAN 06] pour les profilés GFRP et le modèle de fluage d'Eurocode 2 «CEB-FIP 1990» pour la dalle SFRSCC. La comparaison a montré qu'il y avait un bon accord entre la prédiction analytique et les résultats expérimentaux dans les 15 premiers jours et pour le 51<sup>ème</sup> jour, la différence n'était que de 6%. Cependant, le modèle analytique proposé ne prend pas en compte la contribution du cisaillement dans le comportement des profilés GFRP (instantané ou à long terme), qui n'est généralement pas négligeable pour les profilés GFRP [BAN 92(1)] [NET 07]. La conclusion principale de leur étude était que l'influence du fluage, dans les déformations à long terme et la flèche, est un facteur important pour la conception des structures hybrides.

Récemment, Gonilha *et al.* [GON 13(1)] ont présenté une étude expérimentale et numérique sur le comportement au fluage d'une passerelle de 6 m constituée de deux profilés GFRP pultrudés et d'une dalle mince SFRSCC. Des poutres secondaires (transversales) ont été installées à mi portée et au niveau des sections de support et des raidisseurs en béton ont été réalisés entre les semelles des profilés principales au niveau des sections de support. La passerelle a été testée sous plusieurs niveaux de charge de flexion uniformément répartie sous des conditions environnementales (température et humidité) variables pour une durée allant jusqu'à 2500 heures. Trois modèles analytiques pour les profilés pultrudés, basés sur une combinaison de lois empiriques proposées par Bank [BAN 06] et par EuroComp [CLA 03], ont été utilisés. Concernant le tablier SFRSCC, le modèle de fluage proposé par l'Eurocode 2 pour un béton normal a été utilisé pour décrire son comportement au cours du temps. La déflexion totale de la passerelle hybride à mi travée a été calculée en utilisant la théorie des poutres de Timoshenko qui prend en compte les effets de la contribution de cisaillement dans le comportement des profilés pultrudés [BAN 87]. Les résultats de cette étude montrent que les modèles de fluage proposés par Bank [BAN 06] et par EuroComp [CLA 03] ont surestimé les déformations de fluage mesurées expérimentalement alors que les déformations calculées par le modèle mixte (module d'élasticité estimé par le modèle de fluage de traction proposé par EuroComp et le module de cisaillement estimé par le modèle de flexion proposé par Bank) a montré une meilleure capacité prédictive avec une bonne précision dans les différentes conditions environnementales et sous les différents niveaux de charge. D'un autre côté, la loi de puissance de Findley a été utilisée pour prédire et ajuster les données expérimentales. La comparaison entre les valeurs prédites de déplacement à long terme par le modèle de Findley et celles du modèle mixte proposé a montré que la courbe de régression de Findley diverge considérablement des courbes analytiques (l'écart entre les deux modèles augmente au cours du temps). Il a également été rapporté dans cette étude que la loi de Findley n'est pas adéquate pour prédire la déflexion de fluage à long terme dans les structures hybrides, car le comportement au cours du temps du béton ne suit pas la loi de Findley. Il est également important de noter que le glissement à l'interface GFRP-SFRSCC et le comportement au cours du temps de l'adhésif ne sont pas pris en compte dans cette étude.

Par ailleurs, la prédiction de la réponse à long terme du pultrudé GFRP a attiré l'intérêt de nombreux chercheurs. De nombreuses études ont été publiées sur le comportement au cours du temps des profilés GFRP pultrudés. Une des premières études publiées sur ce sujet a été réalisée par Holmes et Rahman [HOL 80] en 1980. Ils ont testé 3 tubes pultrudés pleins de forme rectangulaire (150 mm × 300 mm) sous une charge en flexion 4 points pendant une durée allant jusqu'à 20 mois sous les conditions ambiantes de laboratoire. Les poutres, composées de fibres de verre bidirectionnelles enrobées dans une matrice résineuse, ont été moulées dans le laboratoire et chacune avait une portée de 6 m. Deux des trois poutres testées ont été soumises à une charge permanente de 10 kN (environ un tiers de leur charge ultime) et la troisième a été soumise à son propre poids. Les résultats expérimentaux ont été comparés avec trois équations empiriques formulées en utilisant les premières 2000 heures de données expérimentales (y compris le modèle de Findley). Les déformations expérimentales de traction et de cisaillement ont montré une bonne cohérence avec les valeurs prédites, tandis que les déformations de compression étaient assez

éloignées de celles des modèles empiriques proposés. Aucun modèle à l'exclusion des autres a été recommandé par les autres. Il a également été constaté que le fluage du GFRP n'est pas négligeable. Les déflexions initiales augmentent de plus de 100 % sur la période entière, mais la plus grande partie se produit dans les 1000 premières heures.

Bank et Mosallam [MOS 91] [BAN 92(1)] ont fait une des premières études sur la réponse à long terme en fluage du profilé pultrudé GFRP (fibres de verre dans une matrice résineuse vinylester). Ils ont testé un portique constitué de deux poteaux verticaux articulés au pied et d'une poutre assemblés entre eux par des tiges et écrous en FRP. Les poteaux et la poutre sont constitués de profilés pultrudés de section en I et de dimensions  $203.2 \times 203.2 \times 9.5 \text{ mm}^3$  (hauteur, largeur, épaisseur) et le portique testé a une largeur de 2700 mm (entre les poteaux) et 1800 mm de hauteur (entre la fondation et la poutre). Le portique a été soumis à une charge constante d'environ 15 kN (25 % de sa charge de ruine instantanée) en flexion 4 points pendant 10000 heures (environ 417 jours).

Les résultats de l'essai de fluage ont montré que la vitesse du fluage évolue de façon importante durant les 2000 premières heures et se stabilise ensuite. Une augmentation de 21.84 % de la flèche à mi travée de la poutre a été observée à la fin de l'essai. Pour estimer les propriétés viscoélastiques du pultrudé, tels que les modules viscoélastiques longitudinal et de cisaillement, le modèle de Findley a été utilisé. En se basant sur la loi de Findley et la théorie de Timochenko, les auteurs ont proposé une formule permettant de prédire l'évolution de la déflexion à mi travée de la poutre en fonction du temps. Les valeurs estimées par cette formule ont été confrontées aux résultats expérimentaux et aux résultats de calcul avec l'hypothèse d'Euler-Bernoulli (sans prise en compte de l'effet du cisaillement). Le fait de ne pas tenir compte de la contribution du cisaillement a abouti à une sous-estimation de la déflexion centrale. Les auteurs ont souligné que la contribution du cisaillement dans le comportement du FRP ne peut pas être négligée lors de la conception des structures FRP. D'autre part, les résultats estimés par le modèle proposé étaient en bon accord avec les résultats expérimentaux de l'essai de fluage (déformations et déflexion) et il peut être utilisé pour décrire la réponse viscoélastique à long terme. Des chutes de 35 % et de 46 % du module d'élasticité et du module de cisaillement ont été estimées par le modèle après 10 ans de fluage.

Mottram [MOT 93] a étudié le comportement en flexion trois points à long terme de poutres mixtes collées de dimension  $735 \times 76 \times 90 \text{ mm}^3$ . Chaque poutre est constituée de 2 profilés pultrudés GFRP en I de dimension  $76 \times 38 \times 6.25 \text{ mm}^3$  assemblés coté à coté par deux plats composites d'épaisseur de 6 mm collés par un adhésif époxy rigide, sur la largeur des semelles supérieures et inférieures, le long des deux profilés. Les poutres ont été chargées progressivement jusqu'à environ 22.8 kN et ensuite, la charge a été maintenue constante durant 24 heures. Il a été considéré que l'influence du joint d'adhésif sur le comportement et la rigidité des poutres est négligeable en raison de sa faible épaisseur. Une augmentation de 10 % de la flèche à mi travée a été observée à la fin de l'essai du fluage. L'auteur a utilisé le modèle de viscoélasticité linéaire de Findley pour simuler le comportement en fluage des poutres. Les résultats de ce modèle analytique ont été confrontés aux résultats expérimentaux. Il a été constaté que le modèle est valable et que le pultrudé a des propriétés viscoélastiques linéaires.

Scott et Zureick [SCO 98] ont mené des recherches expérimentales et analytiques sur le fluage en compression d'un pultrudé GFRP. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de dimensions  $102 \times 102 \times 6.4 \text{ mm}^3$  découpées dans la semelle d'un profilé pultrudé de section en I. Les éprouvettes ont été soumises à trois niveaux de contrainte de compression, 20 %, 40 % et 60 % de la contrainte de compression ultime à court terme, dans la direction longitudinale (direction des fibres) pendant une durée allant jusqu'à 10000 h. En utilisant les données expérimentales, la loi de puissance de Findley a été adoptée pour prédire les déformations à long terme des éprouvettes en compression. Après 5000 h de fluage, l'augmentation de la déformation par fluage était en moyenne de 12,75 %, 13,07 % et 12,20 % pour 20 %, 40 % et 60 % de la charge ultime, respectivement. De plus, en se basant sur la loi de Findley, les auteurs ont proposé une formule simplifiée pour prédire le module viscoélastique longitudinal en fonction du temps (éq. (IV. 1)), sur la base des paramètres identifiés à partir d'un essai de fluage de courte durée ( $t < 1000 \text{ h}$ ).



$$E_L^{ve}(t) = \phi_t E_0 \quad (IV. 1)$$

avec :

$E_L^{ve}(t)$  : module viscoélastique longitudinal à l'instant t (t en an),

$E_0$  : module élastique initial à l'instant du chargement,

$\phi_t$  : facteur de réduction qui dépend du temps et exprimé par la formule suivante (éq. (IV. 2)) :

$$\phi_t = \frac{1}{1 + \frac{10}{\beta} t^{0.25}} \quad (IV. 2)$$

Où :  $\beta$  est un paramètre à identifier par la calibration entre l'équation de la loi de Findley et les résultats expérimentaux d'un essai du fluage d'une durée de 1000h.

Enfin, la comparaison entre les modules estimés par la formule proposée et ceux trouvés pour chaque éprouvette expérimentalement par l'utilisation de la loi de Findley montre un accord entre les deux. La différence entre les deux varie entre 15 et 27 % après 75 ans du fluage. En outre, ils ont recommandé l'utilisation du modèle de Findley pour prédire la réponse à long terme des éprouvettes soumises à une charge qui n'excède pas 33 % de la charge ultime pour s'assurer de la validité et la fiabilité du modèle.

Sá *et al.* [SA 11(1)] [SA 11(2)] ont présenté une étude bibliographique et expérimentale sur le fluage des matériaux composites de type GFRP. Afin d'évaluer les comportements et les propriétés mécaniques à court et à long terme des profilés pultrudés, une étude expérimentale a été réalisée à deux échelles : l'échelle des coupons (essais de traction, compression, flexion et cisaillement inter-laminaire sur des éprouvettes coupées dans l'âme et dans la semelle d'un profilé pultrudé) et à l'échelle structurelle (essais de flexion 4 points sur des profilés de section en I qui ont 1800 mm de longueur, 75 mm de largeur, 8 mm d'épaisseur et 150 mm de hauteur). Tous les essais ont été réalisés dans les conditions du laboratoire sous une température et une humidité modérées. La durée de l'essai de fluage était approximativement de 2 mois. Le pultrudé testé est un profilé GFRP à matrice résineuse polyester produit par l'entreprise TopGlass. Nous présentons les résultats des essais de caractérisation réalisés à l'échelle des coupons dans le tableau IV-1 car dans notre étude, un profilé similaire a été utilisé.

Coupons (8mm)	Propriétés mécaniques	Traction longitudinale	Flexion longitudinale	Compression longitudinale	Compression transversale	Cisaillement inter-laminaire	Essai de brulage
	Norme	ISO 527	ISO 14125	ASTM D695	ASTM D695	ASTM D2344	ISO 1172
Semelle	Contrainte ultime $r_{it}$ [MPa]	418.1 ± 11.6%	538.8 ± 6.7%	460.7 ± 4.3%	129.6 ± 4.2%	38.2 ± 4%	61.1%
	Module élastique E [GPa]	25.1 ± 7.4%	25 ± 4.5%	28.4 ± 21.8%	7.7 ± 26.8%	-	
Ame	Contrainte ultime $r_{it}$ [MPa]	431.4 ± 10.8%	560.3 ± 5%	438.6 ± 7.6%	-	40.6 ± 7.4%	62.8%
	Module élastique E [GPa]	24.6 ± 4.6%	25.7 ± 4.5%	27.2 ± 16.2%	-	-	
Moyenne	Contrainte ultime $r_{it}$ [MPa]	424.8 ± 10.8%	550 ± 6 %	450 ± 6.5 %	129.6 ± 4.2 %	39.4 ± 6.5%	61.9 ± 1.7%
	Module élastique E [MPa]	24.9 ± 6%	25.3 ± 4.6%	27.8 ± 19 %	7.7 ± 26.8%	-	
	Déformation à rupture $e_{it}$ [%]	17.3 ± 13.8%	24.4 ± 8.3 %	27.6 ± 10.8%	31.2 ± 9.7%	-	

Tableau IV-1 : Caractéristiques mécaniques instantanées du profilé pultrudé [SA 11(1)]

Les chercheurs ont observé une évolution rapide des déformations de fluage, notamment dans les 24 premières heures, avec une vitesse du fluage plus importante pour les éprouvettes découpées dans l'âme. Pour les profilés soumis à 33 % de la charge ultime, ils ont observé un comportement en fluage similaire à celui des éprouvettes découpées dans la semelle, avec une augmentation de la déformation de 15 % à

la fin du test. A la fin de l'étude expérimentale, ils ont déduit qu'il est possible d'utiliser les résultats des essais à l'échelle des matériaux pour prédire le comportement des profilés pultrudés.

D'autre part, les résultats des modèles analytiques ont été confrontés aux résultats expérimentaux. Les auteurs ont fait une comparaison entre les deux modèles viscoélastiques linéaires (modèles de Burger-Kelvin (branche maxwell en série avec deux modèles élémentaires de Kelvin) et la décomposition en série de Prony-Dirichlet) et la loi de puissance de type Findley (modèle de Findley). La conclusion a été faite que les trois modèles sont précis et fiables mais le modèle de Findley est le modèle le plus adapté puisqu'il permet une prédiction de l'évolution du fluage à long terme avec une précision importante. Après, le modèle de Findley a été utilisé pour identifier le module de flexion viscoélastique du matériau et ensuite, ce module a été introduit dans la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli pour évaluer la flèche centrale. Concernant le module de flexion viscoélastique, ils ont trouvé une réduction de la rigidité en flexion entre 20 % et 50 % après 1 et 50 ans respectivement. Dans le cas du profilé soumis à 33 % de la charge ultime, la flèche estimée par l'hypothèse d'Euler-Bernoulli augmente de 35% après 1 an et de 100% après 50 ans. Enfin, les auteurs ont recommandé de prendre l'influence de cisaillement sur la flèche en considération, en d'autres termes l'utilisation de la théorie des poutres de Timoshenko, pour prédire la flèche de façon fiable et précise.

Bottoni *et al.* [BOT 14] ont étudié le comportement en fluage d'éprouvettes pultrudés en GFRP soumises à deux types de charge de fluage ; traction uni-axiale et charge de cisaillement. Les éprouvettes ont été découpées dans des profilés pultrudés de commerce (profilés et de plaques en GFRP) constitués de fibres de verre enrobées dans une matrice de polyester. Les essais ont été réalisés pendant une durée allant jusqu'à 2 ans à température et humidité constantes (20°C et 60 % HR). Certains essais ont été effectués sur des éprouvettes renforcées avec des couches supplémentaires de fibres de carbone, collées sur les faces externes des coupons pultrudés. Les éprouvettes découpées dans des plaques et des semelles de profilés ont été soumises à une charge de traction maintenue constante, tandis que celles obtenues à partir de l'âme de profilés ont été soumises à une charge de cisaillement. A partir des résultats expérimentaux obtenus, il a été constaté que le fluage dû de cisaillement était plus important que le fluage sous traction. De plus, pour les éprouvettes non renforcées, les résultats des tests expérimentaux ont été utilisés pour modéliser la réponse au fluage en utilisant la loi de puissance de Findley et ces résultats ont également été utilisés pour calibrer la fonction de fluage d'un modèle de fluage simplifié proposé par les auteurs pour modéliser le comportement des éprouvettes renforcées. Ce modèle a été proposé pour prédire l'évolution des déformations des éprouvettes renforcées, qui subissent une redistribution des contraintes au cours du chargement à cause de la présence de différents matériaux. Il a également été rapporté dans leur étude que le fluage des plaques de CFRP (utilisées pour renforcer les éprouvettes) a été négligé. La comparaison entre les résultats expérimentaux et analytiques a montré que la loi de Findley peut être calibrée avec succès et avec une bonne précision en excluant simplement la phase initiale de fluage (très peu d'heures). D'autre part, les valeurs prédites par le modèle proposé ont montré un accord satisfaisant avec les résultats expérimentaux des éprouvettes testées en traction. Au contraire, pour les éprouvettes renforcées et soumises à une charge de cisaillement, lorsque le rôle de la viscosité de la résine époxy est devenu important, selon les auteurs, le modèle proposé a sous-estimé les déformations car une liaison parfaite a été considérée entre le CFRP et le coupon de GFRP.

Récemment, Sá *et al.* [SA 16] ont étudié le comportement à court et à long terme d'un panneau de tablier en pultrudé GFRP. Les panneaux ont été testés en flexion sous une charge uniformément répartie. Trois panneaux simplement supportés (C1, C2 et C3), avec trois longueurs de portée différentes (1.5, 2 et 2.4 m), ont été testés pendant une durée de 3600 heures dans les conditions ambiantes du laboratoire. Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour modéliser la réponse au fluage en utilisant la loi de puissance de Findley. Il a été constaté que les réponses de fluage de tous les panneaux suivaient la loi de puissance de Findley. De plus, les modules de flexion et de cisaillement viscoélastique de la section ont été identifiés à partir des données de test de fluage en utilisant la théorie des poutres de Timoshenko. Les résultats

numériques obtenus indiquent une réduction de 22 % et 43 % du module de flexion et de cisaillement après 50 ans, respectivement.

Par la suite, compte tenu des nombreuses différences entre les études publiées (mise en place des tests, matériaux utilisés ...), il est difficile d'en tirer des conclusions générales, mais certaines conclusions communes sont évidentes. Sur la base des résultats de l'analyse bibliographique, de plusieurs points peuvent être soulignés :

- (1) Il est nécessaire d'étudier le comportement au fluage des profilés pultrudés GFRP et des poutres hybrides collées dans des conditions environnementales réelles. En particulier pour les poutres hybrides collées, les effets des conditions environnementales ne peuvent pas être négligés. De nombreuses recherches dans la littérature ont montré que la diffusion de l'humidité et l'exposition aux cycles de gel-dégel peuvent conduire à la dégradation et à la réduction de la résistance au cisaillement des joints adhésifs, comme nous avons vu dans les deux premiers chapitres de cette thèse. La combinaison entre les effets du vieillissement et le chargement mécanique pendant le test de fluage peut conduire à une rupture brutale et prématurée de telles structures. Faire cette combinaison devrait être une prochaine étape vers une meilleure compréhension du comportement au fluage des structures hybrides collées dans les applications réelles.
- (2) Un autre aspect important est que la plupart des études examinées utilisaient des méthodes analytiques et numériques basées sur des lois empiriques et de régressions, en particulier les lois de puissance de Findley, pour prédire le comportement de fluage des profilés pultrudés GFRP et des poutres hybrides. Les résultats des modèles proposés concordaient bien avec les données expérimentales. Mais, ces modèles ne peuvent pas être facilement étendus au cas des méthodes numériques basées sur le concept des éléments finis et ne fournissent que des informations sur le comportement global de la structure (déplacement, déformation de la section centrale...). Pour cette raison, des approches numériques avec éléments finis sont alors nécessaires pour prédire la réponse de fluage à long terme et pour étudier la distribution des déformations et des contraintes dans les structures à différents instants, particulièrement la distribution et l'évolution de la contrainte de cisaillement le long du joint d'adhésif.
- (3) Peu d'études expérimentales dans le domaine du comportement au fluage des poutres hybrides collées ont été menées jusqu'à présent.

L'objectif de cette partie de notre étude est alors de contribuer à l'amélioration de notre connaissance sur le comportement à long terme des profilés GFRP et des poutres hybrides collées.

### ***IV.3 Réalisation des poutres mixtes collées et préparation des profilés pultrudés***

#### ***IV.3.1 Géométrie des corps d'épreuve***

Tous les profilés pultrudés GFRP utilisés dans cette campagne d'essais ont une longueur de 3 m et ont les mêmes dimensions (voir figure IV-1). Deux raidisseurs en béton, armé par un cadre en acier, et de longueur 145 mm sont disposés à chaque extrémité du profilé GFRP pour éviter l'écrasement local au niveau des appuis.

Pour les poutres mixtes, nous avons adopté le protocole expérimental classiquement utilisé pour l'étude du comportement mécanique d'un élément de construction : la flexion trois points (voir figure IV-2).

Les cinq poutres mixtes réalisées sont identiques et ont les mêmes dimensions géométriques. Elles sont composées d'une dalle en béton armé collée sur un profilé pultrudé par un joint d'adhésif de type époxy de faible épaisseur (estimée à 1 mm). Les dalles en béton sont constituées d'un seul morceau de 3 m de longueur et elles sont armées en partie inférieure d'un treillis soudé de type ST25C (3 armatures longitudinales et 19 armatures transversales dont le diamètre est de 7 mm) positionné à 10 mm du bas de

la dalle. Les détails du ferrailage sont donnés sur les figures IV-3 et IV-4. La portée entre appuis est de 2.8 m. La dalle de béton a 60 mm d'épaisseur et 400 mm de largeur.

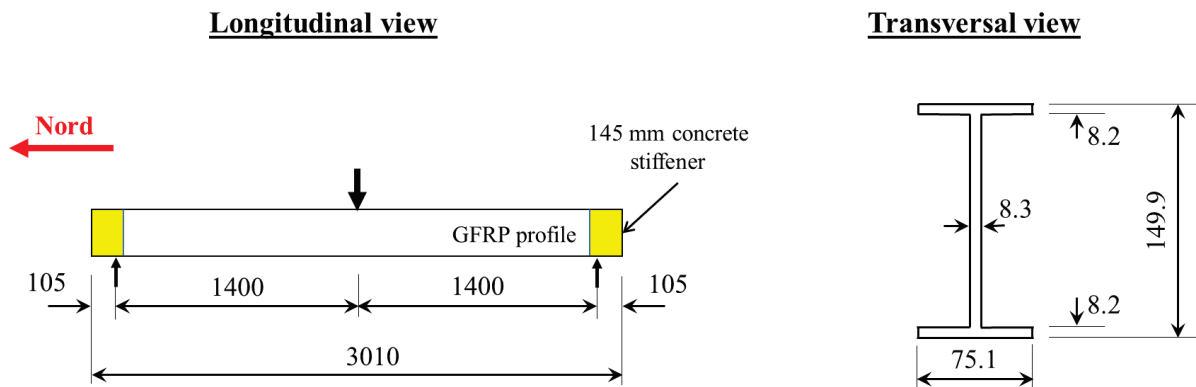


Figure IV-1 : Vues longitudinale et transversale du profilé (dimensions en mm)

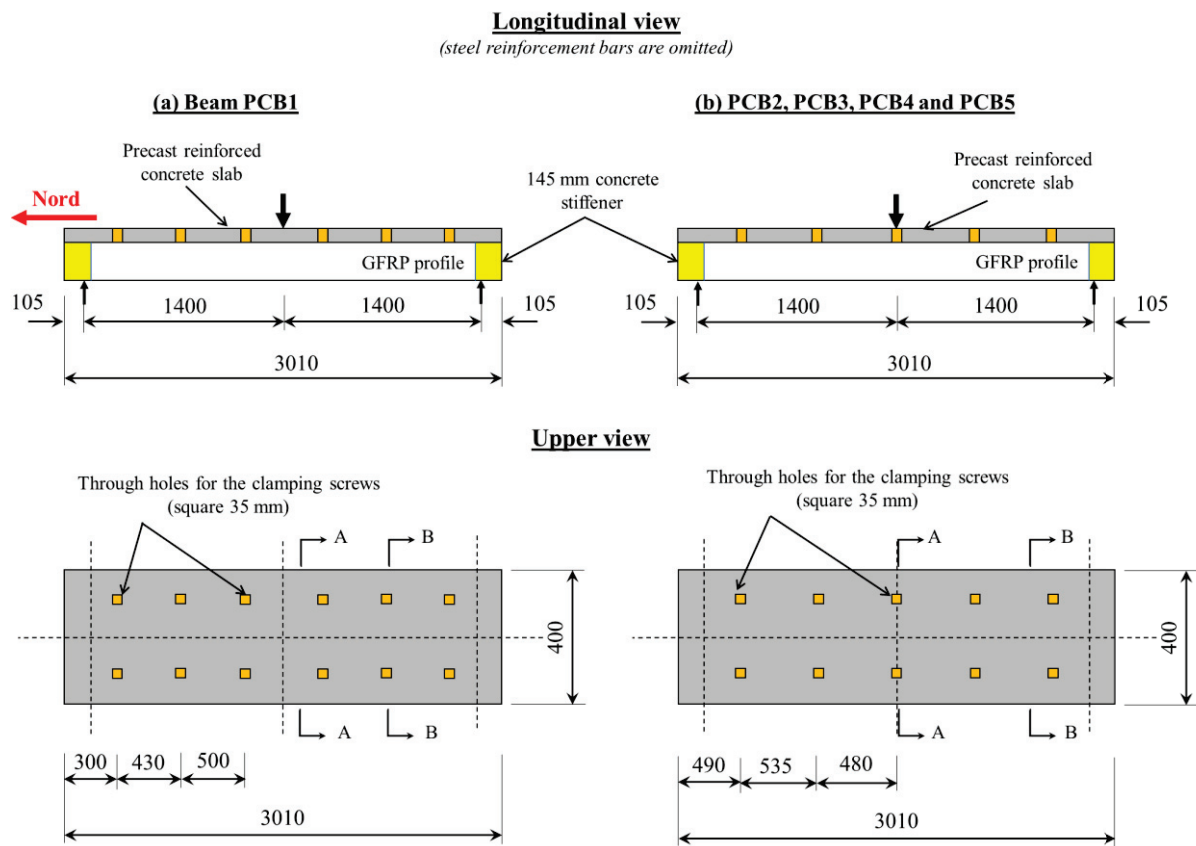


Figure IV-2 : Vues longitudinale et de dessus des poutres mixtes (dimensions en mm)

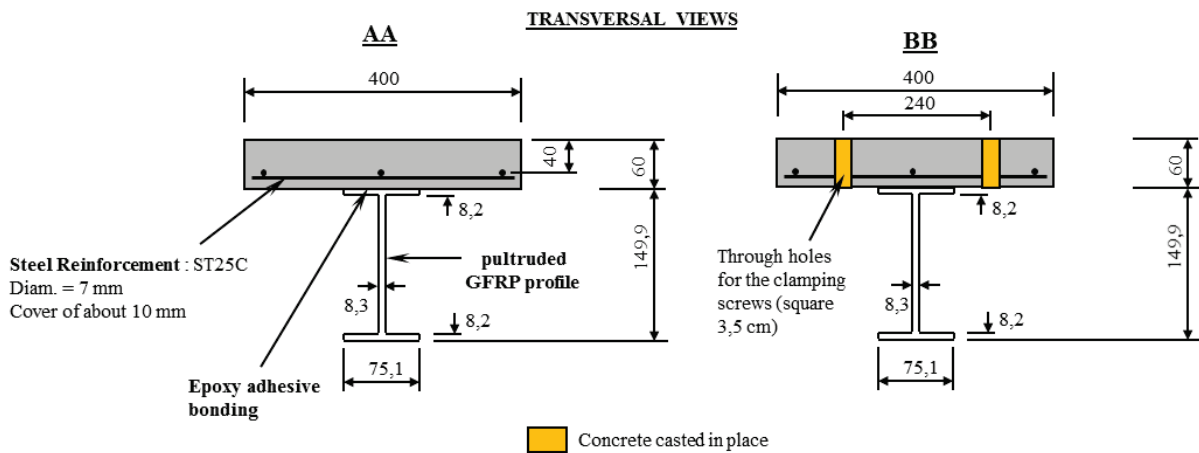


Figure IV-3 : Sections transversales de la poutre PCB1

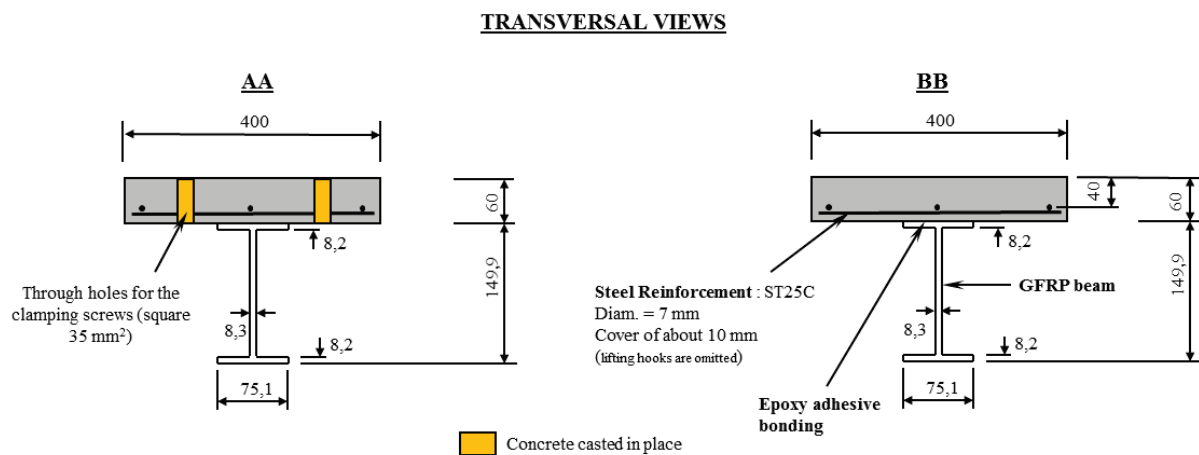


Figure IV-4 : Sections transversales des poutres mixtes PCB2, PCB3, PCB4 et PCB5

### IV.3.2 Mise en œuvre

La fabrication des poutres mixtes a nécessité plusieurs étapes. Dans ce paragraphe, nous présentons un suivi des travaux d'élaboration des poutres mixtes. A titre d'informations, la poutre PCB1 a été préparée au début et ensuite après la vérification de son dimensionnement, les autres poutres mixtes PCB2, PCB3, PCB4 et PCB5 ont été préparées. Suivant un ordre chronologique les principales étapes de fabrication sont :

- Réalisation des coffrages et incorporation des treillis soudés

Pendant cette étape, nous avons également mis en place une jauge de déformation sur l'armature longitudinale centrale et des polystyrènes de forme parallépipédique pour faire des réservations afin d'assurer le passage de tiges filetées qui permettent le serrage lors de la phase de collage, comme le montre la figure IV-5 (a).

- Coulage des dalles

La deuxième étape était la préparation du béton pour réaliser le coulage de la dalle, mais également des éprouvettes cubiques ( $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ) et cylindriques ( $16 \times 32 \text{ cm}^2$ ) de béton (IV-5 (b)) ainsi que les raidisseurs des profilés pultrudés (figure IV-5 (d)). Le décoffrage a eu lieu 7 jours après (IV-5 (c,e)).

- Traitement des surfaces des dalles en béton armé



Afin d'assurer une bonne adhérence entre la dalle de béton et le profilé pultrudé, la surface du pultrudé a été légèrement poncée à l'aide de feuilles abrasives de telle sorte à faire disparaître la brillance surfacique et avant d'appliquer la colle, la surface a été dégraissée à l'acétone après dépoussiérage. La surface du béton, quant à elle, a été poncée à l'aide d'une ponceuse (figure IV-5 (f)).

- Assemblage des substrats

La dernière étape était l'assemblage du profilé et de la dalle avec serrage, le serrage a été réalisé au moyen de serre-joints et de tiges filetées afin d'assurer une distribution de colle la plus uniforme possible le long de la longueur collée et pour minimiser l'épaisseur du joint, comme le montre la figure IV-5 (g, h). Après 24h, les serre-joints ont été retirés et les réservations ont été remplies par du béton (voir figure IV-5 (i)).

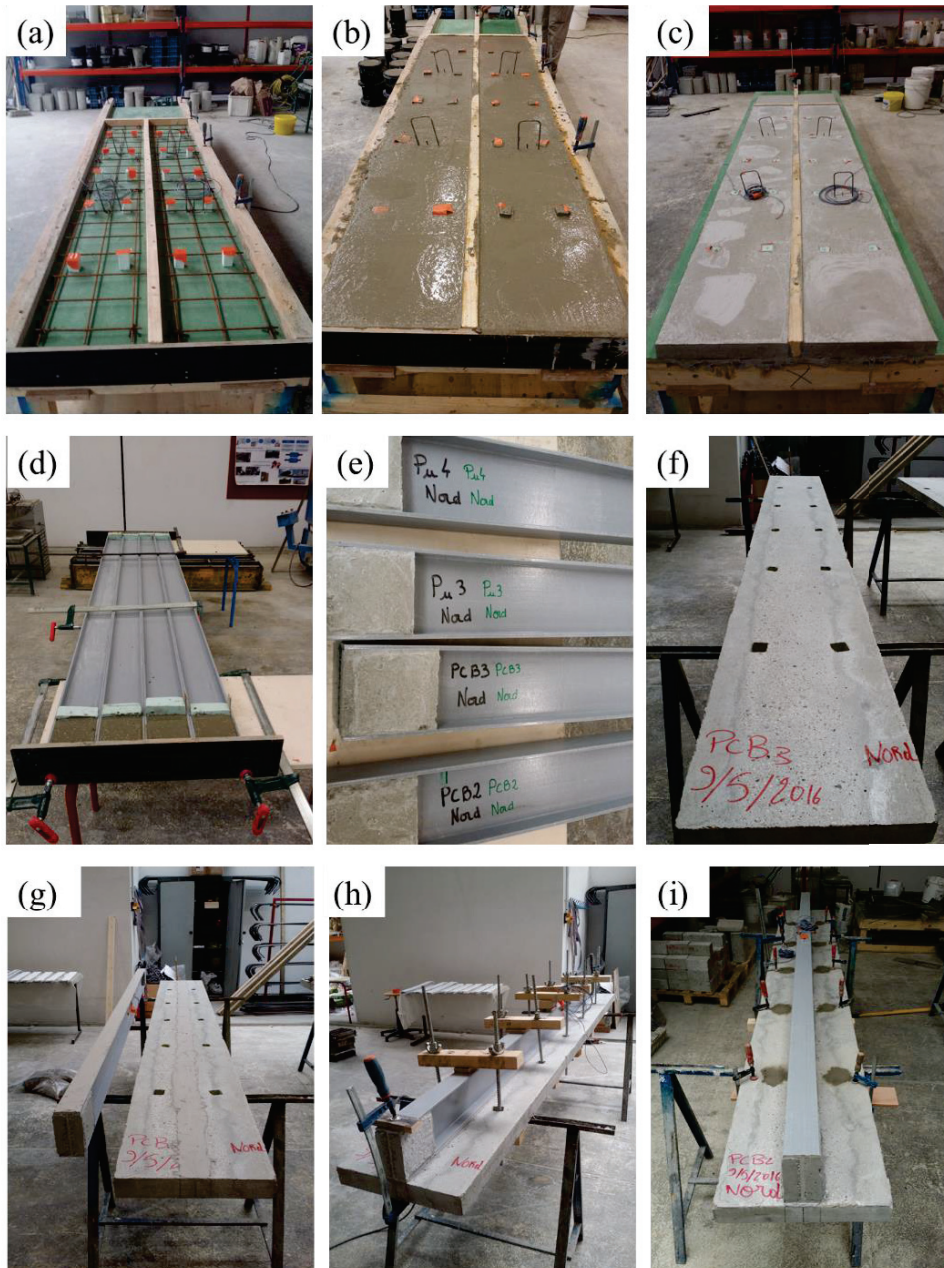


Figure IV-5 : Etapes de fabrication de la poutre hybride (a) coffrage et ferailage des dalles, (b) Bétonnage des dalles, (c) décoffrage des dalles, (d) bétonnage des raidisseurs, (e) décoffrage des raidisseurs, (f) surface du béton poncée (ponçage), (g) Collage de la dalle au profilé, (h) serrage, (i) bétonnage des réservations

### IV.3.3 Dispositif expérimental

#### IV.3.3.1 Bâti d'essai

Toutes les poutres ont d'abord fait l'objet de cycles de chargement-déchargement dans le domaine élastique. Elles ont été testées en flexion trois points sous une charge modérée (3 tonnes pour les poutres mixtes et 1 tonne pour les profilés). Puis la poutre PCB1 a été chargée jusqu'à la ruine. Les poutres PCB2, PCB4, PCB5 et Pu3 ont été chargées par une charge permanente suspendue à mi travée pour évaluer l'évolution des déformations et des flèches au cours du temps et les poutres PCB3 et Pu4 ont été stockées dehors à proximité des poutres chargées.

Les essais de flexion instantanée ont été effectués sur un portique de chargement dont le vérin a une capacité de 500 kN. Le chargement a été piloté en déplacement à raison de  $4 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ . Le vérin est centré sur la poutre et la transmission de charge a été assurée au moyen d'une plaque d'acier intercalée entre la dalle (ou semelle supérieure pour les profilés) et le vérin.

Pour les essais de fluage, afin de solliciter les poutres en flexion 3 points sous une charge constante, un dispositif de fluage a été développé, comme le montre la figure IV-6. Le principe du chargement a consisté à suspendre un poids (bloc en béton armé) dans la section centrale. Grâce à un montage constitué de deux tiges métalliques filetées et de plaques métalliques centrées sur la poutre, le cadre rigide applique un effort de flexion à la poutre par le biais d'une plaque acier rigide intercalée entre le cadre et la face supérieure de la poutre. La poutre prend appui sur des rouleaux métalliques qui assurent le rôle d'appuis simples.

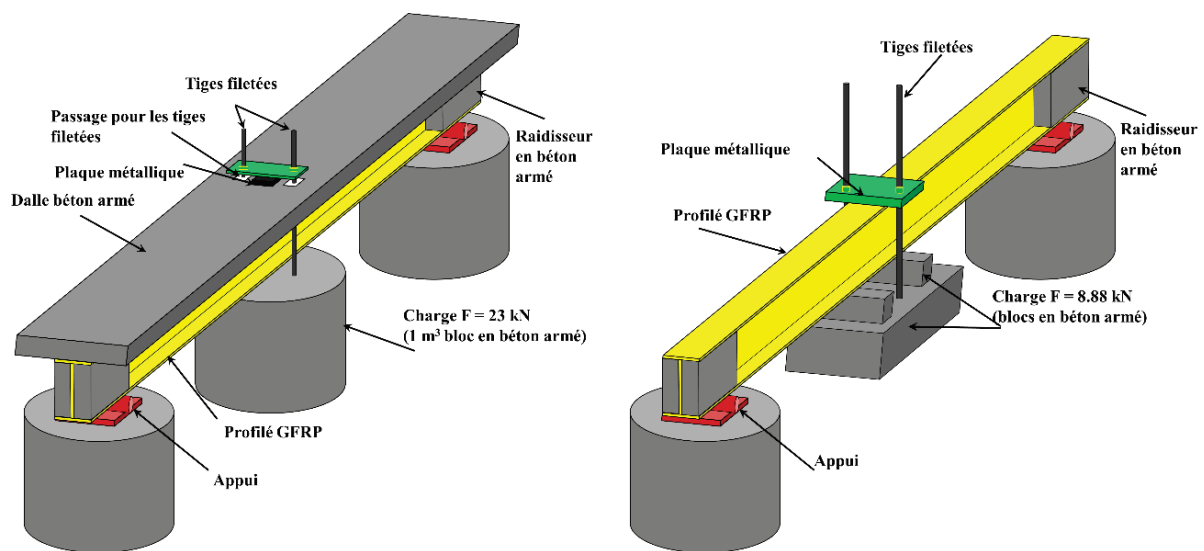


Figure IV-6 : Dispositif de l'essai de fluage

#### IV.3.3.2 Instrumentation

Nous avons mesuré plusieurs paramètres pour suivre le comportement mécanique des poutres testées.

Outre la force imposée à mi portée, les déplacements verticaux ont été mesurés par des capteurs de déplacement appelés « transformateur différentiel variable linéaire » LVDT pour les essais instantanés et un niveau optique « Leica LS15 » pour les poutres en fluage (voir figure IV-7). Aussi pour toutes nos poutres, des jauges de déformation ont été positionnées sur la dalle et sur le profilé (voir figures IV-8, IV-9 et IV-10) autour de la section centrale suivant la hauteur de la poutre, pour déterminer expérimentalement la position de l'axe neutre de la structure mixte et tracer le diagramme de Navier.

- Pour la dalle de béton

Deux jauges ont été positionnées en fibre supérieure de la dalle pour mesurer les déformations longitudinales (une jauge pour la poutre PCB1), une jauge a été collée sur l'armature centrale du treillis pour mesurer les déformations des armatures longitudinales et une jauge a été placée sur la face tendue de la dalle.

- Pour le profilé pultrudé

En section centrale, une jauge a été collée sur la face inférieure de la semelle supérieure, une sur l'âme (à proximité de la semelle inférieure) et deux jauges sur la face inférieure de la semelle inférieure.

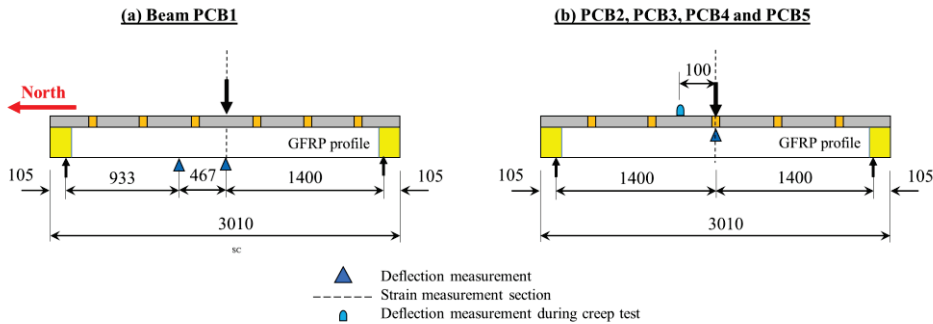
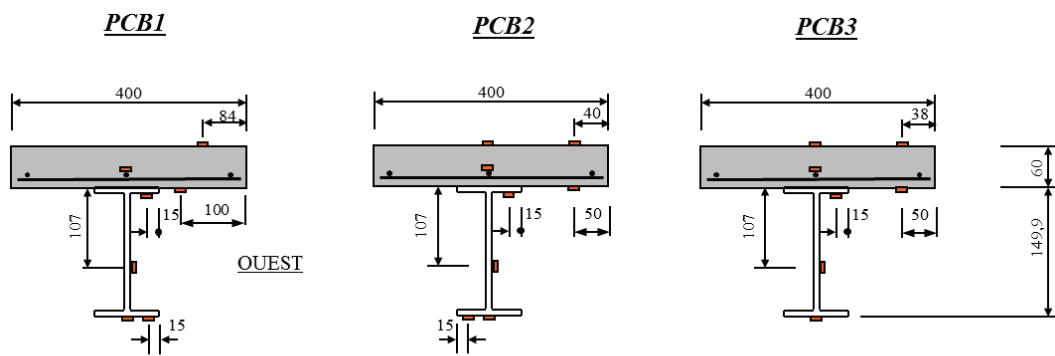


Figure IV-7 : Positions des points de mesure des déplacements pour les poutres mixtes



Remarque : la jauge Dsup centre est décalée au sud de 120 mm (PCB2 et PCB3)

Figure IV-8 : Position des jauges de déformation pour les poutres mixtes PCB1, PCB2 et PCB3 (dimensions en mm)

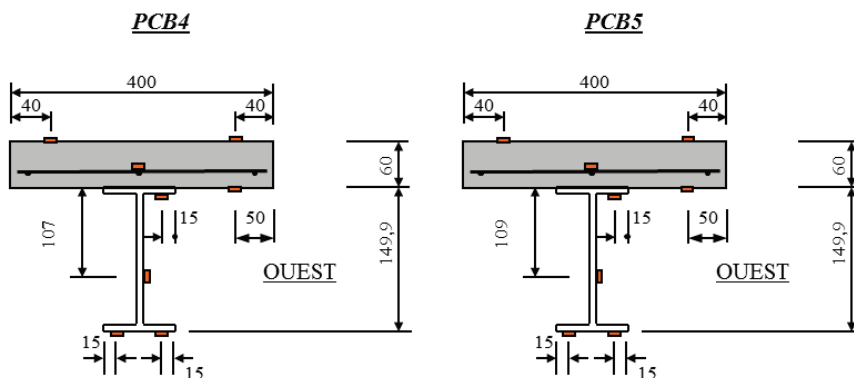


Figure IV-9 : Position des jauges de déformation pour les poutres mixtes PCB4 et PCB5 (dimensions en mm)

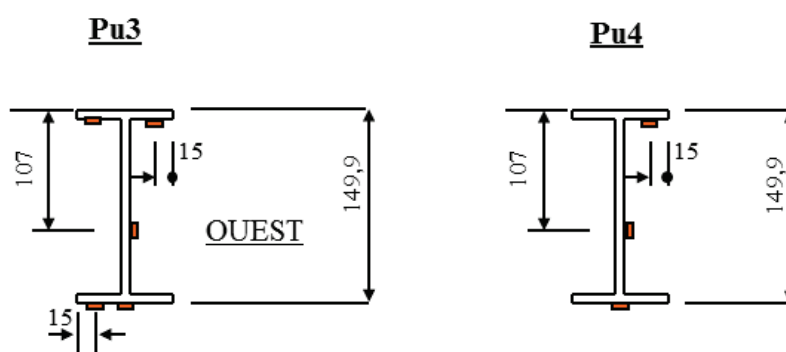


Figure IV-10 : Position des jauges de déformation pour les profilés pultrudés seuls (dimensions en mm)

A titre d'information complémentaire, les déformations des armatures et du profilé pultrudé sont mesurées par des jauges électriques de type KFG-10-120-C1-11 L1M3R, d'une longueur de 10 mm de résistance 120 ohms à 24 °C et leur facteur de jauge est de 2.1. Celles utilisées pour le béton sont de type KC-70-120-A1-11 d'une longueur de 67 mm, leur facteur de jauge est de 2.1 et leur résistance à 24 °C est de 119.8 ohms.

#### ***IV.3.3.3 Système d'acquisition***

Toutes les données issues des essais de flexion instantanée ont été enregistrées automatiquement par un système d'acquisition piloté par un ordinateur. C'est un système Vishay Micromesures constitué d'une chaîne d'acquisition pilotée par un ordinateur sur lequel est installé un logiciel « StrainSmart 500 version 4.01 » qui permet d'acquérir simultanément les valeurs du déplacement, de la charge appliquée sur la poutre et les déformations mesurées par les jauges lors de l'essai et de traiter les données.

Pour les essais de fluage, un système d'acquisition portable « Vishay P-3500 » a été utilisé pour lire les valeurs des déformations. Il s'agit d'un pont d'extensométrie qui nous permet de connaître les déformations et de les relever manuellement pendant le déroulement des essais.

### ***IV.4 Résultats expérimentaux***

#### ***IV.4.1 Caractérisation des matériaux utilisés***

##### ***IV.4.1.1 Béton***

Les résistances en compression du béton ont été identifiées par des essais de compression sur des éprouvettes cubiques de 10 cm de côté qui ont été conservées dans le laboratoire à l'air ambiant avant les essais. La mise en charge est effectuée à une vitesse constante dans la plage 4 à 5 kN.s<sup>-1</sup>. Elles sont soumises à un chargement croissant jusqu'à la rupture. Quatre éprouvettes ont été testées pour déterminer la reproductibilité des résultats pour chaque gâchée.

La résistance moyenne à la traction par fendage est obtenue à partir d'essais sur 3 éprouvettes de béton de forme cylindrique de dimensions 160 × 320 mm<sup>2</sup>. La vitesse de chargement est de 4 kN.s<sup>-1</sup>. Les essais ont été effectués sur une machine de compression CONTROLAB de capacité 3000 kN.

Le tableau IV-2 récapitule les différents résultats ainsi que la moyenne des essais réalisés sur les éprouvettes de béton préparées simultanément avec les dalles des poutres mixtes. Le module d'Young et le coefficient de Poisson n'ont pas été mesurés, les valeurs données par le fournisseur seront adoptées en cas de besoin.

Poutre	Age du béton (Jours)	Résistance moyenne en compression (MPa)	Résistance moyenne en traction (MPa)
PCB1	88	49.4 ± 6.5	-
PCB2 & PCB3	28	45.7 ± 3.4	3.1 ± 0.1
	315 (vieilli dans le laboratoire)	38.7 ± 4.2	3.3 ± 0.2
	315 (vieilli naturellement)	48.9 ± 3.6	3.4 ± 0.9
PCB4	386 (vieilli naturellement)	50.7 ± 5.5	-
PCB5	386 (vieilli naturellement)	49.7 ± 3.0	-

Tableau IV-2 : Caractéristiques mécaniques du béton des poutres mixtes

#### IV.4.1.2 Acier

Les armatures de renforcement ont été utilisées pour limiter la fissuration dans la dalle. En effet, elles n'ont pas une influence très importante sur le comportement et la capacité de la poutre car la sollicitation de compression est majoritaire dans la dalle. Elles sont en acier classique à haute adhérence de limite élastique de 500 MPa.

Pour déterminer leurs caractéristiques mécaniques, des essais de traction ont été réalisés sur des éprouvettes découpées dans le treillis de longueur comprise entre 22 et 26 cm. Les résultats de ces essais sont présentés dans le tableau IV-3 .

Eprouvette	Force à rupture (kN)	Contrainte à rupture en (MPa)	Contrainte moyenne à rupture (MPa)
1	21,96	570.7	561.0 ± 6.1
2	21,67	563.1	
3	21,42	556.7	
4	21,40	556.1	
5	21,49	558.5	

Tableau IV-3 : Caractéristiques mécaniques des armatures HA7 des ST25C utilisés

#### IV.4.1.3 Profilé pultrudé

##### IV.4.1.3.1 Essai de traction sur des éprouvettes de GFRP

Le module d'Young E, la limite élastique ainsi que la contrainte maximale sont identifiées par des essais de traction simple.

Des éprouvettes de pultrudé d'environ 8 mm d'épaisseur, 10 mm de largeur et 250 mm de longueur sont découpées dans l'âme et dans les semelles du profilé en utilisant une scie. Au total, 5 éprouvettes découpées longitudinalement ont été testées. Des talons en aluminium de 80 mm de longueur ont été collés sur les deux extrémités de l'éprouvette en utilisant une colle époxy.

Les essais de traction simple ont été conduits avec une vitesse de déplacement de 1 mm.min<sup>-1</sup> en utilisant une machine de traction uniaxiale ZWICK. Elle est équipée d'une cellule de charge de 50kN qui permet de relever l'effort. Le déplacement de la traverse est mesuré par l'intermédiaire d'un extensomètre. Des jauges de déformation uniaxiale de 10 mm de longueur complètent le dispositif en vue de mesurer le module d'Young longitudinal. Les éprouvettes sont fixées au moyen de mors autobloquants (figure IV-11, et les mesures sont effectuées à température ambiante.



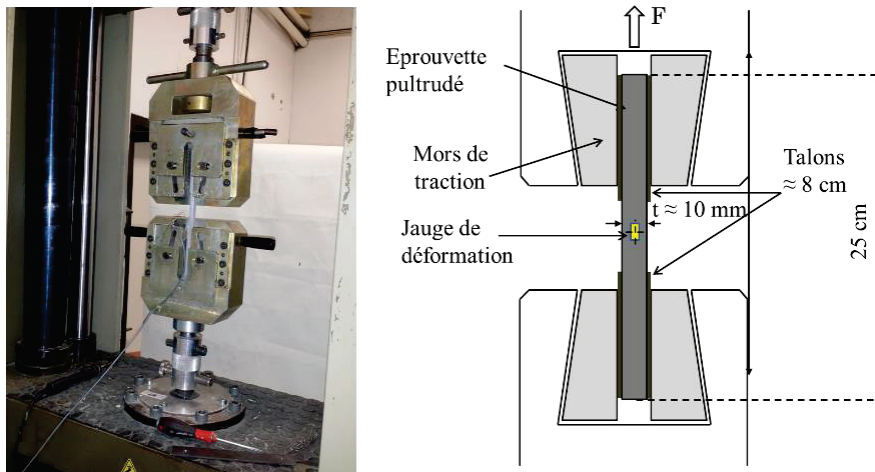


Figure IV-11 : Essai de traction sur des échantillons de GFRP

La figure IV-12 présente les courbes contrainte/déformation obtenues. Le comportement du pultrudé est linéaire jusqu'à la ruine. Pour chaque courbe, le module d'Young  $E$  a été évalué dans la partie linéaire. Ce module est relativement le même pour l'âme et la semelle et s'élève à  $27 \pm 2.5$  GPa. La résistance en traction du pultrudé vaut  $389 \pm 40$  MPa pour une déformation de l'ordre de  $15000 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ .

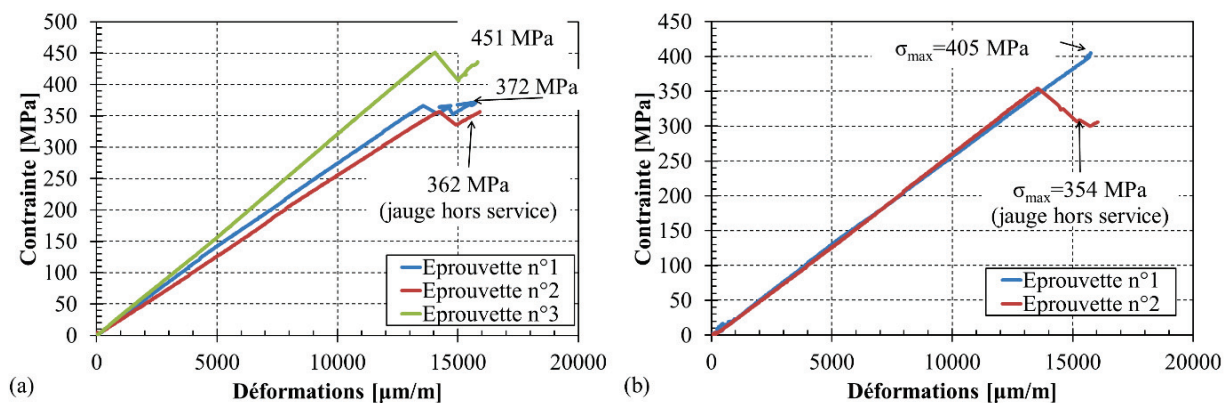


Figure IV-12 : Courbes contrainte-déformation des échantillons GFRP découpés (a) dans l'âme et (b) dans la semelle

#### IV.4.1.3.2 Identification de $E$ et $G$ par la procédure de BANK

Afin d'obtenir les modules de flexion et de cisaillement d'un profilé pultrudé, la procédure proposée par Sims et al. [SIM 87(1)] et Bank [BAN 89] et utilisée par Mottram [MOT 93], Minghini *et al.* [MIN 12] et Neto et al. [NET 07] a été suivie. Cette méthode nous permet d'avoir les modules de cisaillement et de flexion simultanément par la réalisation d'essais de flexion trois points sur un profilé de différentes portées (figure IV-13). Pour cela, un profilé en appui simple a été testé en flexion trois points pour différentes longueurs de portée : 1.4 m, 2.1 m et 2.8 m.

Pour prendre en compte la contribution du cisaillement dans le comportement du profilé, la théorie de Timoshenko a été utilisée pour évaluer la flèche du profilé.

Selon Timoshenko, la déflexion totale à mi-travée pour un essai de flexion trois points peut être approximée par :

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GA_s} \quad (\text{IV. 3})$$

Où P est la charge ponctuelle appliquée à mi travée, L est la portée du profilé, I est le moment d'inertie du profilé et  $A_s$  est la surface de cisaillement ( $A_s = k \cdot A$ , A : la section transversale du profilé et k : le coefficient de cisaillement).

De l'équation (IV. 3), on peut déduire ces deux équations :

$$\frac{\delta}{PL} = \frac{L^2}{48EI} + \frac{1}{4GA_s} \quad (IV. 4)$$

$$\frac{\delta}{PL^3} = \frac{1}{48EI} + \frac{1}{4GA_s} \left(\frac{1}{L}\right)^2 \quad (IV. 5)$$

Les équations (IV. 4) et (IV. 5) sont deux équations de droites. En faisant le tracé des  $\frac{\delta}{PL} = f(L^2)$  et des  $\frac{\delta}{PL^3} = f\left(\left(\frac{1}{L}\right)^2\right)$  on peut déterminer E et G.



Figure IV–13 : Dispositif de l'essai flexion trois points sur le profilé GFRP

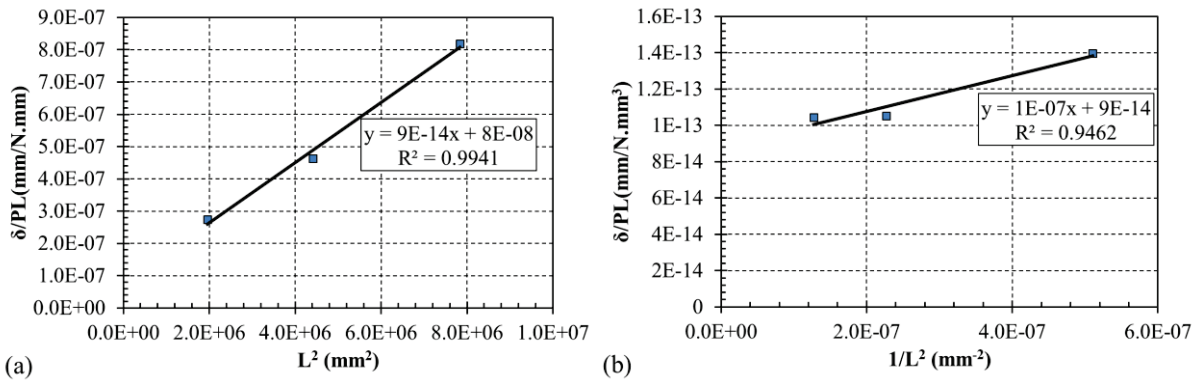


Figure IV–14 : (a) Courbe de variation de  $\frac{\delta}{PL}$  en fonction  $L^2$ , (b) Courbe de variation de  $\frac{\delta}{PL^3}$  en fonction  $\left(\frac{1}{L}\right)^2$

De la pente de courbe de la figure IV–14(a), on calcule le module de flexion du profilé :

$$E = \frac{1}{48I \times \text{Pente}(1)} \quad (IV. 6)$$

De la pente de courbe de la figure IV–14(b), on déduit le module du cisaillement du profilé :

$$G = \frac{1}{4A_s \times \text{pente}(2)} \quad (IV. 7)$$

Pour le profilé étudié,  $A = 2475.81 \text{ mm}^2$ ,  $k = 0.4674$  (valeur calculée par une équation proposée par Bank [BAN 87]) et alors,  $A_s = 1175.2 \text{ mm}^2$ . Après calculs, nous avons trouvé  $E = 29.28 \text{ GPa}$  et  $G = 2.26 \text{ GPa}$ .

#### IV.4.1.4 Sikadur 31-EF

Quand le coulage de la poutre a été réalisé, une partie du mélange de l'adhésif a été coulé dans un moule en silicone, sur lequel la forme des éprouvettes a été inscrite. Six éprouvettes haltères d'adhésif massif ont été préparées, pour chaque poutre mixte, selon les dimensions indiquées dans la norme NF EN ISO 527-2, d'épaisseur  $\approx 4.5 \text{ mm}$ . Le démoulage a eu lieu après deux jours.

Les essais de traction ont été réalisés à chargement monotone selon la norme ISO 527, sur les éprouvettes en forme d'haltère. L'essai consiste à soumettre une éprouvette à un effort de traction monotone suivant son axe, jusqu'à la rupture en vue de déterminer la résistance en traction de l'adhésif à l'état massique. Le tableau IV-4 récapitule les résultats d'essais de traction réalisés sur les éprouvettes haltères. Il est à noter que pour les éprouvettes des poutres PCB3, PCB4 et PCB5, 3 éprouvettes ont été équipées par une jauge de déformation pour identifier la déformation ultime de la colle à la rupture et son module d'Young. La figure IV-15 présente les courbes contrainte-déformation des éprouvettes des poutres PCB3, PCB4 et PCB5.

Malgré une méthodologie de préparation et un processus d'essai inchangés pour toutes les éprouvettes de colle, on constate que les propriétés mécaniques ultimes varient significativement d'une poutre à l'autre. Pour toutes les éprouvettes testées, la rupture a été fragile. On remarque sur les figures IV-15 (a,b) que le comportement des éprouvettes de colle est linéaire alors que le comportement des éprouvettes PCB5 (figure IV-15 (d)) est légèrement non linéaire. La contrainte ultime (rapport de l'effort imposé sur la section) à la fin de l'essai au niveau de la zone de rupture est voisine de 11 MPa pour toutes les éprouvettes alors que la déformation ultime et le module d'Young changent considérablement d'une éprouvette à une autre. La forte dispersion des résultats de chaque série peut être attribuée aux défauts présents dans les éprouvettes comme les porosités qui peuvent se créer pendant la préparation des éprouvettes par l'engagement de bulles d'air dans le volume. D'autre part, le changement dans le comportement et l'augmentation significative de la déformation ultime pour les éprouvettes PCB5 peuvent être expliqués par un possible changement de la composition de colle. En effet, la couleur et l'emballage des pots de colle (Sikadur 31-EF) utilisés pour la poutre PCB5 étaient différents de ceux utilisés pour les poutres PCB3 et PCB4 et de plus, nous avons remarqué que la couleur des éprouvettes de colle PCB5 après durcissement devient grise, contrairement à ce qu'on a observé pour toutes les éprouvettes préparées dans cette étude (couleur beige) malgré qu'aucun changement dans la composition de colle n'ait été déclaré par la société SIKA dans sa fiche technique.

Eprouvette	Age	Contrainte moyenne à rupture	Déformation ultime	Module d'Young
	jours	MPa	$\mu\text{m.m}^{-1}$	GPa
PCB1	37	$10.8 \pm 1.2$	-	-
PCB2	265	$13.2 \pm 4.6$	-	-
PCB3	266	$12.5 \pm 3.0$	$934 \pm 468$	$8.8 \pm 1.2$
PCB4*	253	$13.0 \pm 2.1$	$1318 \pm 339$	$9.4 \pm 1.8$
PCB5**	254	$11.3 \pm 1.6$	$2717 \pm 23$	$4.2 \pm 0.4$

\*Valeurs moyennes calculées en excluant l'éprouvette n°1

\*\*Valeurs moyennes calculées en excluant l'éprouvette n°3

Tableau IV-4 : Résultats des essais de traction sur les éprouvettes haltères de colle

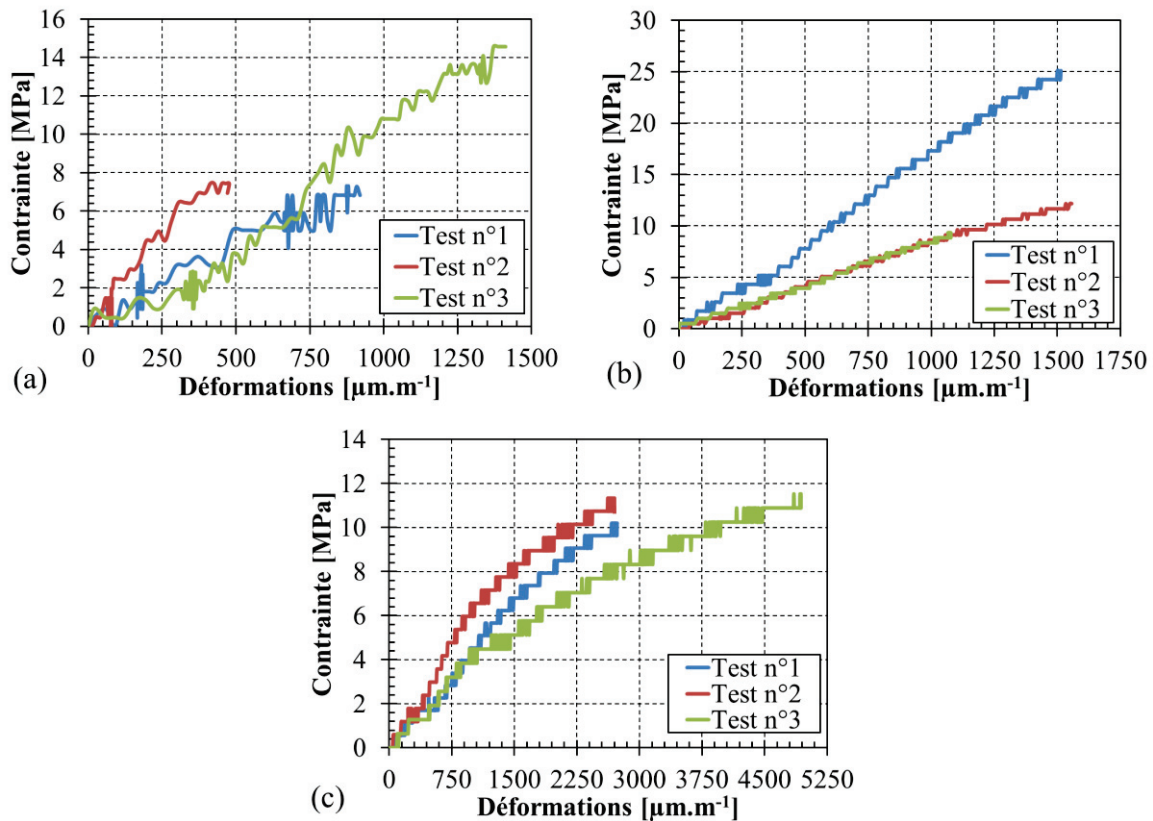


Figure IV–15 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d’adhésif de poutres (a) PCB3, (b) PCB4 et (c) PCB5

#### IV.4.2 Flexion trois-points sous une charge statique jusqu’à la ruine

##### IV.4.2.1 Poutre hybride PCB1

Cet essai a deux objectifs ; le premier est de tester le joint d’adhésif et l’adhésion entre les deux composants ; le second est de vérifier le dimensionnement de la poutre hybride. Dans ce paragraphe, nous présentons le comportement de poutre PCB1 afin de préciser la charge de ruine, le mode de ruine et la limite élastique (la charge maximale sous laquelle les déformations et le déplacement évoluent de façon linéaire) qui nous a servi par la suite pour déterminer la charge à utiliser pour l’essai de fluage.

Un cycle charge-décharge est d’abord effectué dans le domaine élastique (irréversibilité), sous 30 kN, afin de vérifier le bon fonctionnement des capteurs et pour permettre à la poutre de bien se mettre en place sur ses appuis. La poutre est ensuite chargée en flexion trois points jusqu’à la ruine pour estimer sa capacité.

La poutre a rompu pour une charge de ruine d’environ 72 kN. Il y a eu cisaillement de l’âme du profilé à proximité de la semelle supérieure (voir figure IV–16(a)) et une dégradation du béton en compression autour de la zone d’application de la charge (plaque de chargement) (voir figure IV–16(b)). Quasiment simultanément, il a été observé une fissuration dans la dalle au niveau de l’appui sud et une dégradation et un écrasement de l’appui nord (figure IV–16(c, d)).



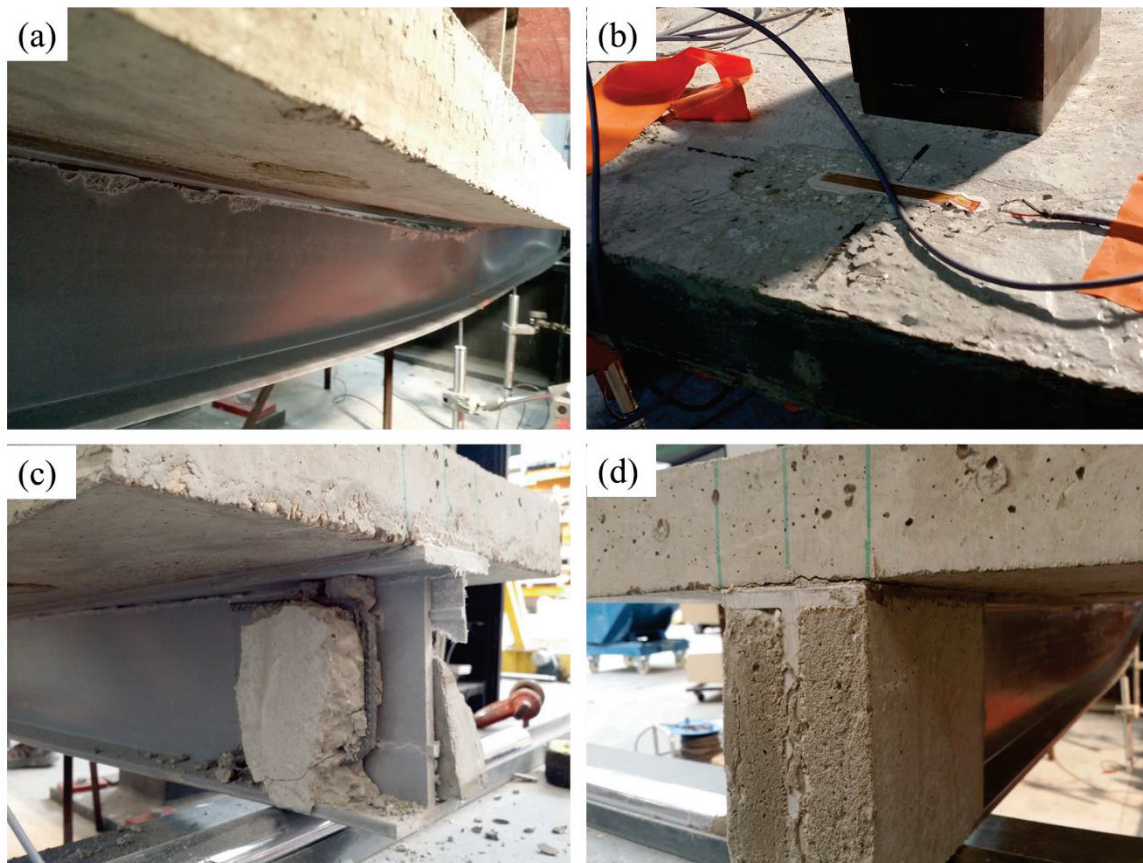


Figure IV-16 : Mode de ruine de la poutre PCB1 (a) cisaillement de l'âme du profilé, (b) dégradation du béton de la partie supérieure de dalle, (c) Ecrasement de l'appui nord, (d) apparition de fissures à l'appui sud

La variation de la charge en fonction des déplacements verticaux à mi- et au tiers de la travée de la poutre PCB1 est présentée sur la figure IV-17. Il est visible sur cette figure que les courbes peuvent être décomposées en deux parties. Dans la première partie, le comportement global de la poutre PCB1 est linéaire jusqu'à environ 43 kN. Dans la deuxième partie, au-delà de 43 kN, le comportement devient non linéaire avec un endommagement progressif du béton en compression constaté visuellement et vérifié par les mesures des déformations (voir figure IV-18), le déplacement augmente très rapidement avec l'augmentation de la charge et la raideur de la poutre PCB1 diminue jusqu'à la ruine.

Sur la figure IV-18, nous présentons les évolutions des déformations dans la section centrale. Comme pour les déplacements, les courbes sont linéaires jusqu'à environ 43 kN. A cette charge la déformation en fibre supérieure de la dalle vaut environ -1.3‰ et celle en fibre inférieure du profilé environ 4.3‰. On peut donc raisonnablement penser que le passage entre le domaine élastique et le domaine non linéaire de la poutre correspond au comportement non linéaire du béton en compression dans la zone centrale.

Les courbes de déformations indiquent que la partie supérieure du béton (au-dessus du treillis) est toujours comprimée tandis que la partie de la dalle en-dessous du treillis et les armatures sont tendues. L'axe neutre est alors dans la dalle, au-dessus des armatures.

Pour la dalle en béton, des essais de fendage qui ont été réalisés sur ce type de béton lors d'une campagne expérimentale sur une série d'essais push out, montrent que sa résistance en traction varie entre 3 et 4 MPa. Alors si on estime la valeur de son module d'élasticité à environ 35 000 MPa, la déformation limite en traction doit être d'environ  $100 \mu\text{m.m}^{-1}$ . Alors cette limite a été dépassée, des fissurations apparaissent sur la face inférieure de la dalle (partie tendue). Ceci est vérifié visuellement par l'examen de la face



inférieure de dalle pendant le chargement et cette fissuration a abouti à la coupure de la jauge collée sur cette face.

A environ 70 kN, on observe le début de l'écrasement du béton. Ceci est corroboré par la valeur de la déformation de la fibre supérieure de la dalle dans cette zone (environ -3.74%). La jauge collée sur cette face se soulève et devient hors service.

La charge augmente encore jusqu'à 72 kN environ puis la rupture se produit brutalement par cisaillement de l'âme du profilé à proximité de la semelle supérieure. La libération brutale d'énergie et le retour élastique ont induit une fissure à l'interface semelle supérieure/dalle sur environ 15 cm à l'extrémité sud ainsi qu'une fissure longitudinale dans la dalle dans cette même zone (voir figure IV-16 (c, d))

Il est à noter qu'à la charge de ruine, la déformation maximale de traction dans le composite vaut environ 10.4% (<15% (limite déterminée par essais de traction sur des éprouvettes longitudinales découpées dans le profilé)) indiquant que la rupture du composite en traction était imminente.

L'étude expérimentale de cette poutre mixte collée a permis de confirmer que le collage époxy, et les traitements de surface appropriés permettaient d'assurer une mixité entre les éléments constitutifs. Ceci est corroboré par la rupture qui a lieu dans les composants et non dans le joint d'adhésif et également par le glissement qui peut être considéré comme nul à l'interface par comparaison entre les déformations enregistrées sur la face inférieure de la dalle et celles de la semelle supérieure de profilé. Aussi, cette étude a nous permis d'identifier la limite élastique de la poutre béton – pultrudé collée qui est estimée à 43 kN.

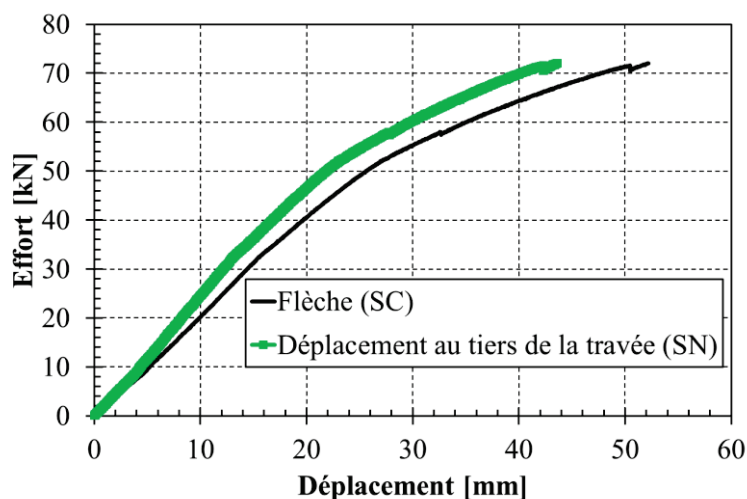


Figure IV-17 : Comportement global de la poutre PCB1

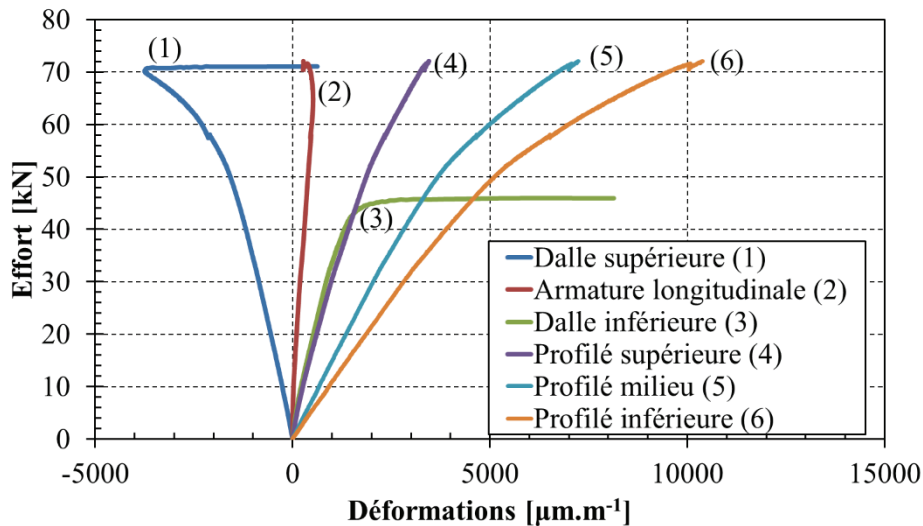


Figure IV–18 : Déformations en section centrale de la poutre PCB1

#### IV.4.2.2 Poutre hybride PCB3

L'objectif de cet essai est de tester l'influence du vieillissement naturel et du retrait propre sur le comportement et la charge ultime de la poutre hybride GFRP-béton. Comme il a été déjà précisé précédemment, la poutre PCB3 est posée au dehors le long du premier essai du fluage, à proximité de la poutre chargée PCB2. La durée d'exposition est d'environ 5 mois. Les résultats de cet essai sont alors comparés avec ceux de la poutre PCB1 afin de préciser l'influence de cette exposition sur son comportement mécanique.

La figure IV–19 présente les courbes charge-flèche à mi portée de la poutre PCB3 avant et après vieillissement. On peut remarquer que la rigidité globale de la poutre PCB3 (pente de la courbe) augmente après vieillissement par exposition à l'extérieur. Le calcul de la rigidité  $EI$  par la relation (IV. 8), montre que la rigidité de la poutre augmente de  $8.3 \times 10^{11}$  à  $9.67 \times 10^{11}$ , soit une augmentation d'environ 16,4 %. Cette augmentation peut s'expliquer par la rigidification de la dalle en béton due à la poursuite du processus d'hydratation du ciment. Le comportement de PCB3 est linéaire jusqu'à la ruine qui se produit brutalement à environ 84 kN par écrasement du béton autour de la zone d'application de la charge et par cisaillement au niveau de la zone de jonction entre la semelle supérieure et l'âme du profilé, comme le montre la figure IV–20.

$$EI = \frac{1}{\delta} \frac{PL^3}{48} \quad (\text{IV. 8})$$

avec  $P$  est la charge appliquée,  $\delta$  est le déplacement à mi portée sous la charge  $P$ ,  $L$  est la portée de poutre.

Sur la figure IV–21, nous présentons les évolutions des déformations dans la section centrale de la poutre PCB3. Comme pour le déplacement, les déformations à mi portée sont linéaires jusqu'à la ruine. Les déformations maximales en section centrale valent -4.1‰ et 10.0‰ en fibre supérieure de la dalle et en fibre inférieure du profilé respectivement. Il est à noter que la jauge collée sur la face inférieure de la dalle de béton était hors service durant cet essai. Pendant la phase de chargement/déchargement élastique, la dalle se tendait rapidement en fibre inférieure en section centrale dès le début du chargement et à environ 4.87 kN une fissure transversale a rompu la jauge pour une déformation d'environ 0.33‰.

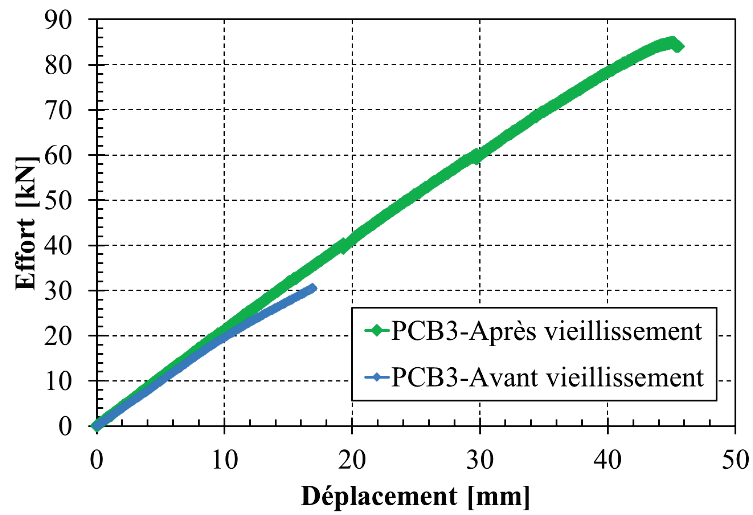


Figure IV-19 : Comportement global à mi portée de la poutre PCB3



Figure IV-20 : Mode de ruine de la poutre PCB3

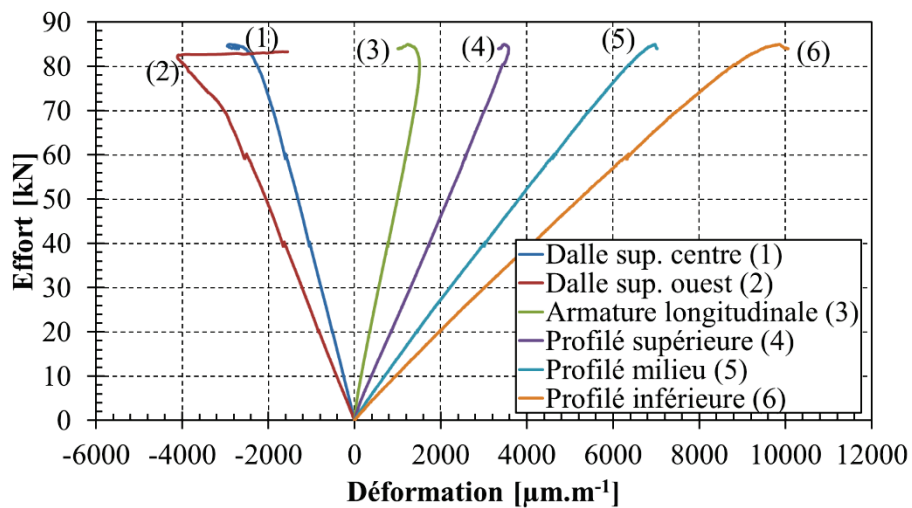


Figure IV-21 : Déformations à mi portée de la poutre PCB3

Pour comparer les résultats de cet essai avec ceux de la poutre PCB1, nous présentons sur la figure IV-22 les courbes charge-déplacement à mi portée des deux poutres et les diagrammes des déformations à la ruine (diagrammes de Navier). Les courbes charge-déplacement pour les deux poutres sont pratiquement

identiques jusqu'à une charge voisine de 40 kN. Au-delà de cette charge, on remarque que la rigidité de la poutre PCB1 commence à diminuer avec une augmentation rapide du déplacement alors que pour la poutre PCB3, aucune non linéarité n'a été observée dans le comportement. Ces comportements sont fortement liés au comportement et à la rigidité de la dalle en béton. En effet, l'exposition à la pluie et à l'humidité a permis de poursuivre les processus d'hydratation du ciment dans le cas de la poutre PCB3, ce qui a rendu le béton plus résistant et plus rigide. Les effets de cette hydratation se manifestait également par l'amélioration de la performance du béton après vieillissement (tableau IV-2). En conséquence de cette rigidification, la charge de ruine augmente et la flèche diminue. Par rapport à la poutre PCB1, une amélioration de la charge de ruine de 16.7 % est obtenue.

Concernant les déformations, les déformations dans le profilé, à la ruine, aux différentes altitudes en section centrale sont identiques pour les deux poutres alors que dans la dalle en fibre supérieure, une augmentation de 10 % est observée (voir figure IV-22).

Quant au mode de ruine, la rupture pour les deux poutres se produit de la même manière. Elle s'initie par l'écrasement du béton en compression et se termine quelques secondes plus tard par le cisaillement de la zone de jonction entre la semelle supérieure et l'âme du profilé GFRP.

En conclusion, le vieillissement naturel de la poutre mixte n'a aucune influence sur son mode de ruine. L'amélioration de la performance et la rigidification du béton après vieillissement a permis d'augmenter la charge de ruine et de réduire la flèche ultime.

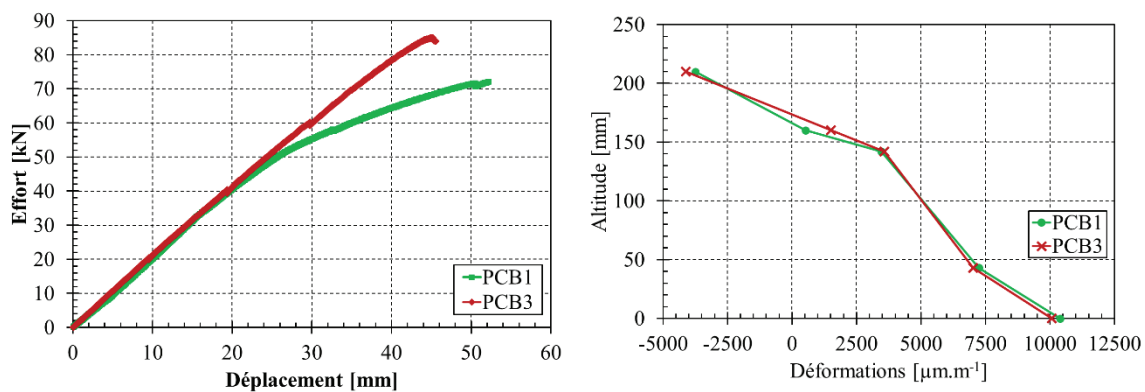


Figure IV-22 : Comparaison entre les deux poutres PCB1 et PCB3

#### IV.4.3 Essai de fluage

L'objectif de notre étude expérimentale est d'obtenir une base de données sur le comportement en fluage par flexion d'une poutre mixte composite-béton collée, afin notamment d'appréhender les comportements viscoélastiques de ses constituants et de les introduire dans un modèle numérique dans le cadre de la théorie de viscoélasticité linéaire. Ceci est nécessaire pour envisager des applications dans des conditions réelles d'utilisation.

Dans cette partie, nous allons présenter deux campagnes d'essais réalisées en deux temps : de septembre 2016 à février 2017 et d'octobre 2017 à février 2018. Durant la première campagne d'essais, la poutre mixte PCB2 et le profilé pultrudé Pu3 ont été testés en fluage sous charge constante. Due à la rupture de la poutre PCB2 par séparation de la dalle en béton de la semelle supérieure du profilé pultrudé, le premier essai de fluage se termine en février 2017. Pour cela, nous avons décidé d'effectuer un autre essai de fluage. Durant cette seconde campagne, les deux poutres mixtes PCB4 et PCB5 et le profilé pultrudé Pu3 ont été testés. La présence de l'eau ou la diffusion de l'eau à travers les substrats vers les joints d'adhésifs peuvent causer la dégradation des joints et la diminution de leurs résistances en cisaillement comme on l'a vu dans le deuxième chapitre de cette thèse. Afin d'étudier son influence sur le comportement de la

poutre mixte au cours du temps, la poutre PCB5 a été protégée par une bâche en polyane tout au long de cet essai.

Les poutres mixtes collées (PCB2, PCB4 et PCB5) et le profilé pultrudé (Pu3) ont été testés sous sollicitation de flexion trois points à différents niveaux de chargement. Pour les poutres mixtes, la charge de fluage vaut 53 % de la limite élastique mesurée à partir de l'essai monotone sur PCB1 ( $\approx 23$  kN) et pour le profilé pultrudé, comme son comportement est élastique jusqu'à la rupture (comportement vérifié par les essais de traction), la charge de fluage utilisée est d'environ 8.88 kN, cette valeur a été choisie de façon à éviter le déversement du profilé par flexion. Le taux de chargement est inférieur à 50% de la charge de rupture pour rester dans le domaine linéaire pour les deux poutres.

Pour suivre les évolutions des déformations et déplacements verticaux, au début de l'essai, nous avons effectué des relevés manuels : pour la première campagne, nous avons effectué deux relevés par jour pendant les 10 premiers jours puis un relevé par semaine pendant 2 mois et ensuite une fois toutes les deux semaines (selon la disponibilité des matériels de mesure), pour la deuxième campagne, nous avons effectué deux relevés par jour pendant les deux premiers mois ensuite un relevé tous les jours (sauf les week-ends et les jours fériés).

### IV.4.3.1 Conditions d'essais

Les essais de fluage ne sont pas réalisés en conditions environnementales contrôlées. Les essais se déroulent au dehors sous les conditions environnementales et climatiques de la région tout au long de l'essai. La température extérieure a été mesurée pendant la durée de l'essai. Son évolution sera présentée avec l'évolution des déplacements dans la suite.

Pour rappel, toutes les poutres ont été stockées dans le laboratoire avant le chargement, l'âge du béton à l'instant du chargement était de 129 jours pour la poutre PCB2 et de 174 jours pour les poutres PCB4 et PCB5.

Pour la première campagne d'essai, les poutres chargées (PCB2 et Pu3) sur lesquelles nous avons mesuré les déformations de fluage et les deux autres non chargées et qui sont destinées aux mesures de de l'influence de retrait libre et de vieillissement, sont placées côte à côte durant le déroulement de l'essai (figure IV-23). Pour la deuxième campagne, il n'y avait pas de poutres non chargées, la figure IV-24 montre les poutres chargées durant la deuxième campagne d'essais.



Figure IV-23 : Poutres chargées et non chargées durant le premier essai de fluage (PCB2, PCB3, Pu3 et Pu4)





Figure IV-24 : Poutres chargées durant le deuxième essai de fluage (PCB4, PCB5, Pu3)

#### IV.4.3.2 Comportement au cours du temps du profilé Pu3 (premier essai)

Pour analyser le comportement de fluage du profilé pultrudé, il est possible de se reporter aux figures IV-25 et IV-26 sur lesquelles les courbes d'évolution des déformations et de la flèche dans la section centrale en fonction du temps sont présentées. Ces déformations ont été acquises par les jauges collées sur le profilé et la flèche par le niveau optique Leica.

Avant d'analyser les résultats de cet essai, il faut noter que les mesures relevées au début de l'essai de fluage pour le profilé Pu3 (les valeurs instantanées) ne sont pas en accord avec les valeurs trouvées lors de l'essai flexion effectué sur le portique de chargement. Le tableau IV-5 récapitule les valeurs des déplacements et des déformations instantanées trouvées lors de l'essai statique réalisé sur le portique et celles trouvées après le chargement du profilé par les blocs du béton (au début de l'essai de fluage). Nous avons remarqué que les valeurs mesurées par le pont d'extensométrie portable et le niveau Leica sont plus faibles que celles mesurées par le système d'acquisition « Vishay Micromesures » (système branché à un ordinateur) et le capteur LVDT. Ces erreurs dans les mesures peuvent avoir plusieurs origines : la mire n'est pas placée correctement sur le point de mesure, le profilé n'est pas placé correctement pendant la réalisation des relevés de l'état initial sans charge ou les lectures initiales effectuées sur le pont avant le chargement sont modifiées durant la mise en place du profilé. Cependant, malgré les anomalies observées au début du chargement, nous présentons dans la suite une petite analyse des résultats trouvés.

		Système d'acquisition	Semelle supérieure	Âme	Semelle inférieure	Flèche	
						LVDT	Leica
Portique	-	Vishay Micromesures	-1648	+877	+2013	20.39*	-
Essai de fluage	Instant du chargement	Vishay Micromesures	-1216	-	+2095	18.72**	-
		Vishay P-3500	-1435	+623	+1524	-	11.82**

\*déplacement mesuré à mi portée

\*\*déplacement mesuré à 100 mm de la section centrale

Tableau IV-5 : Comparaison entre les valeurs instantanées mesurées lors de l'essai statique et lors de l'essai de fluage

Sur les figures IV-25 et IV-26, il apparaît que des mesures initialement proches (i.e. proches après la mise en charge) évoluent de manières similaires. La flèche a augmenté de 59% par rapport à sa valeur instantanée (11.82 mm) au début de l'essai. Cette flèche évolue de façon très importante dans les 20 premiers jours et au-delà, la vitesse d'évolution diminue et la valeur tend à se stabiliser après 80 jours.

Les petites variations dans l'allure de la courbe viennent du fait que la charge n'est pas parfaitement constante et présente des petites variations (effets de pluies, vent), du fait de l'erreur dans la lecture sur la mire. Par ailleurs, la déformation dans la semelle supérieure évolue de façon similaire à celle de flèche mais on remarque que les déformations données par les deux autres jauges (âme et semelle inférieure) sont curieuses. Les données de la jauge collée sur l'âme sont étonnantes car ces déformations augmentent et évoluent de façon significative et de manière indépendante et libre de celles dans les semelles. Pour la semelle supérieure, les déformations diminuent au cours du temps malgré l'augmentation de la flèche. On peut dire qu'il y a des anomalies dans les mesures de cette jauge.

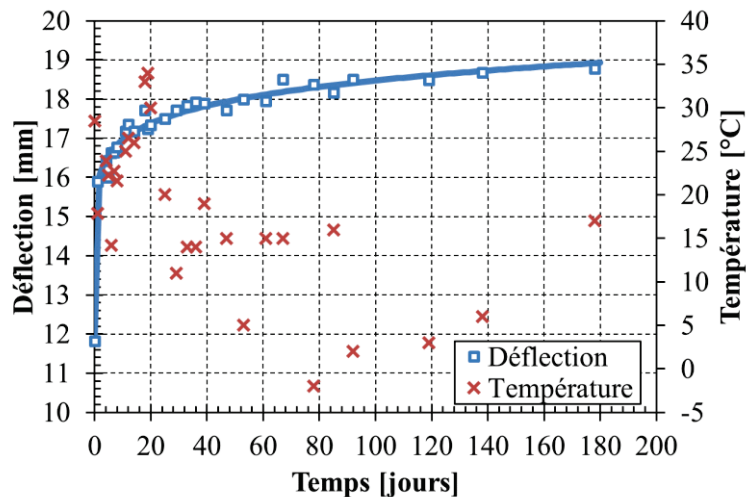


Figure IV-25 : Evolution de la déformée à 100 mm de la section centrale du profilé Pu3 durant 5 mois de fluage (premier essai)

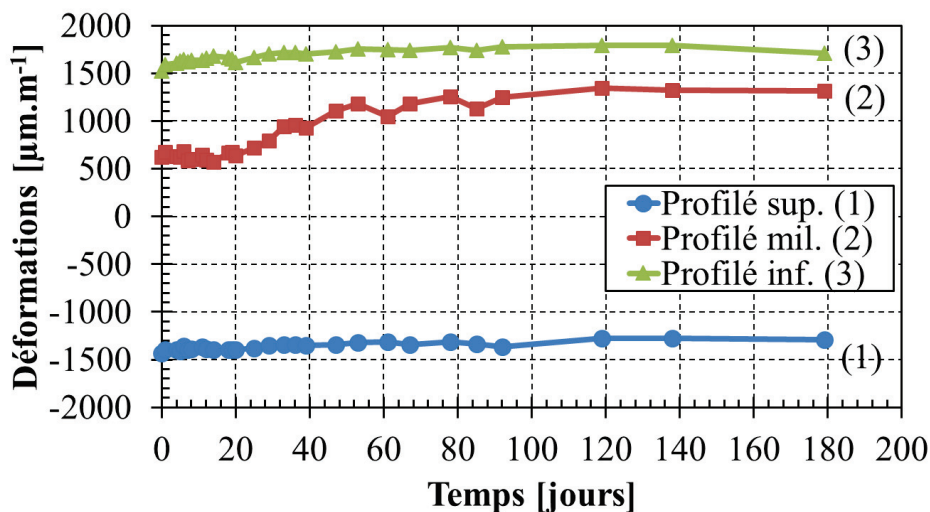


Figure IV-26 : Evolutions des déformations enregistrées par les jauges de déformations collées dans la section centrale de Pu3 durant 5 mois (premier essai)

#### IV.4.3.3 Comportement au cours du temps du profilé Pu3 (deuxième essai)

La figure IV-27 présente l'évolution du déplacement, de la température et du déplacement relatif du profilé Pu3 en fonction du temps durant le deuxième essai de fluage. L'évolution montre que la flèche augmente progressivement jusqu'au 40<sup>ème</sup> jour d'essai. La flèche a augmenté de façon significative durant cet intervalle du temps, approximativement 11 % par rapport à sa valeur initiale (18.3 mm). A partir de ce jour-là, la valeur de la flèche tend à se stabiliser autour d'une valeur moyenne d'environ 20.5 mm. À la fin de l'essai du fluage, la flèche atteint une valeur de 21 mm, ce qui implique une augmentation de

14.6 % par rapport à sa valeur initiale instantanée. Il est important de noter que, au cours de l'essai et dès le chargement du profilé, qu'une déflexion horizontale s'est produite traduisant en apparence l'initiation du phénomène de déversement, comme le montre la figure IV-28. Les conditions d'appuis, l'imperfection des points de chargements et l'application asymétrique de la charge peuvent être à l'origine de cette légère instabilité. Toutefois, ce phénomène n'a pas abouti à la rupture du profilé mais cette instabilité a sûrement influencé les mesures effectuées.

Les figures IV-29, IV-30 et IV-31 décrivent l'évolution des déformations longitudinales de fluage totales et relatives de la section centrale du profilé en fonction du temps. On remarque que les déformations dans la semelle supérieure évoluent de façon similaire à celle de la flèche. Les déformations augmentent significativement durant les 40 jours qui suivent le chargement et après tendent à se stabiliser (figure IV-29). D'autre part, la déformation de l'âme du profilé diminue dans les deux premiers jours du chargement mais après, cette déformation commence à augmenter progressivement au cours du temps.

Dans la semelle supérieure, la déformation évolue constamment et aléatoirement. Les valeurs de cette déformation sont très affectées par les conditions de chargement. En effet, la jauge de déformation sur cette semelle a été positionnée en-dessous de la plaque de chargement sur la face inférieure de la semelle et dans cette zone, il y a une concentration et des gradients de contraintes.

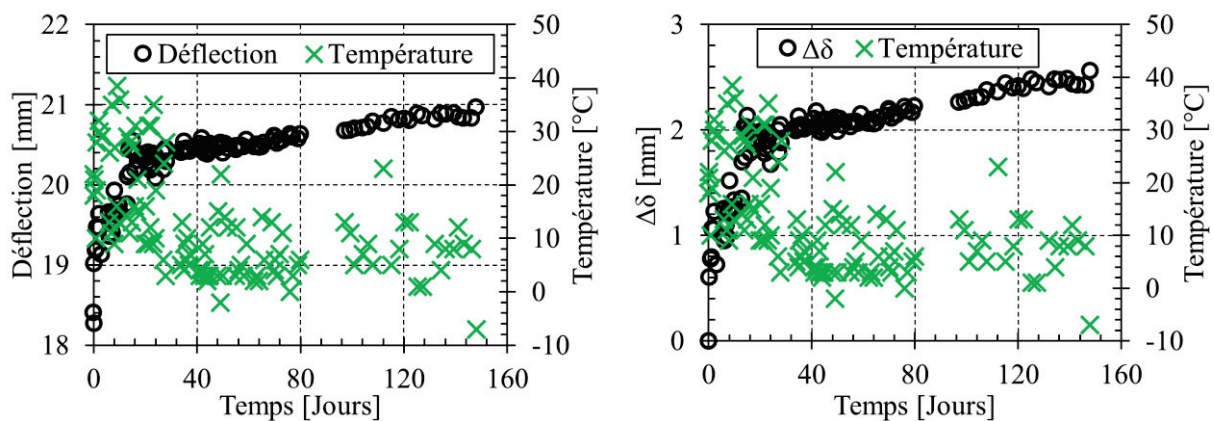


Figure IV-27 : Evolution de la déformée du profilé à 100 mm de la section centrale (deuxième essai)



Figure IV-28 : Déversement du profilé pultrudé

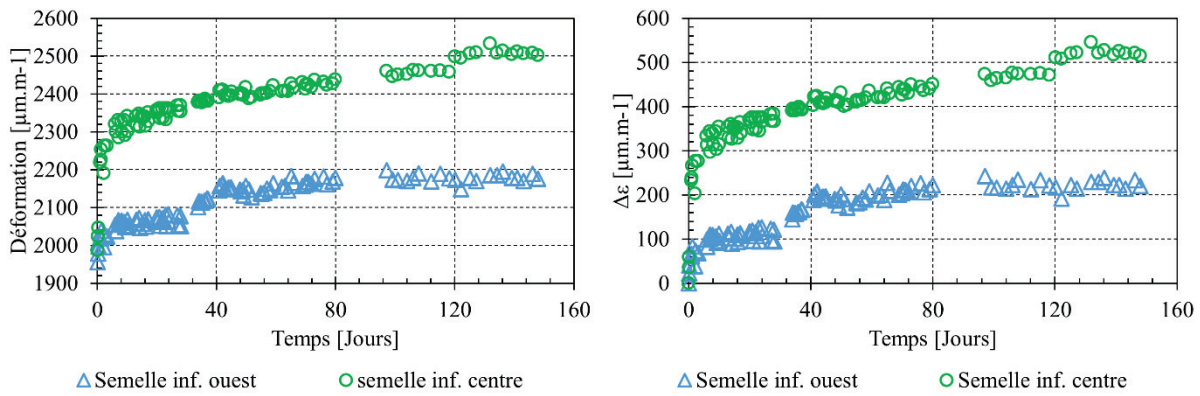


Figure IV-29 : Evolution des déformations de la semelle inférieure du profilé Pu3 (deuxième essai)

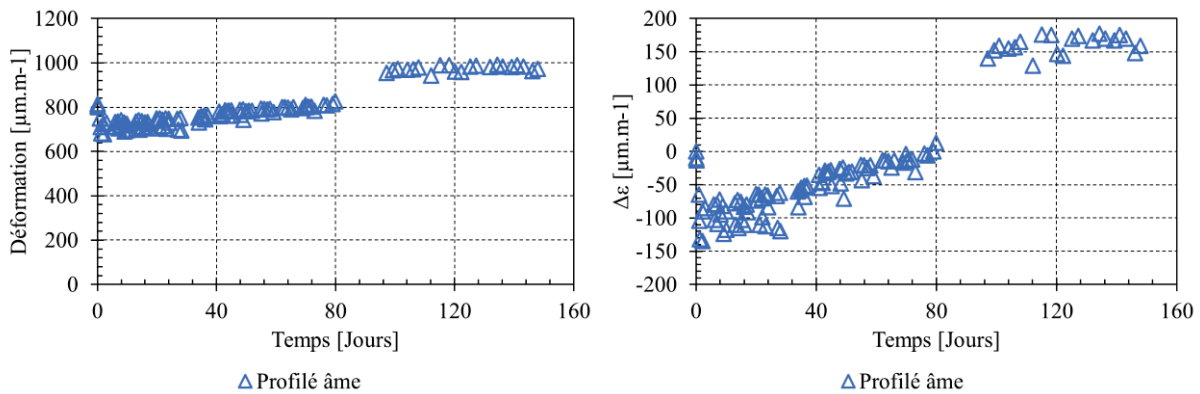


Figure IV-30 : Evolution des déformations de l'âme du profilé Pu3 (deuxième essai)

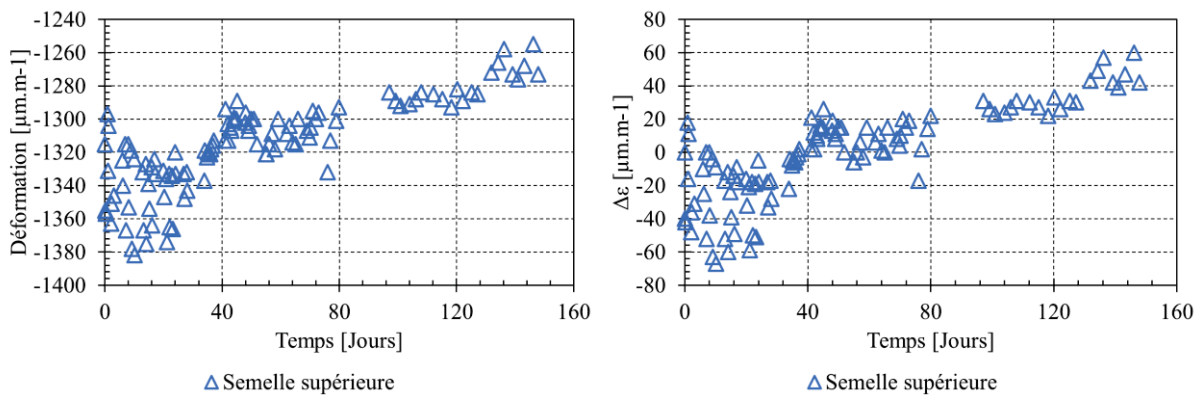


Figure IV-31 : Evolution des déformations de la semelle supérieure du profilé Pu3 (deuxième essai)

#### IV.4.3.4 Comportement au cours du temps de la poutre mixte PCB2

La figure IV-32 montre l'évolution de la flèche totale et relative à mi travée (point de mesure décalé quelques centimètres vers le nord) en fonction du temps. De manière similaire à Pu3, la flèche de PCB2 a augmenté de 35% par rapport à sa valeur initiale (12.2 mm). Cette flèche évolue de façon très importante dans les 20 premiers jours et au-delà la vitesse d'évolution diminue.

L'évolution des déformations mesurées au cours du temps est présentée sur la figure IV-33. On remarque que toutes les déformations dans la section centrale ont évolué de façon similaire. Pour la jauge collée sur la fibre supérieure de la dalle, après 40 jours du chargement, nous remarquons que la déformation a commencé à diminuer et alors une anomalie est survenue. Puis, 27 jours plus tard cette jauge a donné des valeurs de déformations positives (traction). Pour cela à partir de la 67<sup>ème</sup> jour, les valeurs mesurées par



cette jauge ne sont pas présentées. Il faut noter que la jauge de la face tendue du béton était hors service durant l'essai. Après 140 jours de fluage, la poutre PCB2 s'est décollée (voir figure IV-34) et le test de fluage est terminé. Un tronçon de la zone de dalle a alors été découpé et enlevé de la poutre permettant ainsi de mettre à nu la surface collée rompue. On constate que la ruine est adhésive à l'interface colle/béton (voir figure IV-35).

Cette rupture prématurée de PCB2 peut être liée aux effets agressifs de la diffusion de l'eau à travers la dalle du béton. En effet, les pores, les voies capillaires et les fissures dans la dalle de béton favorisent la diffusion capillaire de l'eau vers l'interface béton/adhésif à travers la dalle. L'accumulation des molécules d'eau dans cette zone entraînent la dégradation chimique comme la rupture des liaisons intramoléculaires entre les groupements chimiques de l'adhésif et du substrat (telles que les liaisons van der Waals...) et l'augmentation de la pression osmotique à l'interface béton/colle qui provoquent par conséquent la fragilisation de la zone interfaciale. La combinaison entre les effets de l'eau et le chargement mécanique (solicitation de l'interface en cisaillement) accélère la défaillance de cette interface.

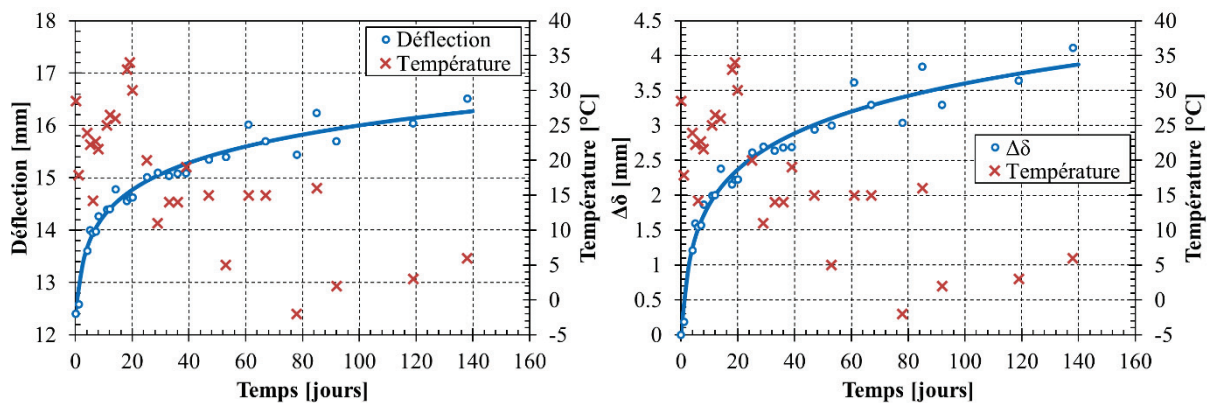


Figure IV-32 : Evolution de la flèche à mi travée de la poutre mixte PCB2 durant 5 mois de fluage

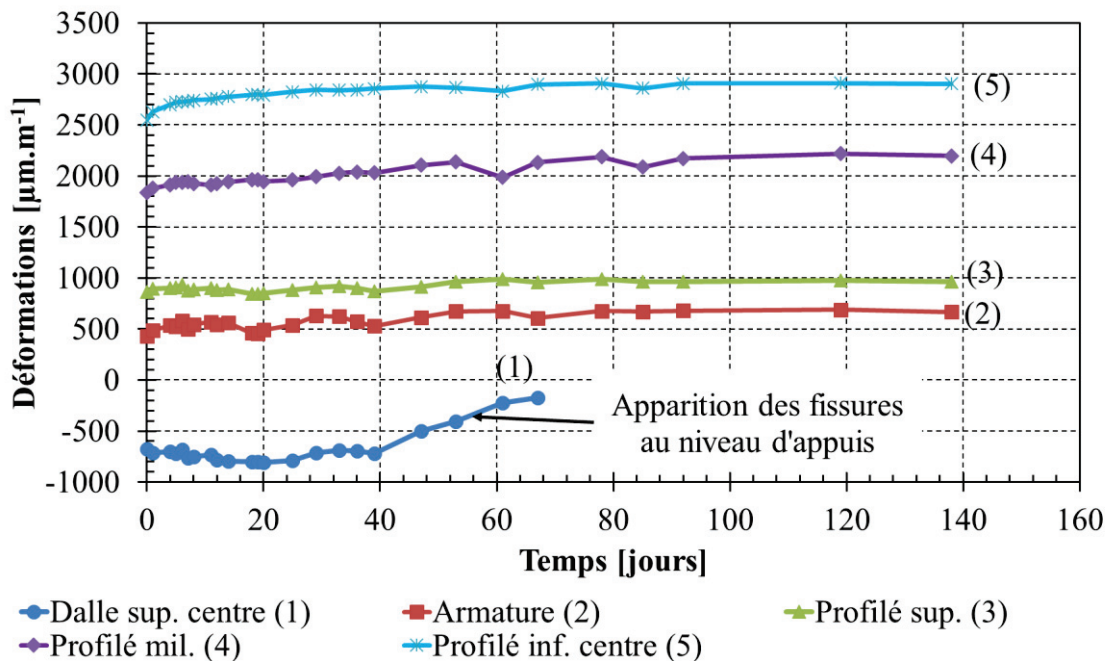


Figure IV-33 : Evolution des déformations enregistrées par les jauges de déformations collées dans la section centrale de PCB2 durant 5 mois de fluage





Figure IV-34 : Rupture de la poutre PCB2 par décollage



Figure IV-35 : Mode de ruine de la poutre PCB2

#### ***IV.4.3.5 Comportement au cours du temps des poutres hybrides PCB4 et PCB5***

Les figures IV-36 et IV-37 illustrent l'évolution du déplacement du fluage total, de la température et du déplacement relatif en cours du temps pour les poutres hybrides PCB4 et PCB5.

Les déflexions instantanées mesurées directement après le chargement pour les poutres PCB4 et PCB5 étaient de 11.56 et 12.65 mm, respectivement. Cet écart dans la déflexion peut être expliqué par la présence d'une fissure transversale en section centrale de la poutre PCB5. En effet, avant de charger les deux poutres, nous avons observé des fissures transversales sur la face supérieure de la dalle. Les fissures étaient plus profondes et plus ouvertes dans le cas de la poutre PCB5, comme le montre la figure IV-38. L'apparition de ces fissures peut être attribuée aux manipulations avant collage et/ou au phénomène de retrait et de déformations thermiques car les deux poutres sont stockées à l'intérieur et posées sur un tablier en bois (les poutres ne sont soumises à aucune charge externe et ni même à leurs poids propres).

Pour les deux poutres, les déplacements évoluent significativement dans les 20 premiers jours. La flèche augmente de 17.74 % et 26.34 % par rapport à sa valeur initiale pour les poutres PCB4 et PCB5, respectivement. Au-delà, nous remarquons que la vitesse d'évolution commence à diminuer et la valeur tend à se stabiliser. A la fin de l'essai, le déplacement atteint une valeur de 14.7 mm (augmentation de 26.9% par rapport à la valeur instantanée) pour la poutre PCB4 et de 17.3 mm (36.6 % d'augmentation) pour la poutre PCB5. La poutre PCB5 recouverte par une bâche polyane présente une évolution et une flèche plus importante que la poutre PCB4. Ce résultat peut être expliqué par la réduction de l'échange

hydrique entre la dalle du béton de PCB5 et l'environnement. En effet, la bâche utilisée est étanche à l'humidité et à la pluie et dans ce cas, l'humidité de l'air en contact avec la dalle de PCB5 est beaucoup plus faible que celle dans le cas de la poutre PCB4. Cette réduction de l'humidité provoque des déformations de retrait importantes (déformations libres) et par conséquent des déformations de fluage plus importantes. L'évolution des déformations dans la dalle de béton corrobore cette proposition. La figure IV-39 présente l'évolution des déformations de la fibre supérieure de la dalle de béton pour les deux poutres. Cette figure montre une évolution des déformations plus rapide dans le cas de PCB5. A 20 jours, la déformation dans la zone comprimée est égale à 200-400 % sa valeur initiale dans le cas de la poutre PCB5 alors que pour la poutre PCB4, la déformation augmente de 19-40 % par rapport à sa valeur initiale. Pour la poutre PCB4, nous remarquons que la déformation de la jauge collée sur la face supérieure de dalle (jauge Est) a commencé à diminuer et est devenu positive alors une anomalie est survenue.

L'évolution des déformations au niveau des armatures longitudinales est présentée sur la figure IV-40. La fissure transversale en section centrale pour la poutre PCB5 a influencé l'activité des armatures. Les armatures sont passives et comprimées. Toutefois, nous remarquons que pour les deux poutres les déformations sont relativement stables.

Les déformations dans la semelle supérieure et l'âme du profilé ont évolué légèrement pour les deux poutres, comme le montre la figure IV-41 alors que les déformations enregistrées dans la semelle inférieure du profilé présentent des tendances similaires à celles des déplacements et ont évolué de façon importante au cours du temps.

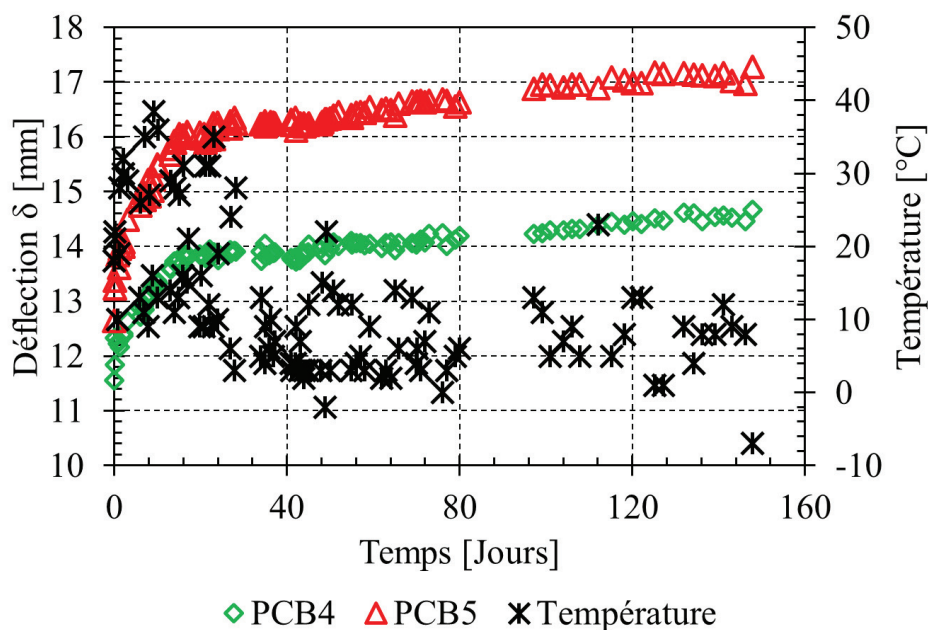


Figure IV-36 : Evolution des déplacements des poutres mixtes PCB4 et PCB5 en fonction du temps

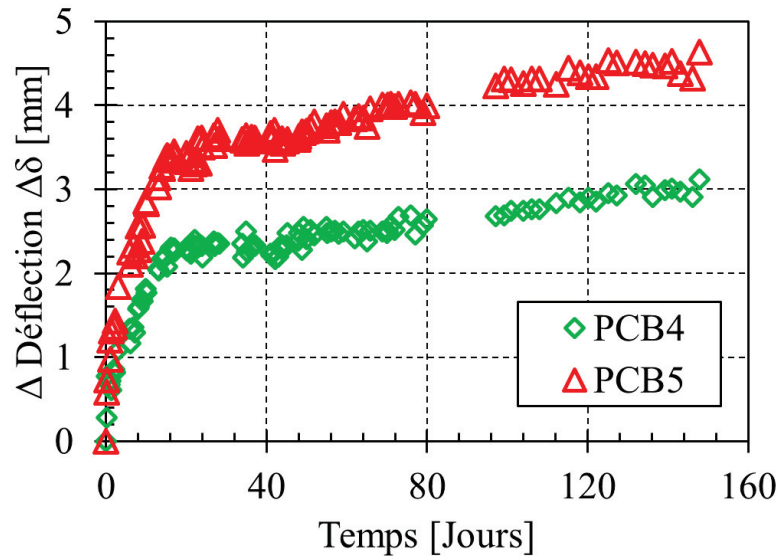


Figure IV-37 : Evolution des déplacements relatifs ( $\Delta\delta = (\delta - \delta_0) / \delta_0$ ) des poutres mixtes PCB4 et PCB5 en fonction du temps



Figure IV-38 : Fissuration de la dalle du béton avant chargement pour les poutres PCB5 (photo en haut) et PCB4 (photo en bas)

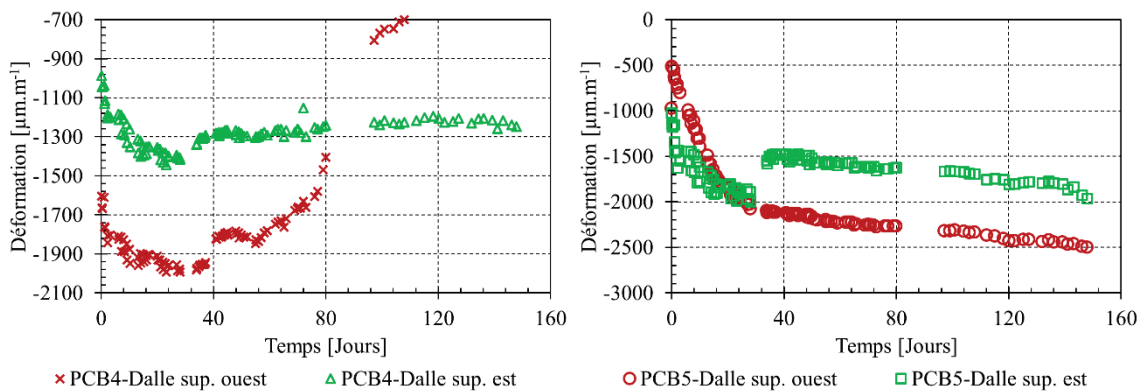


Figure IV-39 : Evolution des déformations mesurées sur la face supérieure de la dalle du béton pour les poutres PCB4 et PCB5



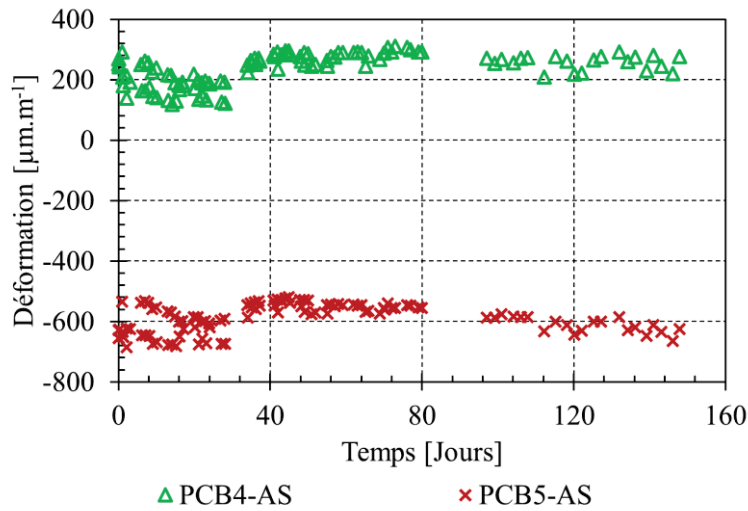


Figure IV-40 : Evolution des déformations des armatures longitudinales pour les poutres PCB4 et PCB5

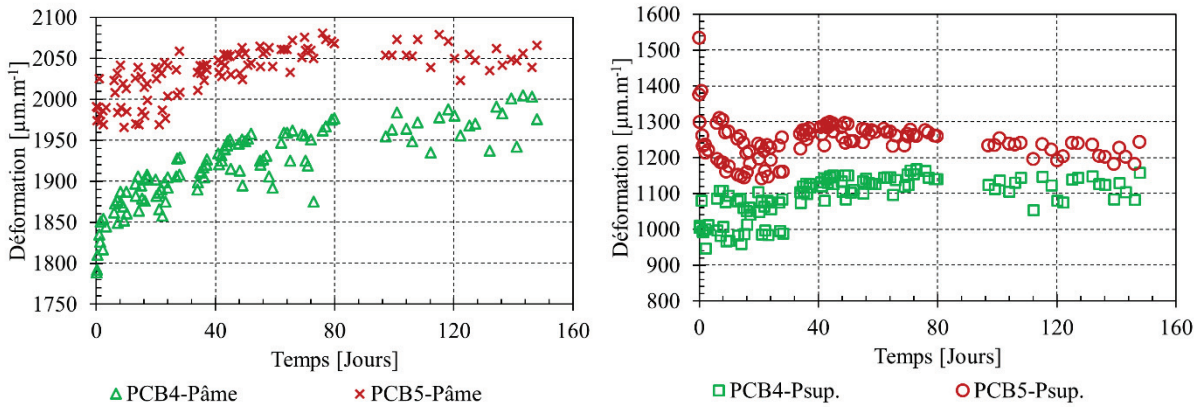


Figure IV-41 : Evolution des déformations mesurées sur l'âme et la semelle supérieure du profilé pultrudé pour les poutres PCB4 et PCB5

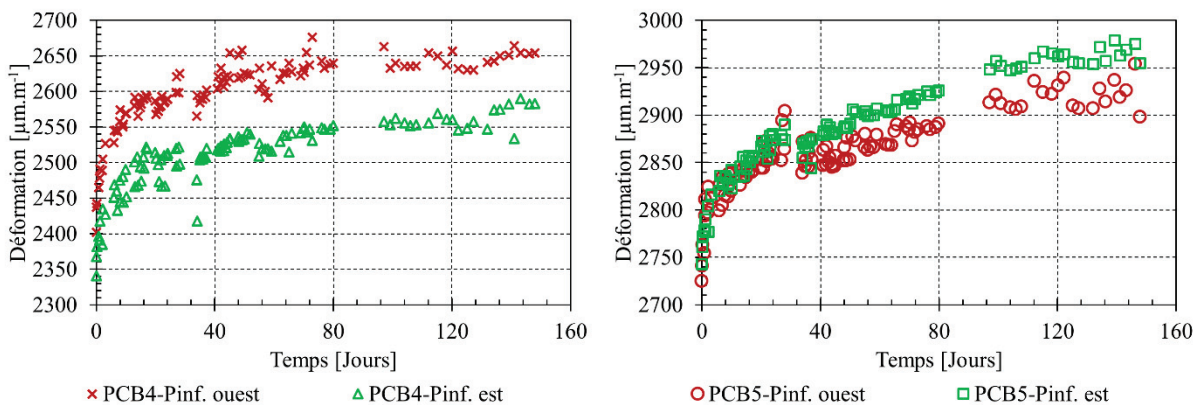


Figure IV-42 : Evolution des déformations mesurées sur la semelle inférieure du profilé pultrudé pour les poutres PCB4 et PCB5

#### ***IV.4.4 Flexion trois points jusqu'à la ruine après fluage***

Dans la partie précédente, le comportement au cours du temps des poutres hybrides (PCB4 et PCB5) et du profilé pultrudé Pu3 a été étudié.

Dans cette partie, nous présentons les résultats d'essais de flexion réalisés sur les poutres hybrides PCB4 et PCB5 et sur les profilés pultrudés Pu3, après 6 jours de séchage sous les conditions ambiantes du laboratoire, afin d'étudier l'influence de fluage et du vieillissement sur leurs comportements ultimes. De plus, afin d'étudier l'influence du vieillissement seul sur le comportement du profilé pultrudé, les résultats d'un essai statique effectué sur le profilé témoin Pu4 (qui n'a pas subi de chargement de fluage) sera présenté.

Ces essais sont réalisés en flexion trois points quasi statique, avec le même montage et la même instrumentation que ceux des poutres PCB1 et PCB3.

##### ***IV.4.4.1 Poutres hybrides PCB4 et PCB5***

###### ***IV.4.4.1.1 Comportements globaux et locaux***

Le comportement global des poutres hybrides PCB4 et PCB5 est présenté sur la figure IV-43 et l'évolution de déformations sur les figures IV-44, IV-45 et IV-46.

Il est à noter que pour la poutre PCB4, une fissure traversante et profonde, comme celle de la poutre PCB5, s'est développée à mi-portée avant la mise en place de cette poutre sur le portique de flexion (probablement due aux manipulations). D'autre part, cette fissuration a abouti à la coupure des jauges installées sur la face supérieure de dalle. Pour cette raison, deux nouvelles jauges de déformation ont été installées sur cette face et leurs positions sont présentées sur la figure IV-44.

Concernant le comportement global, le déplacement vertical à mi travée est mesuré en trois positions, comme le montre la figure IV-43(d). Nous remarquons que pour les deux poutres, les déplacements verticaux mesurés par les trois capteurs sont quasiment les mêmes. Ceci nous permet de dire que ces poutres ne subissent aucune flexion hors plan parasite.

D'après les courbes effort-déplacement, nous pouvons noter que l'évolution de la flèche est composée de deux phases :

- La première phase correspond à la partie de la courbe obtenue avant la fermeture de la fissure traversante (avant environ 5 kN pour PCB4 et 7 kN pour PCB5). Dans cette phase, nous remarquons que la pente de la courbe est plus faible, c'est-à-dire, la rigidité de la poutre est faible. Nous pouvons voir clairement, sur les figures IV-44 et IV-45, que les déformations sur la face supérieure de la dalle de béton sont nulles et que les armatures sont comprimées dans cette phase.
- Dans la seconde phase, la fissure traversante est considérée comme refermée. Dans cette phase, la pente devient plus importante et l'évolution des déformations reprend son cours logique.

En négligeant la première phase du comportement obtenue avant la fermeture de la fissure, pour les deux poutres hybrides, le comportement est linéaire jusqu'à la ruine qui se produit brutalement par cisaillement à l'interface à environ 32.5 kN pour PCB4 et à 50.6 KN pour PCB5. La flèche ultime pour les poutres PCB4 et PCB5 vaut respectivement 28.1 mm et 47.1 mm. La charge ultime de la poutre protégée par la bâche (PCB5) est environ 56% plus importante que la charge de la poutre non protégée PCB4. Ce résultat confirme l'influence néfaste des agents environnementaux sur la capacité portante de poutres hybrides et montre également l'efficacité de la protection de poutre hybride collée.

Comme pour le déplacement, l'évolution des déformations peut également être décomposée en deux phases, en relation avec celles discutées à propos du comportement global expérimental. Après la fermeture de la fissure en section centrale, les déformations à mi portée sont linéaires jusqu'à la ruine. Les déformations maximales en section centrale valent -1.5‰ et 5.5‰ en fibre supérieure de la dalle et



en fibre inférieure du profilé respectivement pour la poutre PCB4, alors que celles de la poutre PCB5 valent respectivement - 2.1‰ et 9.8‰ en fibre supérieure. Les valeurs dans le cas de la poutre PCB5 indiquent que la rupture du béton en compression et celle du profilé en traction ne sont pas très éloignées.

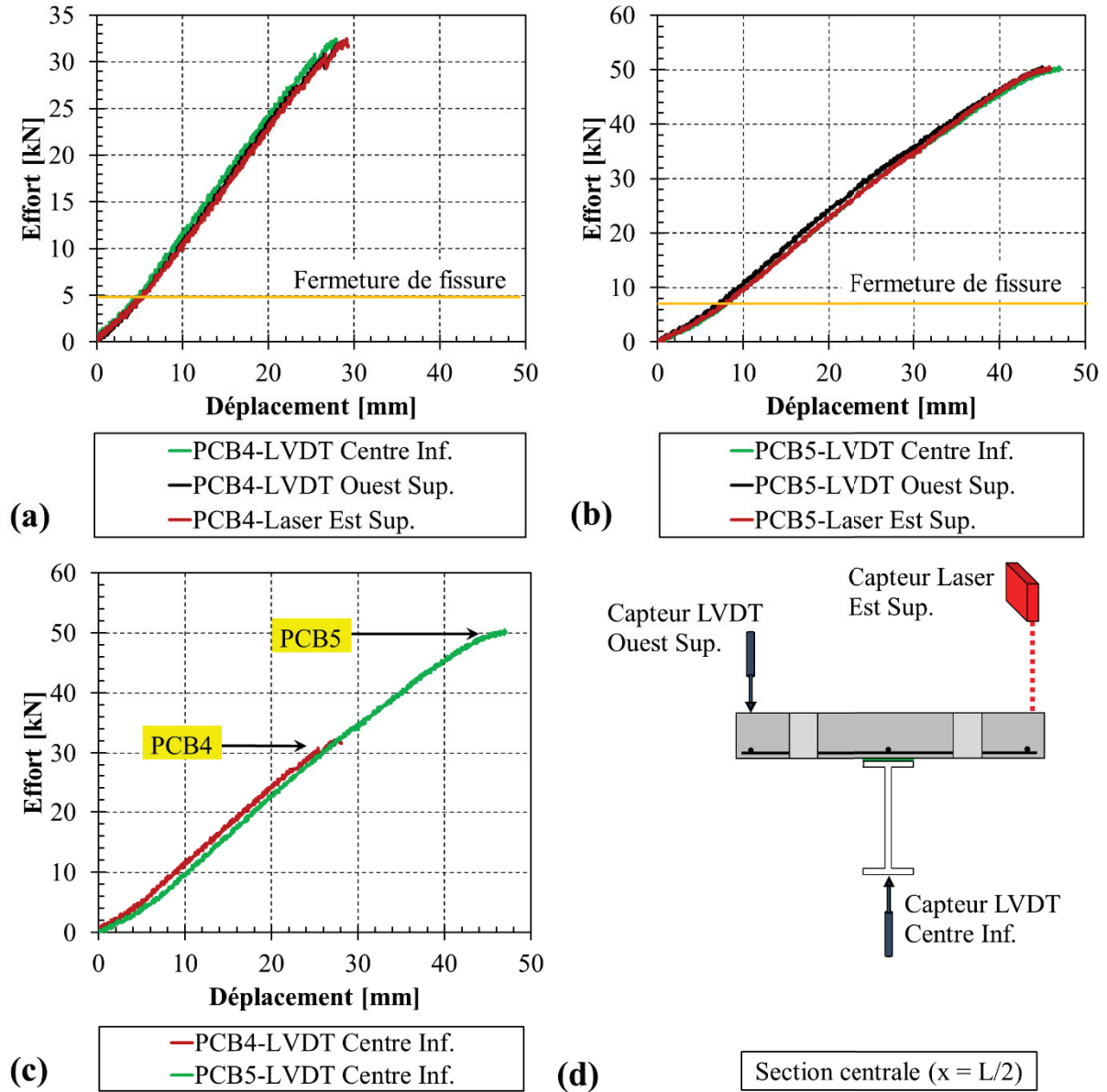


Figure IV-43 : Courbes Charge-déplacement à mi portée de poutres hybrides PCB4 et PCB5

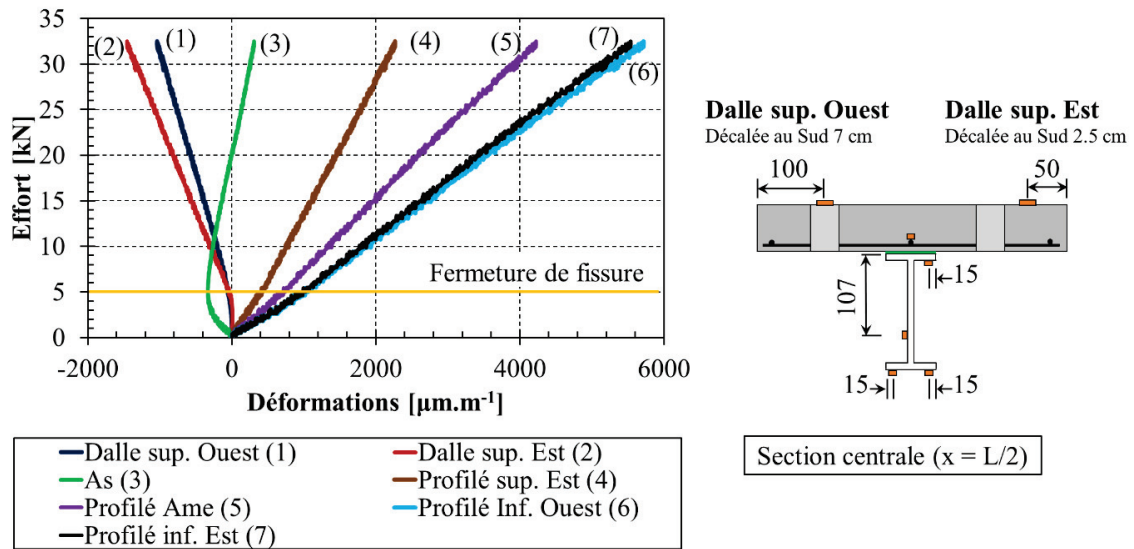


Figure IV-44 : Déformations en section centrale de la poutre PCB4

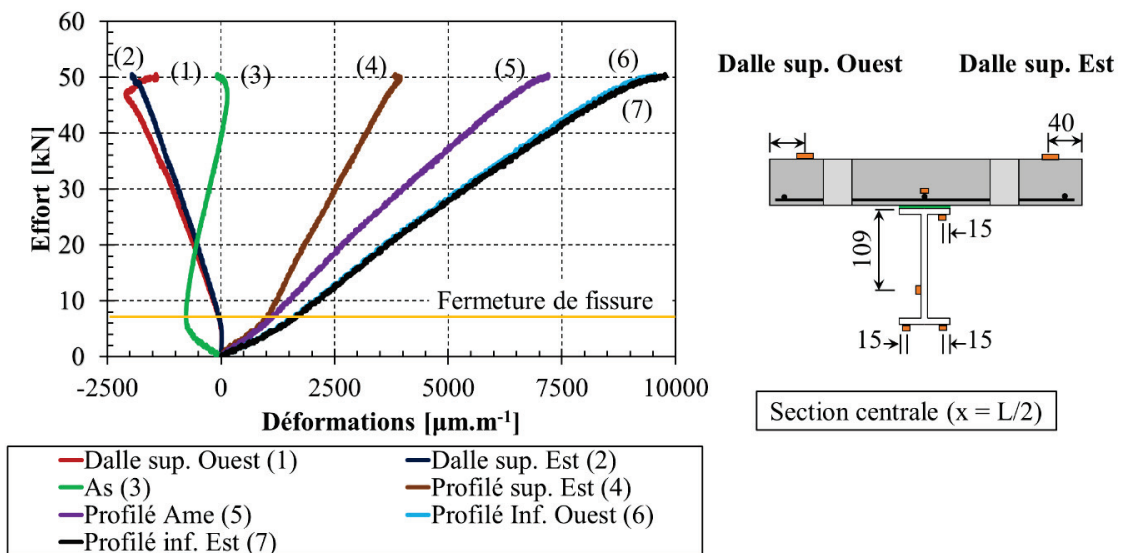


Figure IV-45: Déformations en section centrale de la poutre PCB5

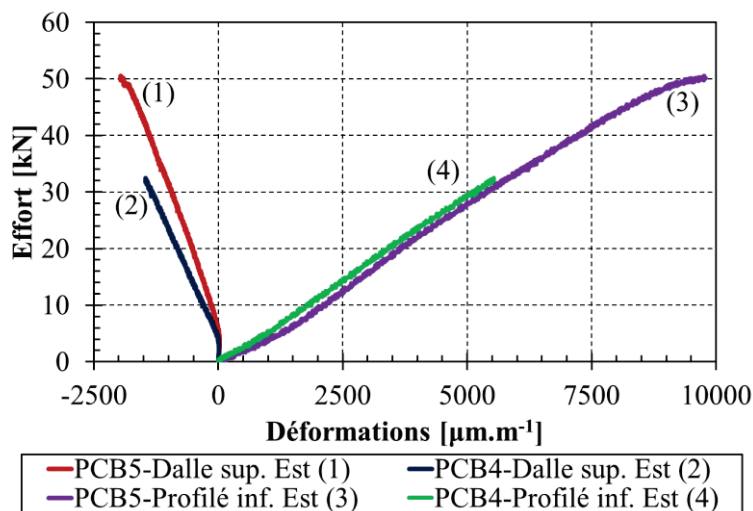


Figure IV-46: Comparaison entre les déformations en section centrale des poutres PCB4 et PCB5

#### ***IV.4.4.1.2 Mode de ruine***

Après les essais, la dalle et le profilé de chaque poutre ont été séparés afin de visualiser de façon précise les faciès de rupture qui sont présentés sur les figures IV-47 et IV-48.

Il est à noter que la dalle et le profilé ne sont pas totalement séparés à la ruine mais après le déchargement, la dalle et le profilé ont été totalement séparés pour mieux observer le faciès de rupture.

Pour la poutre PCB4, au cours de l'augmentation de la charge appliquée les fissures observées à proximité des appuis durant l'essai du fluage commencent à se propager à l'interface. Plus précisément, la longueur de la fissure à proximité de l'appui Nord commence à augmenter progressivement. A l'approche de la ruine, la longueur décollée devient très importante ( $L \approx 1800$  mm), due à l'augmentation de la contrainte de cisaillement, et puis la rupture se produit brutalement par la séparation de la partie Nord de la dalle en béton du profilé pultrudé. Les figures IV-47 (a) et (b) montrent la ruine adhésive à l'interface béton/colle observée à proximité de l'appui Sud et l'appui Nord respectivement. La figure IV-47 (c) montre la séparation de la dalle en béton du profilé pultrudé en cours d'essai. Sur la figure IV-47 (d), nous pouvons voir clairement le mode de ruine de la poutre PCB4, nous constatons alors que la rupture est mixte : cohésive dans le béton et adhésive à l'interface béton/colle. Ce mode de ruine constitue une indication d'une dégradation de l'adhésion entre le béton et le joint d'adhésif. Ces résultats sont cohérents avec ceux des essais de vieillissement naturel obtenus avec les essais push-out dans le Chapitre II, où après un et deux ans de vieillissement, nous avons observé que le mode de ruine passe de cohésif dans le béton à adhésif à l'interface béton/colle avec l'arrachement d'une fine couche de béton en quelques zones. L'exposition de cette poutre au soleil, la pluie, la chaleur et le gel a donc altéré et dégradé la performance mécanique du joint d'adhésif. Cependant, la présence de l'importante fissure en section centrale nous oblige à conclure avec prudence car elle a pu avoir une influence sur la valeur de la charge de ruine.

Pour la poutre PCB5, il a été observé une fissuration dans la dalle au niveau de l'appui Nord (voir figure IV-48(a)) et de l'appui Sud (voir figure IV-48(b)), quasiment simultanément, à environ 20 kN. A l'approche de la ruine, l'écrasement du béton en fibre supérieure s'initie autour de la zone de chargement (figure IV-48(c)). Puis quelques secondes plus tard, la moitié de la dalle de béton se détache du profilé pultrudé (figure IV-48(d)). Comme la rupture est très brutale et rapide, il est difficile de préciser où la séparation a commencé. Après le déchargement de la poutre PCB5, la dalle et le profilé ont été totalement séparés. L'examen du faciès de rupture révèle la présence de deux modes de ruine ; 90% de rupture cohésive dans le béton (figure IV-48(e)) avec la présence de quelques zones de rupture cohésive dans la colle (figure IV-48(f)). Ce mode de ruine prouve l'efficacité du collage et montre la bonne adhésion entre le béton et la colle.

En conclusion, la protection de la poutre hybride contre l'eau de pluie a permis d'éviter la rupture adhésive à l'interface béton/colle, mais une forte diminution de la charge de ruine et une variation du mode de ruine ont été observées par comparaison avec la poutre non vieillie PCB1. La même analyse peut être faite pour la poutre vieillie PCB3 (vieillie naturellement à l'extérieur pendant une durée de 5 mois sans chargement). Néanmoins, la présence des fissures dans le cas de la poutre PCB5 ne permet pas de faire une comparaison sans réserve avec les poutres non fissurées (PCB1 et PCB3). La seule comparaison possible qui peut être effectuée ici est celle entre PCB4 et PCB5 car les deux poutres présentent une fissure traversante en section centrale. Sans doute, les résultats obtenus montrent que la performance mécanique de la poutre protégée est meilleure que celle de la poutre non protégée. L'utilisation d'un système d'étanchéité de surface ou d'un béton imperméable (ou peu perméable) pourrait être une solution efficace pour limiter l'influence de l'eau sur la durabilité des structures hybrides collées.



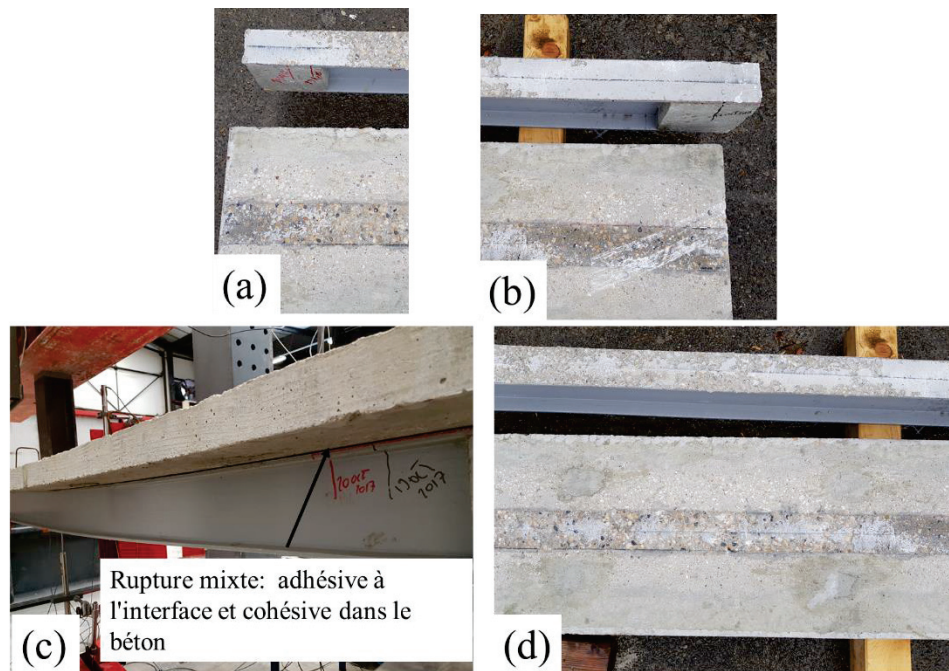


Figure IV-47: mode de ruine de la poutre hybride PCB4 ; (a) appui Sud, (b) appui Nord, (c) cisaillement de l'interface, (d) faciès de rupture

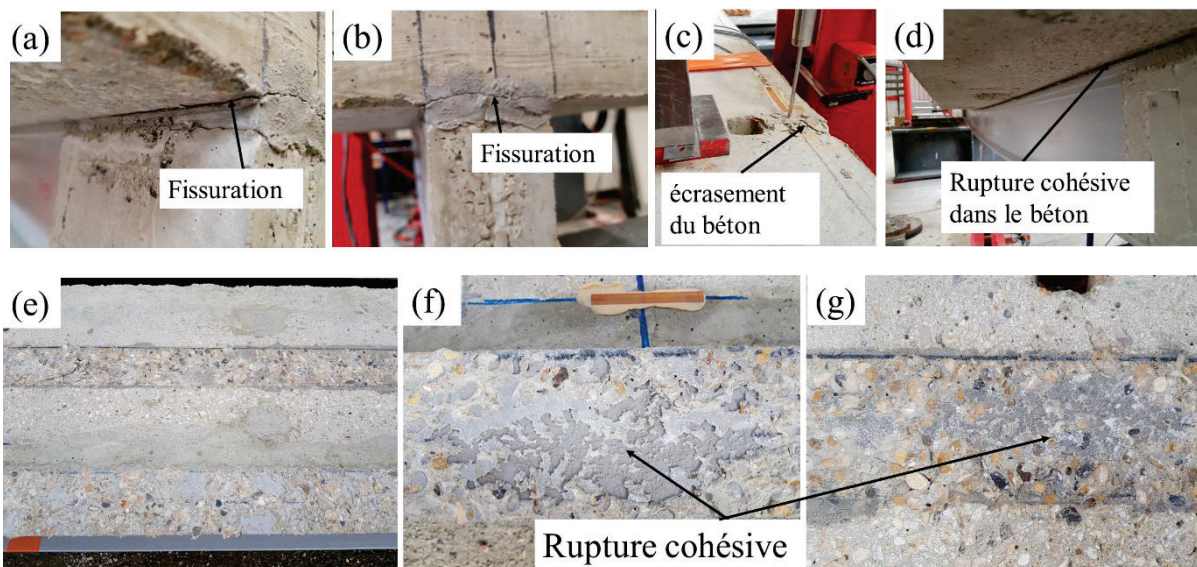


Figure IV-48: Mode de ruine de la poutre PCB5 ; (a) appui Nord, (b) appui Sud, (c) écrasement du béton, (d) cisaillement de l'interface, (e) faciès de rupture, (f) faciès rompu du profilé à mi portée et (g) faciès rompu de la dalle à mi portée

#### IV.4.4.2 Profilés pultrudés Pu3 et Pu4

Dans ce paragraphe, nous présentons les résultats des essais de flexion 3 points réalisés sur les deux profilés pultrudés Pu3 et Pu4, pour identifier l'influence du fluage et du vieillissement sur leurs propriétés ultimes et leurs mécanismes de ruine.

La figure IV-49 présente les comportements globaux de ces deux profilés et la figure IV-50 montre leurs comportements locaux. Une comparaison entre les déformations du profilé Pu3 avant et après fluage est présentée sur la figure IV-51 .

Pour les deux profilés, le comportement est linéaire jusqu'à la rupture qui se produit de façon brutale par cisaillement de la zone de jonction entre la semelle supérieure et l'âme du profilé autour de la section centrale, comme le montre la figure IV-52. La charge de ruine du profilé Pu3 et sa flèche ultime (centre inf.) valent respectivement 10.9 kN et 36 mm et celles du profilé Pu4 respectivement 10.7 kN et 41 mm. L'écart entre les charges de ruine de profilés Pu3 et Pu4 est relativement négligeable (2.9% par rapport à celle du Pu4) alors que la flèche ultime à mi portée du profilé Pu4 est plus importante que celle du profilé Pu3.

La comparaison entre les comportements globaux des profilés avant vieillissement et fluage et ceux après vieillissement et/ou fluage, présentée sur la figure 1-7(c), montre une forte réduction de la rigidité en flexion du profilé (pente de la courbe) après vieillissement/fluage. Cette forte réduction peut être attribuée à l'effet néfaste du vieillissement (eau, gel et température) sur la performance mécanique du pultrudé [LIA 99] [DUT 96] [SOU 14].

L'évolution des déformations dans la section centrale du profilé est similaire à celle de la flèche. La déformation des fibres extrêmes atteint environ 3.2 ‰ en compression et 4.5 ‰ en traction pour les deux profilés Pu3 et Pu4. La figure 1-9 montre clairement la dégradation de la rigidité du profilé qui se traduit par une augmentation de la déformation pour un niveau du chargement donné.

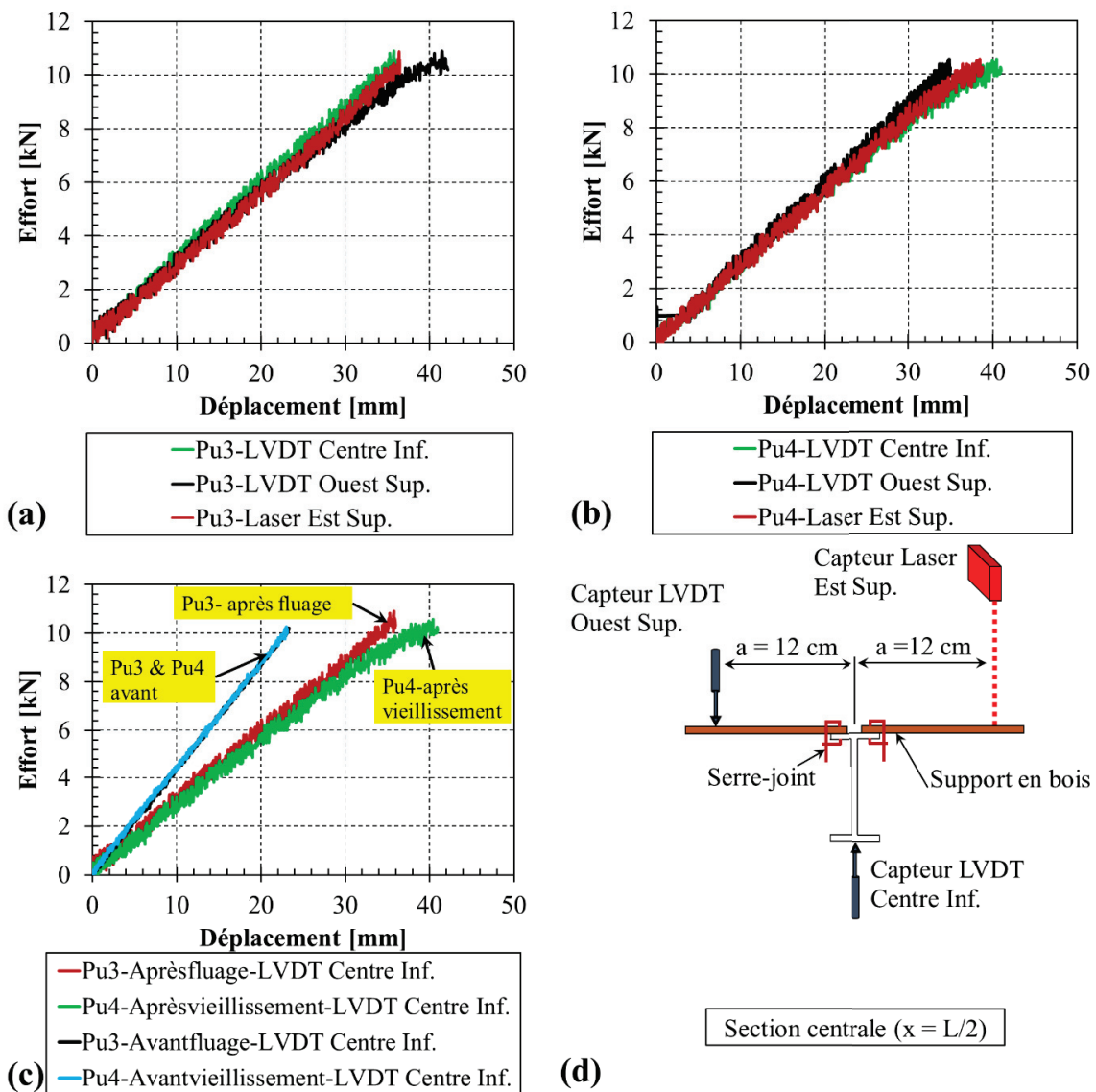


Figure IV-49 : Courbes Charge-déplacement à mi portée des profilés pultrudés Pu3 et Pu4



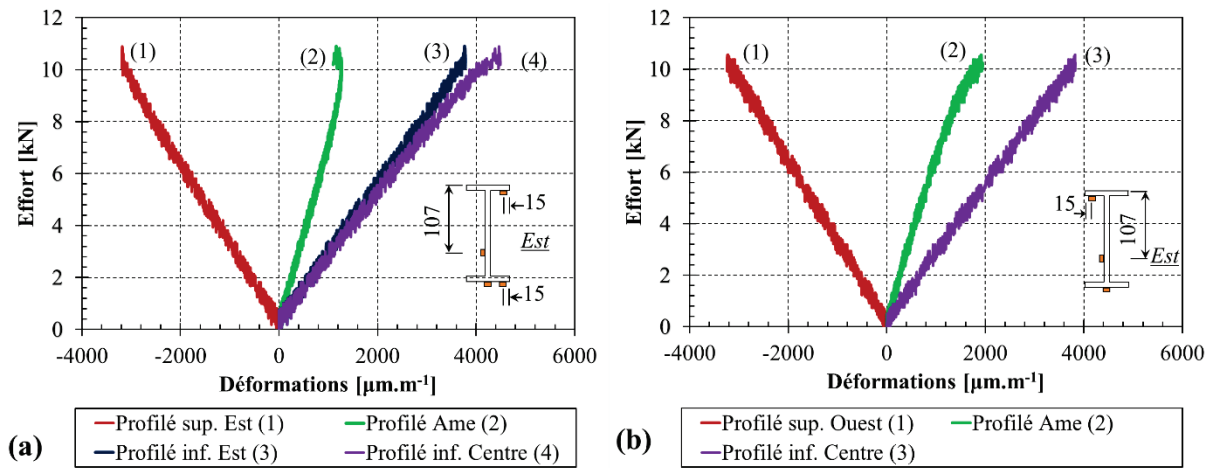


Figure IV-50 : Déformations en section centrale des profilés pultrudés (a) Pu3 et (b) Pu4

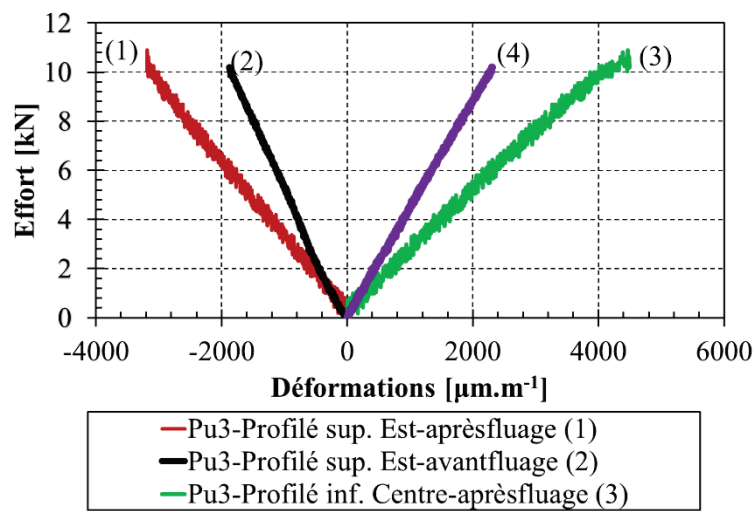


Figure IV-51 : Comparaison entre les déformations en section centrale du profilé Pu3 avant et après fluage

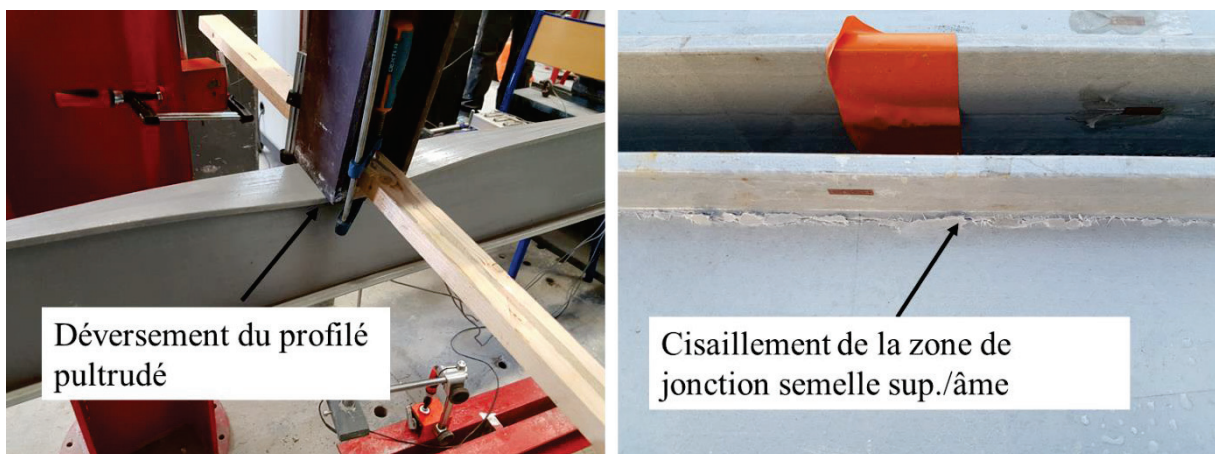


Figure IV-52 : Mode typique de rupture d'un profilé pultrudé

## ***IV.5 Conclusions***

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des essais du fluage réalisés sur les profilés pultrudés et les poutres hybrides collées.

Les résultats montrent que le fluage des poutres testées est très important et doit être pris en considération pour le dimensionnement de ces structures. Les effets différés du béton et du pultrudé jouent un rôle très important dans l'évolution de la réponse des structures testées. Pour le profilé pultrudé, le déplacement a augmenté de 14.6 % par rapport à sa valeur initiale après une durée de 150 jours. Pour les poutres mixtes, le déplacement a augmenté progressivement au cours du temps. Le pourcentage d'augmentation varie en fonction de l'état initial de la poutre et de ses conditions d'exposition. Pour les poutres en contact direct avec l'air et l'humidité, l'augmentation du déplacement varie entre 26.9 % (PCB4 à 150 jours) et 35 % (PCB2 à 142 jours) alors que pour la poutre protégée par une bâche polyane, le pourcentage d'augmentation est de l'ordre de 36.6 % après 150 jours de fluage. Ces résultats montrent une influence très importante de l'humidité et de l'eau sur le comportement à long terme des poutres hybrides.

D'autre part, la diffusion de l'eau à travers la dalle en béton a entraîné la dégradation des forces de liaison entre la dalle et la semelle du profilé, cette dégradation avec la sollicitation mécanique permanente appliquée sur le joint d'adhésif a abouti à une rupture prématurée de la poutre hybride PCB2 qui s'est rompue par la séparation de la dalle en béton de la semelle du profilé. L'exposition des poutres hybrides et des profilés pultrudés aux conditions climatiques telles que l'ensoleillement, la pluie et la neige a entraîné une forte réduction de leurs charges de ruine et de changements dans leurs comportements et modes de ruine.

Les résultats de cette étude expérimentale seront utilisés dans la suite de notre étude pour élaborer et valider un modèle numérique qui permet d'étudier plus en détails les états de déformations et de contraintes dans les poutres testées et qui nous permet de bien comprendre les effets des comportements différés des matériaux constitutifs de la poutre mixte sur sa réponse à long terme.

# CHAPITRE V

## BASES POUR LA MODELISATION DU FLUAGE

You must know that you can never  
get what has not been destined for  
you

Imam Ali (AS)



## **CHAPITRE V : BASES POUR LA MODELISATION DU FLUAGE**

### **V.1 Introduction**

Il a été vu dans le chapitre précédent que les profilés GFRP et les poutres hybrides fluent au cours du temps. Ces comportements peuvent être modélisés dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire car les niveaux de contraintes appliqués sont relativement loin du domaine des comportements non linéaires de ces poutres. En effet, la déformation maximale de compression dans le béton juste après application du chargement de fluage est de l'ordre de  $-500 \mu\text{m.m}^{-1}$ . On peut donc estimer que la contrainte vaut environ 20 % de la contrainte ultime. De même, dans le pultrudé, la déformation de traction vaut environ  $2500 \mu\text{m.m}^{-1}$ , ce qui correspond au quart de la déformation ultime.

Dans ce chapitre, nous allons alors présenter et traiter la théorie de la viscoélasticité linéaire (VEL) et ses différentes formulations. Dans un premier temps, nous aborderons les équations de Boltzman et de Volterra qui seront les bases de différentes formulations de la théorie de viscoélasticité linéaire. Les modèles rhéologiques élémentaires et généralisés seront également présentés dans cette partie. Puis, nous présenterons les différentes formulations et nous traiterons en détails la formulation incrémentale qui sera utilisée par la suite pour développer un algorithme de calcul pas-à-pas dans le code d'éléments finis Cast3m.

Dans la seconde partie de ce chapitre, nous aborderons les modèles réglementaires et les méthodes simplifiées utilisées dans la littérature pour simuler le comportement au cours du temps de béton. Enfin, nous présenterons le modèle du fluage de Findley qui sera utile pour identifier les fonctions et les coefficients du fluage du profilé GFRP et pour l'adhésif.

### **V.2 Modélisation du fluage : théorie de la viscoélasticité linéaire**

#### **V.2.1 Introduction**

Dans cette partie nous présentons et rappelons les relations et les différentes méthodes existantes de la théorie de viscoélasticité linéaire ainsi que les modèles et les différentes approches existants et communément employés pour le comportement au cours du temps des différents matériaux en nous basant sur ces travaux [BAZ 74] [BAZ 72] [BAZ 79] [BAZ 13] [BAZ 75] [BAZ 78] [BAZ 89(1)] [BAZ 89(2)] [SAL 09] [JUR 96].

En outre, notre intérêt portant sur la forme incrémentale de cette théorie, une grande partie est consacrée à l'approche incrémentale de la théorie de VEL ainsi qu'à une comparaison avec les autres approches disponibles dans la littérature.

#### **V.2.2 Comportement viscoélastique linéaire unidimensionnel**

Dans cette partie, nous allons présenter les différentes théories et modèles disponibles, dans le cadre unidimensionnel, pour la modélisation de la réponse en relaxation et fluage. De plus, une sous-partie sera consacrée à la présentation des modèles rhéologiques courants adaptés aux applications en calcul des structures sous les hypothèses de petites perturbations et dans le cadre isotherme.

##### **V.2.2.1 Forme intégrale**

###### **V.2.2.1.1 Principe, schématisation et équations constitutives**

En imposant à un matériau viscoélastique supposé homogène, initialement non chargé et en équilibre, une sollicitation uniaxiale constante (en contrainte  $\sigma^0$ , ou en déformation  $\varepsilon^0$ ) à l'instant  $t_0$ , nous obtenons les réponses présentées dans les figures V-1 et V-2.



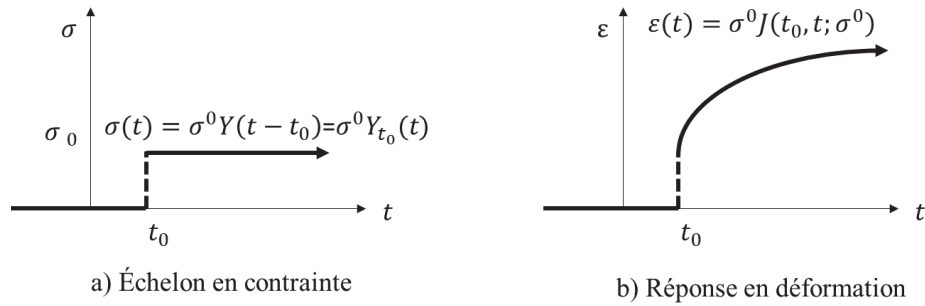


Figure V-1: Expérience de fluage

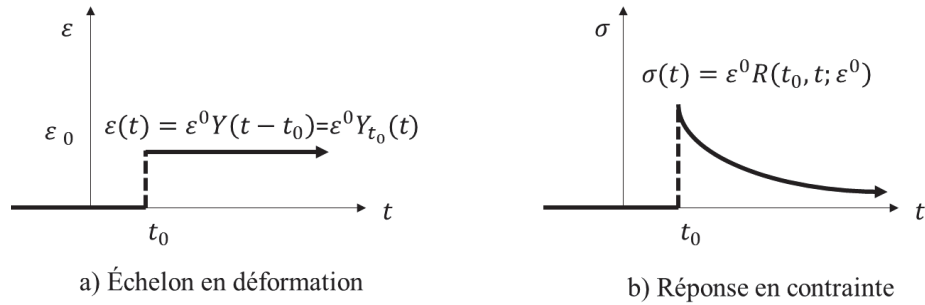


Figure V-2 : Expérience de relaxation

A l'instant  $t_0$ , la réponse uniaxiale à chaque type de sollicitation est une réponse élastique instantanée puis, pour  $t > t_0$ , la réponse évolue avec le temps.

Du point de vue mathématique, la réponse est traduite par l'une de ces deux formules selon le type d'expérience :

$$\varepsilon(t) = J(t_0, t; \sigma^0) \sigma^0 \tag{V. 1}$$

$$\sigma(t) = R(t_0, t; \varepsilon^0) \varepsilon^0 \tag{V. 2}$$

Avec  $Y(t - t_0)$  est la fonction « échelon » de Heaviside appliquée à l'instant  $t_0$ .

$$Y(t - t_0) = Y_{t_0}(t) = \begin{cases} 0 & \text{si } t < t_0 \\ 1 & \text{si } t \geq t_0 \end{cases} \tag{V. 3}$$

et  $J(t_0, t; \sigma^0)$  est la fonction de retard ou de fluage appelée aussi complaisance (Compliance function) ou noyau de fluage et  $R(t_0, t; \varepsilon^0)$  est la fonction de relaxation pour des amplitudes respectivement  $\sigma^0$  et  $\varepsilon^0$  à l'instant  $t_0$ .

### V.2.2.1.2 Matériaux boltzmanniens : principe de superposition

Nous nous plaçons toujours dans le cadre de l'hypothèse des petites transformations (déformations), le principe de superposition de Boltzmann énonce la linéarité du comportement du matériau. Les matériaux qui vérifient ce principe sont nommés matériaux boltzmanniens.

Pour un matériau boltzmannien, la superposition de sollicitations implique la superposition homologue des réponses. En d'autres termes, les fonctions caractéristiques  $J$  et  $R$  sont indépendantes de l'amplitude de la sollicitation appliquée à  $t_0$ . Si la sollicitation appliquée est variable au cours du temps, c'est-à-dire  $\sigma(t)$  et  $\varepsilon(t)$ , la réponse alors selon le principe de Boltzmann est la somme des contributions de chaque incrément infinitésimal de sollicitation, ce qui se traduit par les deux formules suivantes :

Si  $\sigma(t)$  (ou  $\varepsilon(t)$ ) est une fonction nulle pour  $t < t_0$  et qu'elle est continue et dérivable par morceaux pour tout  $t > t_0$  alors :

$$\varepsilon(t) = J(t_0, t)\sigma(t_0) + \int_{t_0}^t J(\tau, t)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \quad (\text{V. 4})$$

$$\sigma(t) = R(t_0, t)\varepsilon(t_0) + \int_{t_0}^t R(\tau, t)\dot{\varepsilon}(\tau)d\tau \quad (\text{V. 5})$$

où  $J(t_0, t)$  et  $R(t_0, t)$  sont les fonctions de fluage et de relaxation pour une sollicitation unité,  $\dot{\sigma}(\tau)$  et  $\dot{\varepsilon}(\tau)$  sont les dérivées par rapport au temps et  $\sigma(t_0)$  et  $\varepsilon(t_0)$  sont respectivement la contrainte et la déformation initiales à l'instant  $t_0$ .

L'intégration par parties conduit aux équations sous la forme d'équations intégrales de Volterra :

$$\varepsilon(t) = J(t, t)\sigma(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial J(\tau, t)}{\partial \tau} \sigma(\tau)d\tau \quad (\text{V. 6})$$

$$\sigma(t) = R(t, t)\varepsilon(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial R(\tau, t)}{\partial \tau} \varepsilon(\tau)d\tau \quad (\text{V. 7})$$

avec  $J(t, t)^{-1} = R(t, t) = E(t)$  est le module d'Young du matériau variable au cours du temps si le matériau est vieillissant.

Les formules de Boltzmann (équations (V. 4) et (V. 5)) et de Volterra (équations (V. 6) et (V. 7)) constituent les lois de comportement d'un matériau viscoélastique linéaire vieillissant et non vieillissant. La réponse du matériau à l'instant  $t$  dépend de l'histoire des sollicitations du matériau de l'instant du chargement  $t_0$  jusqu'à l'instant  $t$ .

En outre, la connaissance de l'une de ces deux équations est suffisante pour décrire le comportement du matériau. En effet, les deux fonctions sont liées par une relation intégrale obtenue d'après les équations de Volterra, en faisant l'hypothèse d'une déformation de fluage linéaire dans le domaine des faibles contraintes pour permettre l'application du principe de superposition. En considérant un pas de déformation unitaire constant appliqué au temps  $t_0$ ,  $\forall t \geq t_0 \varepsilon(t) = 1$ , le remplacement de  $\sigma(t)$  par sa valeur (eq. (V. 7)) dans (eq. (V. 6)) nous donne la relation (eq. (V. 8)) :

$$J(t, t)R(t_0, t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial J(\tau, t)}{\partial \tau} R(t_0, \tau)d\tau = 1 \quad (\text{V. 8})$$

#### a) Matériau vieillissant

Sous l'influence de paramètres tels que, par exemple, la température, les réactions chimiques, la cristallisation et l'humidité, les propriétés mécaniques des matériaux peuvent évoluer au cours du temps. C'est d'ailleurs le cas de la majorité des matériaux.

De façon générale, le terme vieillissement du matériau est utilisé pour représenter une conséquence négative sur le matériau et une dégradation de ses propriétés. Toutefois, le vieillissement n'est pas toujours un phénomène néfaste comme par exemple pour le béton pendant la durée de maturation ou durcissement où les propriétés mécaniques augmentent pendant la durée initiale (quelques semaines). Les relations présentées dans la partie précédente restent valables et invariantes pour les matériaux vieillissants.

**b) Matériau non-vieillissant**

Pour un matériau donné, si ses propriétés mécaniques n'évoluent pas avec le temps, c'est-à-dire sont stabilisées, nous disons que ce matériau est un matériau non-vieillissant. Dans ce cas, les fonctions caractéristiques ne dépendent que du temps écoulé mais pas de l'âge du matériau. Pour une sollicitation donnée, nous trouvons toujours la même réponse quel que soit  $t_0$ .

Les équations de Boltzmann deviennent alors :

$$\varepsilon(t) = J(t - t_0)\sigma(t_0) + \int_{t_0}^t J(t - \tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \quad (V. 9)$$

$$\sigma(t) = R(t - t_0)\varepsilon(t_0) + \int_{t_0}^t R(t - \tau)\dot{\varepsilon}(\tau)d\tau \quad (V. 10)$$

Et les équations de Volterra s'écrivent dans ce cas :

$$\varepsilon(t) = J(0)\sigma(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial J(t - \tau)}{\partial \tau} \sigma(\tau)d\tau \quad (V. 11)$$

$$\sigma(t) = R(0)\varepsilon(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial R(t - \tau)}{\partial \tau} \varepsilon(\tau)d\tau \quad (V. 12)$$

où  $R(0) = E$  est le module d'Young, constant.

**V.2.2.1.3 Méthode d'intégration numérique de l'équation intégrale**

Il existe plusieurs approches pour la résolution numérique de l'intégrale de l'équation de Boltzmann (ou de Volterra). Nous allons présenter dans cette partie la plus simple des approches, la méthode des trapèzes en supposant que  $t_0=0$ . Dans ce cas, la deuxième équation de Boltzmann (éq. (V. 5)) devient :

$$\sigma(t) = \int_0^t R(\tau, t)\dot{\varepsilon}(\tau)d\tau \quad (V. 13)$$

Considérons la décomposition de l'intervalle de temps (domaine d'intégration)  $[t_0, t]$  en « j » sous-intervalles  $[t_k, t_{k+1}]$ . La déformation est supposée linéaire sur ces sous-intervalles de temps  $[t_k, t_k + \Delta t_k] = [t_k, t_{k+1}]$ , c'est-à-dire :

$$\forall \tau \in [t_k, t_k + \Delta t_k], \quad \varepsilon(\tau) = \varepsilon(t_k) + \frac{\Delta \varepsilon(t_k)}{\Delta t_k} (\tau - t_k) \Rightarrow \dot{\varepsilon}(t_k) = \frac{\Delta \varepsilon(t_k)}{\Delta t_k} = cte \quad (V. 14)$$

L'équation (V. 13) devient alors :

$$\sigma(t) = \sum_{k=0}^{j-1} \frac{\Delta \varepsilon(t_k)}{\Delta t_k} \int_{t_k}^{t_{k+1}} R(\tau, t) d\tau \quad (V. 15)$$

Par la méthode des trapèzes, on peut approcher l'intégrale par cette quantité :

$$\int_{t_k}^{t_{k+1}} R(\tau, t) d\tau = \left[ \frac{R(t_{k+1}, t) + R(t_k, t)}{2} \right] \Delta t_k \quad (V. 16)$$

L'équation (V. 15) s'exprime alors par :

$$\sigma(t) = \sum_{k=0}^{j-1} \Delta\varepsilon(t_k) \left[ \frac{R(t_{k+1}, t) + R(t_k, t)}{2} \right] \quad (\text{V. 17})$$

Cette méthode exige le stockage en mémoire de tous les instants de chargement  $t$  et de toutes les valeurs de  $\Delta\varepsilon(t_k)$  pour tous les points d'intégration de tous les éléments. Elle exige aussi le calcul des fonctions  $R(t_{k+1}, t)$  et  $R(t_k, t)$ . Du point de vue numérique, cette méthode est donc coûteuse en termes d'encombrement mémoire et de temps de calcul.

### V.2.2.2 Forme différentielle de la VEL et modèles rhéologiques

#### V.2.2.2.1 Présentation et équations constitutives

##### V.2.2.2.1.1 Matériaux non vieillissants

Concernant les matériaux viscoélastiques linéaires **non-vieillissants**, des modèles rhéologiques ont été proposés pour simuler leurs comportements au cours du temps. Ils sont constitués de deux modèles élémentaires, un modèle pour représenter la composante élastique linéaire instantanée de la réponse, c'est le ressort ou modèle de Hooke. L'autre modèle élémentaire est le modèle de Newton ou l'amortisseur qui simule la composante visqueuse linéaire de la réponse (figure V-3).

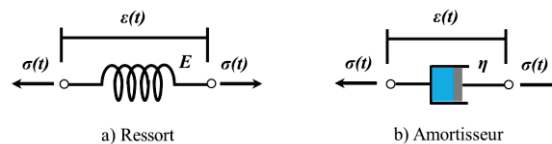


Figure V-3 : Modèles viscoélastiques linéaires non-vieillissants

On désigne de façon générique par  $\sigma$  la contrainte appliquée sur le modèle et par  $\varepsilon$  l'allongement relatif du modèle. Les lois de comportement des modèles élémentaires et les fonctions caractéristiques sont décrites ci-après.

**Modèle de Hooke (ressort)** : il a un comportement élastique linéaire instantané, alors la loi du comportement est la loi élastique.

Soit  $E$  la raideur du ressort indépendant du temps, la loi constitutive du ressort se traduit par la relation suivante :

$$\forall t, \sigma(t) = E\varepsilon(t) \quad (\text{V. 18})$$

La fonction de retard est donc :

$$J(t) = \frac{Y(t)}{E} \quad (\text{V. 19})$$

et la fonction de relaxation :

$$R(t) = EY(t) \quad (\text{V. 20})$$

avec  $Y(t)$ , une fonction échelon.

**Modèle de Newton (Amortisseur)** : c'est un modèle visqueux. Il a une viscosité notée  $\eta$ , indépendante du temps.

La loi du comportement est définie par :

$$\forall t, \sigma(t) = \eta \dot{\epsilon}(t) \quad (\text{V. 21})$$

La fonction de retard est :

$$J(t) = \frac{t}{\eta} Y(t) \quad (\text{V. 22})$$

En ce qui concerne la fonction de relaxation, l'amortisseur n'a pas une partie d'élasticité instantanée, ceci implique qu'il est impossible d'imposer un saut instantané sur la déformation. En outre, dans la suite, l'amortisseur ne sera jamais considéré seul, dans la plupart des modèles utilisés pour caractériser le fluage des matériaux, l'amortisseur est toujours associé à un ressort en série.

Alors quel que soit le matériau viscoélastique, on peut modéliser sa réponse par un modèle rhéologique formé par l'association de ressorts et d'amortisseurs en série et/ou en dérivation.

La figure V-4 récapitule les combinaisons des modèles élémentaires les plus courantes :

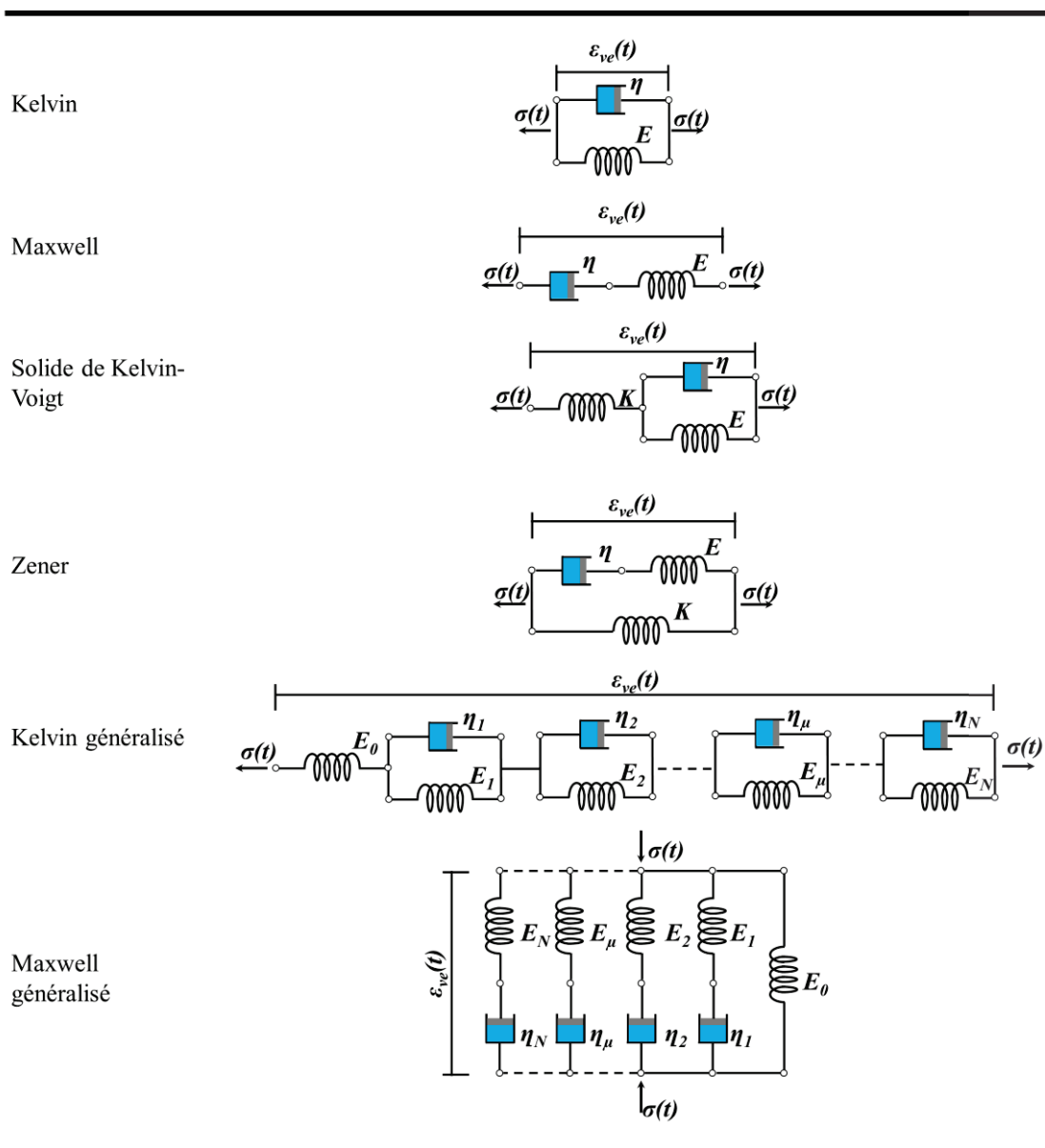


Figure V-4 : Modèles rhéologiques



Pour trouver les fonctions caractéristiques  $R(t)$  et  $J(t)$  de n'importe quelle combinaison, il y a deux règles à utiliser :

- (1) la fonction de retard d'un modèle constitué d'éléments montés en série s'obtient en additionnant les fonctions de retard de ces éléments,
- (2) la fonction de relaxation d'un modèle constitué d'éléments montés en parallèle s'obtient en additionnant les fonctions de relaxation de ces éléments.

Par ces deux règles, on obtient alors toujours, quelle que soit la manière d'associer des éléments, une équation différentielle qui gouverne la loi du comportement du modèle avec la forme suivante (éq. (V. 23)) :

$$\sum_{i=0}^n a_i \frac{\partial^i \sigma}{\partial t^i} = \sum_{i=0}^n b_i \frac{\partial^i \varepsilon^{ve}}{\partial t^i} \quad (\text{V. 23})$$

où  $a_i$  et  $b_i$  sont des constantes dépendantes des caractéristiques rhéologiques des composantes du modèle. Alors, tous les modèles ont la capacité de simuler le comportement du matériau viscoélastique linéaire, ils sont équivalents entre eux. La différence est au niveau de la précision. Les modèles généralisés de Maxwell et Kelvin sont les plus utilisables.

L'intégration de l'équation (V. 23), nous permet d'avoir les fonctions caractéristiques du modèle dont les formes générales sont les suivantes :

$$\begin{cases} R(t - t_0) = \sum_{\mu=0}^r A_{\mu} e^{-\alpha_{\mu}(t-t_0)} \\ J(t - t_0) = \sum_{\mu=0}^r B_{\mu} e^{-\beta_{\mu}(t-t_0)} \end{cases} \quad (\text{V. 24})$$

Où les coefficients  $\alpha_{\mu}$  et  $\beta_{\mu}$  sont des constantes positives fixées au préalable, leurs inverses sont respectivement connus sous le nom temps de relaxation et temps de retard, et  $(r+1)$  est le nombre de branche du modèle rhéologique de Maxwell (ou Kelvin) qui lui est associé.  $A_{\mu}$  et  $B_{\mu}$  sont des constantes obtenues par identification numérique. Il est important de noter que cette solution est valable dans le cas où le corps est initialement au repos, non vieillissant et que l'état de contrainte du matériau est en équilibre.

#### V.2.2.2.1.2 Matériaux vieillissants

Dans le cas d'un **matériau vieillissant**, tel que le béton, on peut utiliser les modèles rhéologiques présentés auparavant, mais maintenant la viscosité et le module d'Young sont des fonctions du temps  $\eta(t)$  et  $E(t)$ . Dans ce cas, les lois du comportement des modèles élémentaires deviennent :

pour l'**Amortisseur** :  $\sigma(t) = \eta(t)\dot{\varepsilon}(t)$  (loi de Newton)

pour le **Ressort** :  $\sigma(t) = E(t)\varepsilon(t)$  (loi de Hooke)

Pour le ressort, il est important de noter que selon Bazant et Kim [BAZ 79], le respect du second principe de la thermodynamique impose la relation  $\dot{\sigma}(t) = E(t)\dot{\varepsilon}(t)$ , cette relation ne signifie pas que  $\dot{E}(t) = 0$  mais du point de vue mécanique, la variation de contrainte ne peut pas se produire suite à une variation du module d'Young sous une déformation constante, Pour cela le terme  $\dot{E}(t)\varepsilon(t)$  est omis dans cette relation. C'est l'hypothèse de « non – résistance » de la matière à l'instant de solidification imposé valable pour le matériau vieillissant par solidification comme le béton.

Il suffit alors, pour trouver les équations différentielles et ensuite les solutions analytiques des modèles rhéologiques courants, d'utiliser les nouvelles formes des lois de comportement pour les éléments constructifs du modèle dans une démarche identique au cas non-vieillissant. Pour les modèles rhéologiques associés en série de Dirichlet tels que les modèles viscoélastiques généralisés de Kelvin ou de Maxwell, l'utilisation de la forme incrémentale est plus fiable et simple pour trouver la solution. Les modèles de Maxwell seront exposés plus loin dans ce chapitre.

#### V.2.2.2.2 Notion des dilatations libres

Afin de prendre en considération l'influence des phénomènes spontanés qui modifient l'état de contrainte du matériau interne, comme par exemple les effets de l'humidité, les dilatations thermiques, les réactions chimiques internes et le retrait, il a été introduit la notion de dilatation libre  $\varepsilon^*$ . Il s'agit d'une déformation spontanée indépendante de l'état de contrainte du matériau après chargement. En d'autres termes  $\varepsilon^*$  traduit l'état du matériau sans chargement mécanique.

La déformation du chargement mécanique après  $t_0$  devient alors :

$$\varepsilon^m = \varepsilon - \varepsilon^* \quad (\text{V. 25})$$

où  $\varepsilon^m$  est une déformation sous charge (de fluage et instantanée).

Dans ce cas, les équations de Volterra deviennent alors :

$$\begin{aligned} \varepsilon^m(t) &= J(t, t) \sigma(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial J(\tau, t)}{\partial \tau} \sigma(\tau) d\tau \\ \sigma(t) &= R(t, t) \varepsilon^m(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial R(\tau, t)}{\partial \tau} \varepsilon^m(\tau) d\tau \end{aligned} \quad (\text{V. 26})$$

et l'équation différentielle (V. 23) précédente devient :

$$\sum_{i=0}^n a_i \frac{\partial^i \sigma}{\partial t^i} = \sum_{i=0}^n b_i \frac{\partial^i \varepsilon^m}{\partial t^i} \quad (\text{V. 27})$$

### V.2.2.3 La formulation incrémentale

#### V.2.2.3.1 Introduction

Afin de faciliter l'implémentation numérique, les formulations intégrales et différentielles sont transformées en forme incrémentale pour plusieurs raisons. La plus importante est la nécessité de stocker en mémoire toute l'histoire des états de déformations et de contraintes du matériau pour le calcul avec la formulation intégrale tandis qu'avec la formulation incrémentale, nous nous affranchissons de cette limitation et nous n'avons plus besoin de stocker l'histoire des sollicitations. L'identification de l'état de contrainte actuel nécessite le stockage de la valeur précédente de contrainte et de quelques variables d'état cachées. Ce type de formulation est utile pour le calcul pas-à-pas par la méthode des éléments finis.

Le principe de cette formulation consiste à utiliser l'écriture de la fonction de fluage ou de relaxation sous forme d'une série de Dirichlet dans l'équation intégrale de Boltzmann et à retenir le principe de calcul des réponses par superposition. En outre, la prise en compte du vieillissement du matériau est possible et facile, elle implique un terme additionnel dans la loi de comportement, dû à l'historique du chargement. Alors, les procédures incrémentales sont basées sur les modèles rhéologiques associés en série de Dirichlet tels que les modèles viscoélastiques généralisés de Kelvin ou de Maxwell qui possèdent des capacités similaires pour la représentation de la déformation sous charge de fluage [BAZ 97(1)].

Dans la partie suivante, afin de trouver la formulation incrémentale de la théorie de viscoélasticité linéaire, nous considérons un modèle de Maxwell généralisé.

### V.2.2.3.2 Le modèle de Maxwell vieillissant

Considérons un modèle Maxwell généralisé à  $N+1$  branches, c'est à dire un modèle composé de  $N$  modèles Maxwell élémentaires et un modèle de Hooke assemblés en dérivation (figure V-5 ). Les modèles élémentaires de Maxwell confèrent au modèle Maxwell généralisé des propriétés viscoélastiques car ils se composent d'une association en série des modèles de Hooke et de Newton qui assurent à la fois une raideur non nulle et une capacité d'amortissement différée pouvant traduire la déformation sous charge en fonction du temps. Par l'application de principe de Boltzmann, on peut trouver les relations constitutives du modèle de Maxwell qui établissent une fonction de relaxation  $R(t, t_0)$  (la fonction inverse de la complaisance  $J(t, t_0)$ ).

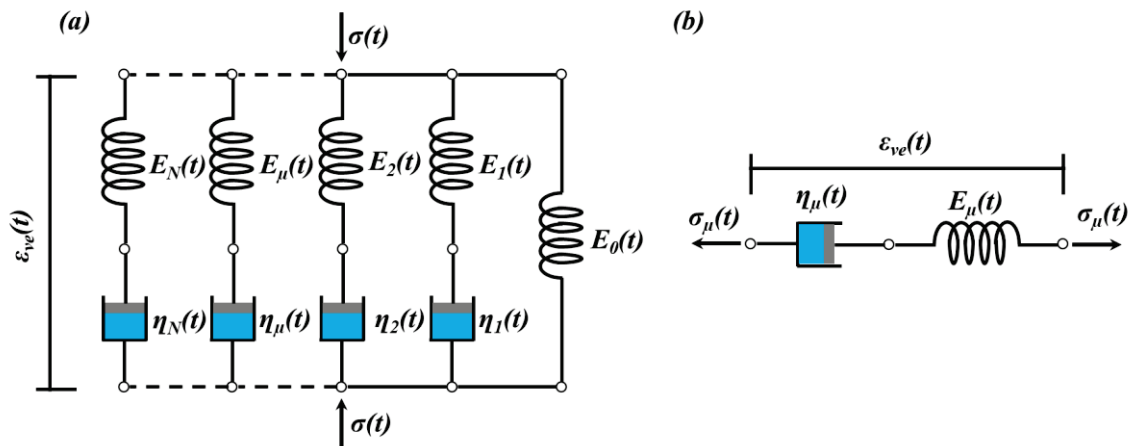


Figure V-5 : (a) Modèle vieillissant de Maxwell généralisé - (b) Modèle élémentaire vieillissant de Maxwell

#### V.2.2.3.2.1 Forme différentielle

La loi de comportement de l'élément de Maxwell s'exprime sous la forme suivante :

(1) Partie élastique

$$\dot{\sigma}_\mu(t) = E_\mu(t) \dot{\epsilon}_\mu^e(t) \quad (\text{V. 28})$$

(2) Partie visqueuse

$$\sigma_\mu(t) = \eta_\mu(t) \dot{\epsilon}_\mu^\eta(t) \quad (\text{V. 29})$$

Alors, comme les deux éléments sont en série, la déformation totale d'un élément de Maxwell est calculée par la relation (éq. (V. 30)) :

$$\dot{\epsilon}_\mu^{ve}(t) = \dot{\epsilon}_\mu^e(t) + \dot{\epsilon}_\mu^\eta(t) \Rightarrow \dot{\epsilon}_\mu^{ve}(t) = \frac{\dot{\sigma}_\mu(t)}{E_\mu(t)} + \frac{\sigma_\mu(t)}{\eta_\mu(t)} \quad (\text{V. 30})$$

Par analogie avec le modèle de Maxwell élémentaire, la loi de comportement du modèle Maxwell généralisé peut être exprimée comme la sommation des contraintes internes dans chaque branche.

On a un modèle formé par l'association d'un modèle de Hooke et de  $N$  modèles de Maxwell élémentaires en dérivation alors la partition des contraintes au temps  $t$  s'écrit :

$$\sigma(t) = \sigma_0(t) + \sum_{\mu=1}^N \sigma_{\mu}(t) \quad (\text{V. 31})$$

avec  $\sigma_0(t) = E_0(t)\varepsilon^{ve}(t)$ .

A partir de l'équation (V. 31) on peut déduire la fonction de relaxation  $R(t, t_0)$ . Les paramètres de  $R(t, t_0)$  sont  $[E_{\mu}(t), \eta_{\mu}(t)]$  qui dépendent du temps par considération du vieillissement du matériau et du fluage. Comme l'évolution de ces paramètres n'est pas accessible simultanément, on associe à chaque branche de Maxwell, un temps de relaxation noté  $\tau_{\mu}$  (éq. (V. 32)), sa valeur est constante et choisie suivant une répartition homogène du temps d'observation de la déformation de fluage. Avec cette hypothèse, la fonction de relaxation dépend alors uniquement de  $E_{\mu}(t)$ .

$$\tau_{\mu} = \frac{\eta_{\mu}(t)}{E_{\mu}(t)} \quad (\text{V. 32})$$

$$E_{\mu}(t)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(t) = \dot{\sigma}_{\mu}(t) + \frac{\sigma_{\mu}(t)}{\tau_{\mu}} \quad (\text{V. 33})$$

#### V.2.2.3.2 Formulation incrémentale

Considérons la discrétisation du temps en des intervalles finis  $[t, t+\Delta t]$ , avec  $\Delta t$ , un pas de temps suffisamment petit. La contrainte  $\sigma(t + \Delta t)$  est alors obtenue simplement par sommation de la contrainte  $\sigma(t)$  au temps  $t$  et de l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma(t)$  pendant cet intervalle du temps (éq. (V. 34))

$$\sigma(t + \Delta t) = \sigma(t) + \Delta\sigma(t) \quad (\text{V. 34})$$

avec :

$$\Delta\sigma(t) = \Delta\sigma_0(t) + \sum_{\mu=1}^N \Delta\sigma_{\mu}(t) \quad (\text{V. 35})$$

Pour le modèle de Hooke, la contrainte  $\sigma_0(t)$  au temps  $t$  (éq. (V. 36)) et  $t + \Delta t$  (éq. (V. 37)) est déterminée par intégration de la différentielle :

$$\dot{\sigma}_0(t) = E_0(t)\dot{\varepsilon}_0^{ve}(t) \Rightarrow \sigma_0(t) = \sigma_0(t_0) + \int_{t_0}^t E_0(\tau)\dot{\varepsilon}_0^{ve}(\tau)d\tau \quad (\text{V. 36})$$

De même, à l'instant  $t + \Delta t$  :

$$\sigma_0(t + \Delta t) = \sigma_0(t_0) + \int_{t_0}^{t+\Delta t} E_0(\tau)\dot{\varepsilon}_0^{ve}(\tau)d\tau \quad (\text{V. 37})$$

L'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_0(t)$  est alors défini par :

$$\Delta\sigma_0(t) = \sigma_0(t + \Delta t) - \sigma_0(t) \quad (\text{V. 38})$$

Pour le modèle de Maxwell élémentaire de la branche  $\mu$ , par intégration de l'équation différentielle (éq. (V. 30), on obtient :

A l'instant  $t$  :

$$\sigma_{\mu}(t) = E_{\mu}(t_0)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(t_0)e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}}} + \int_{t_0}^t E_{\mu}(\tau)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(\tau)e^{-\frac{t-\tau}{\tau_{\mu}}} d\tau \quad (\text{V. 39})$$

A l'instant  $t + \Delta t$  :

$$\sigma_{\mu}(t + \Delta t) = E_{\mu}(t_0)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(t_0)e^{-\frac{t+\Delta t-t_0}{\tau_{\mu}}} + \int_{t_0}^{t+\Delta t} E_{\mu}(\tau)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(\tau)e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\tau_{\mu}}} d\tau \quad (\text{V. 40})$$

L'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_{\mu}(t)$  est alors défini par :

$$\Delta\sigma_{\mu}(t) = \sigma_{\mu}(t + \Delta t) - \sigma_{\mu}(t) \quad (\text{V. 41})$$

❖ **Fonction de relaxation sous forme incrémentale**

D'après la deuxième équation de Boltzmann, les fonctions de relaxation  $R(t_0, t)$  et  $R(t, \tau)$  sont définies par l'intégrale de Stieltjes (éq. (V. 42)) :

$$\sigma(t) = R(t_0, t)\varepsilon^{ve}(t_0) + \int_{t_0}^t R(\tau, t)\dot{\varepsilon}^{ve}(\tau)d\tau \quad (\text{V. 42})$$

D'après les équations (V. 31), (V. 36) et (V. 40), la loi du comportement est définie par cette équation :

$$\begin{aligned} \sigma(t) = E_0(t_0)\varepsilon^{ve}(t_0) + \int_{t_0}^{t+\Delta t} E_0(\tau)\dot{\varepsilon}_0^{ve}(\tau)d\tau \\ + \sum_{\mu=1}^N \left( E_{\mu}(t_0)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(t_0)e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}}} + \int_{t_0}^t E_{\mu}(\tau)\dot{\varepsilon}_{\mu}^{ve}(\tau)e^{-\frac{t-\tau}{\tau_{\mu}}} d\tau \right) \end{aligned} \quad (\text{V. 43})$$

Par comparaison entre les équations (V. 42) et (V. 43), on identifie les fonctions de relaxation  $R(t_0, t)$  (éq. (V. 44)) et  $R(\tau, t)$  (éq. (V. 45)) :

$$R(t_0, t) = E_0(t_0) + \sum_{\mu=1}^N E_{\mu}(t_0)e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}}} \quad (\text{V. 44})$$

$$R(\tau, t) = E_0(\tau) + \sum_{\mu=1}^N E_{\mu}(\tau)e^{-\frac{t-\tau}{\tau_{\mu}}} \quad (\text{V. 45})$$

❖ **Loi du comportement sous forme incrémentale  $\Delta\sigma(t) = f(\Delta\varepsilon^{ve}(t), E_{\mu}(t))$**

Connaissant la contrainte  $\sigma_{\mu}(t)$  au temps  $t$  (éq. (V. 39)) et la contrainte  $\sigma_{\mu}(t + \Delta t)$  au temps  $t + \Delta t$  (éq. (V. 40)), l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_{\mu}(t)$  peut être déterminé facilement. Si on prend  $e^{-\frac{\Delta t}{\tau_{\mu}}}$  comme facteur commun dans l'équation et que l'on fait la décomposition de l'intégrale en deux sous domaines du temps  $[t_0, t]$  et  $[t, t+\Delta t]$ , l'équation (V. 40) s'écrit sous cette forme :



$$\begin{aligned} \sigma_\mu(t + \Delta t) &= E_\mu(t_0) \dot{\varepsilon}_\mu^{ve}(t_0) e^{-\frac{t-t_0}{\tau_\mu}} e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} + e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \int_{t_0}^t E_\mu(\tau) \dot{\varepsilon}_\mu^{ve}(\tau) e^{-\frac{t-\tau}{\tau_\mu}} d\tau \\ &\quad + \int_t^{t+\Delta t} E_\mu(\tau) \dot{\varepsilon}_\mu^{ve}(\tau) e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\tau_\mu}} d\tau \end{aligned} \quad (\text{V. 46})$$

⇓

$$\sigma_\mu(t + \Delta t) = \sigma_\mu(t) e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} + \int_t^{t+\Delta t} E_\mu(\tau) \dot{\varepsilon}_\mu^{ve}(\tau) e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\tau_\mu}} d\tau$$

Pour résoudre l'équation (V. 46), les hypothèses de la linéarité des déformations  $\varepsilon^{ve}(t)$  et des paramètres de raideur  $E_\mu(t)$  dans l'intervalle fini  $[t, t+\Delta t]$  sont retenues, comme le montre la figure V-6.

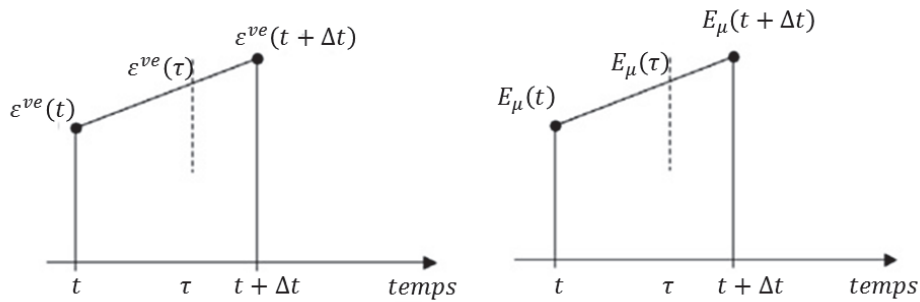


Figure V-6 : Progressions linéaires des paramètres  $\varepsilon^{ve}(t)$  et  $E_\mu(t)$

Ces hypothèses se traduisent par les équations (V. 47) et (V. 48) :

$$\varepsilon^{ve}(\tau) = \varepsilon^{ve}(t) + \Delta\varepsilon^{ve}(t) \left( \frac{\tau - t}{\Delta t} \right) \quad (\text{V. 47})$$

avec  $\Delta\varepsilon^{ve}(t) = \varepsilon^{ve}(t + \Delta t) - \varepsilon^{ve}(t)$  et  $\dot{\varepsilon}_\mu^{ve}(t) = \frac{\Delta\varepsilon^{ve}(t)}{\Delta t}$

De même, pour  $E_\mu(t)$  :

$$\text{Pour tout } \mu \in [0, N], \quad E_\mu(\tau) = E_\mu(t) + \Delta E_\mu(t) \left( \frac{\tau - t}{\Delta t} \right) \quad (\text{V. 48})$$

avec :

$$\Delta E_\mu(\tau) = E_\mu(t + \Delta t) - E_\mu(t) \text{ et } \dot{E}_\mu(t) = \frac{\Delta E_\mu(t)}{\Delta t}$$

$\tau$  représente le temps écoulé entre les temps  $t$  et  $t+\Delta t$ .

L'intégration par parties de l'équation (V. 46) avec la considération des hypothèses de linéarité conduit à l'expression (V. 50) :

Linéarité de  $\varepsilon^{ve}(t)$  et intégration par parties  $\Rightarrow$

$$\begin{aligned} \sigma_\mu(t + \Delta t) &= \sigma_\mu(t) e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \\ &\quad + \tau_\mu \frac{\Delta\varepsilon^{ve}(t)}{\Delta t} \left( \left[ E_\mu(\tau) e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\tau_\mu}} \right]_t^{t+\Delta t} - \int_t^{t+\Delta t} \dot{E}_\mu(\tau) e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\tau_\mu}} d\tau \right) \end{aligned} \quad (\text{V. 49})$$

Linéarité de  $E_\mu(\tau) \Rightarrow$

$$\begin{aligned} \sigma_\mu(t + \Delta t) = & \sigma_\mu(t) e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \\ & + \tau_\mu \frac{\Delta \varepsilon^{ve}(t)}{\Delta t} \left( \left( E_\mu(t + \Delta t) - E_\mu(t) e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) - \tau_\mu \frac{\Delta E_\mu(t)}{\Delta t} \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right) \end{aligned} \quad (V. 50)$$

Après arrangement, l'expression de l'incrément de contrainte s'écrit :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_\mu(t) = & \sigma_\mu(t) \left( e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} - 1 \right) \\ & + \tau_\mu \frac{\Delta \varepsilon^{ve}(t)}{\Delta t} \left( \left( E_\mu(t + \Delta t) - E_\mu(t) e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) - \tau_\mu \frac{\Delta E_\mu(t)}{\Delta t} \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right) \end{aligned} \quad (V. 51)$$

Finalement, par arrangement de la relation précédente,  $\Delta \sigma_\mu(t)$  s'exprime comme une fonction linéaire de  $\Delta \varepsilon^{ve}(t)$  :

$$\Delta \sigma_\mu(t) = \sigma_\mu^{hist}(t) + \Delta \varepsilon^{ve}(t) \tilde{E}_\mu(t) \quad (V. 52)$$

avec :

$$\sigma_\mu^{hist}(t) = \sigma_\mu(t) \left( e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} - 1 \right) \quad (V. 53)$$

$$\tilde{E}_\mu(t) = \frac{\tau_\mu}{\Delta t} \left( E_\mu(t) \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) - \Delta E_\mu \left( 1 - \frac{\tau_\mu}{\Delta t} \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right) \right) \quad (V. 54)$$

Enfin, l'incrément de contrainte totale  $\Delta \sigma(t)$  (éq. (V. 55)) est calculé par la sommation des  $\Delta \sigma_\mu(t)$  (éq. (V. 52)) :

$$\Delta \sigma(t) = \sigma^{hist}(t) + \Delta \varepsilon^{ve}(t) \tilde{E}(t) \quad (V. 55)$$

avec :

$$\sigma^{hist}(t) = \sum_{\mu=1}^N \sigma_\mu^{hist}(t) = \sum_{\mu=1}^N \sigma_\mu(t) \left( e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} - 1 \right) \quad (V. 56)$$

$$\begin{aligned} \tilde{E}(t) = & \left( E_0(t) + \frac{\Delta E_0(t)}{2} \right) \\ & + \sum_{\mu=1}^N \frac{\tau_\mu}{\Delta t} \left( E_\mu(t) \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) - \Delta E_\mu \left( 1 - \frac{\tau_\mu}{\Delta t} \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right) \right) \end{aligned} \quad (V. 57)$$

où  $\sigma^{hist}(t)$  représente la mémoire et l'histoire des sollicitations appliquées sur le matériau et ses influences sur la réponse actuelle à l'instant  $t + \Delta t$ .  $\tilde{E}(t)$  est un module fictif dépendant des valeurs de  $E_\mu(t)$ .

Il est important à noter que dans le cas où  $\mu = 0$ , c'est-à-dire pour le module de Hooke, le temps de relaxation est nul. L'incrément de contrainte  $\Delta \sigma_0(t)$  est déterminé par l'équation (V. 58) :

$$\Delta \sigma_0(t) = \Delta \varepsilon^{ve}(t) \left( E_0(t) + \frac{\Delta E_0(t)}{2} \right) \quad (V. 58)$$

A l'instant  $t_0$ , la réponse du modèle est purement élastique, la partition des contraintes aux différentes branches du modèle est alors :

$$\mu = 0, \dots, N \quad \sigma_\mu(t_0) = E_\mu(t_0)\varepsilon^{ve}(t_0) \quad (\text{V. 59})$$

où  $\varepsilon^{ve}(t_0)$  est la déformation élastique initiale.

Avec cette formulation, l'objectif prévu est atteint : le volume de données à stocker et à traiter est réduit de manière très significative, puisqu'il n'est plus nécessaire de garder en mémoire toute l'histoire passée du chargement pour l'utiliser à chaque instant.

Par souci de clarté,  $\varepsilon^{ve}(t)$  désigne la déformation viscoélastique du matériau. Comme souligné au §V.2.2.2.2, si le matériau présente des déformations dues de retrait ou dilations thermique, il convient de considérer les dilations libres,  $\varepsilon^*$ . Dans ce cas,  $\varepsilon^{ve}(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon^*(t)$ .

### V.2.3 Viscoélasticité linéaire tridimensionnelle

Nous dédions cette partie à la formulation de la loi de comportement viscoélastique linéaire pour le milieu continu tridimensionnel, en se basant sur les concepts déjà exposés.

#### V.2.3.1 Hypothèses

Nous nous plaçons toujours dans le cadre de l'hypothèse des petites perturbations : les déplacements entre la configuration de référence et la configuration actuelle sont très petits et le gradient des déplacements est également petit. Cette hypothèse se traduit alors par la linéarité de déformation (éq. (V. 60)) avec  $\underline{\underline{d}}$ , tenseur du taux de déformation.

$$\underline{\underline{d}} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{V. 60})$$

De plus, nous considérons que le matériau est un matériau boltzmannien et son comportement vérifie le principe de superposition déjà présenté dans l'approche unidimensionnelle.

Les expressions précédentes de Volterra et de Boltzmann dans le cas 3D deviennent :

#### (1) Relations de Volterra

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\varepsilon}}(t) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(t) &= \mathbb{J}(t, t) : \underline{\underline{\sigma}}(t) - \int_{t_0}^t \frac{\partial \mathbb{J}(\tau, t)}{\partial \tau} : \underline{\underline{\sigma}}(\tau) d\tau \\ \underline{\underline{\sigma}}(t) &= \mathbb{R}(t, t) \left( \underline{\underline{\varepsilon}}(t) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(t) \right) - \int_{t_0}^t \frac{\partial \mathbb{R}(\tau, t)}{\partial \tau} \left( \underline{\underline{\varepsilon}}(\tau) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(\tau) \right) d\tau \end{aligned} \quad (\text{V. 61})$$

#### (2) Relations de Boltzmann

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\varepsilon}}(t) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(t) &= \mathbb{J}(t_0, t) : \underline{\underline{\sigma}}(t_0) - \int_{t_0}^t \mathbb{J}(\tau, t) : \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}(\tau)}{\partial \tau} d\tau \\ \underline{\underline{\sigma}}(t) &= \mathbb{R}(t_0, t) : \left( \underline{\underline{\varepsilon}}(t_0) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(t_0) \right) - \int_{t_0}^t \mathbb{R}(\tau, t) : \frac{\partial \left( \underline{\underline{\varepsilon}}(\tau) - \underline{\underline{\varepsilon}}^*(\tau) \right)}{\partial \tau} d\tau \end{aligned} \quad (\text{V. 62})$$

avec  $\mathbb{R}$  et  $\mathbb{J}$  sont les tenseurs de relaxation et de fluage respectivement.

### V.2.3.2 Symétries matérielles

Par analogie avec la théorie d'élasticité, si des conditions de symétrie sont vérifiées, on peut réduire le nombre des composantes du tenseur de fluage  $\mathbb{J}$  et du tenseur de relaxation  $\mathbb{R}$ . Par exemple, dans le cas d'un matériau viscoélastique isotrope, le nombre de composantes indépendantes se réduit à deux, et à 9 dans le cas orthotrope.

Comme la symétrie du tenseur des contraintes de Cauchy  $\underline{\underline{\sigma}}$  et du tenseur des déformations est toujours vérifiée, il est commode de réduire la matrice associée à chacun des tenseurs à un vecteur colonne et par conséquent, les tenseurs  $\mathbb{R}$  et  $\mathbb{J}$ <sup>4</sup> peuvent être représentés par des matrices carrées  $6 \times 6$  (voir section suivante (cas d'un matériau isotrope)).

### V.2.3.3 Matériau viscoélastique linéaire isotrope

Cette partie est consacrée à l'étude du cas particulier du matériau isotrope, compte tenu de son importance pratique. Un matériau isotrope est caractérisé par des propriétés mécaniques et viscoélastiques invariables dans toutes les directions. Ces symétries matérielles réduisent le nombre de composantes indépendantes des matrices des tenseurs  $\mathbb{R}(t_0, t)$  et  $\mathbb{J}(t_0, t)$  à deux.

L'évolution de déformations d'un matériau viscoélastique isotrope sous une contrainte constante ( $\underline{\underline{\sigma}}(t) = \underline{\underline{\sigma}}(t_0)Y(t - t_0)$ ) peut être traduite par la relation (V. 63).

$$\{\varepsilon(t)\} = (1 + \nu(t_0, t))J(t_0, t)\{\sigma(t_0)\} - \nu(t_0, t)J(t_0, t)tr(\underline{\underline{\sigma}})\{I\} \quad (V. 63)$$

Avec :

- $J(t_0, t)$  est la fonction de fluage en compression ou traction simple,
- $\nu(t_0, t)$  est une fonction analogue au coefficient de Poisson,
- $tr()$  est l'opérateur trace,
- $\{ \}$  est un vecteur colonne.

#### **Fonction de relaxation :**

La réponse à une expérience de relaxation  $\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = \underline{\underline{\varepsilon}}(t_0)Y(t - t_0)$  d'un matériau viscoélastique isotrope se traduit par la relation (V. 64).

$$\{\sigma(t)\} = \lambda(t_0, t)tr(\underline{\underline{\varepsilon}}(t_0))\{I\} + 2\mu(t_0, t)\{\varepsilon(t_0)\} \quad (V. 64)$$

où

- $\mu(t_0, t)$  est la fonction de relaxation en cisaillement simple,
- $\lambda(t_0, t) + 2\mu(t_0, t)$  est la fonction de relaxation en extension simple,
- $3\lambda(t_0, t) + 2\mu(t_0, t)$  est la fonction de relaxation en compression isotrope.

**Remarque :** En pratique, pour certains matériaux, les résultats expérimentaux valident l'hypothèse proposée sur la fonction  $\nu(t_0, t)$  de la considérer égale au coefficient de Poisson de la réponse élastique instantanée du matériau.

Dans ce cas, on peut déduire la matrice associée au tenseur de fluage ( $6 \times 6$ ) :

---

<sup>4</sup>  $\mathbb{R}$  et  $\mathbb{J}$  sont deux tenseurs d'ordre 4

$$[J(t_0, t)] = J(t_0, t)[v] \quad (\text{V. 65})$$

avec :

$$[v] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \nu + 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \nu + 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \nu + 1 \end{bmatrix} \quad (\text{V. 66})$$

#### V.2.3.4 Matériau viscoélastique linéaire orthotrope

Afin de décrire le comportement dans le temps d'un matériau viscoélastique linéaire orthotrope, il faut trouver la matrice de relaxation ou de fluage de ce matériau dans laquelle l'évolution des déformations dans toutes les directions d'orthotropie est décrite. Dans ce paragraphe nous présentons la forme et les paramètres nécessaires à identifier pour décrire le comportement viscoélastique orthotrope.

La réponse d'un matériau élastique orthotrope à un instant donné est régie par la loi de Hooke qui fournit une relation entre les déformations et les contraintes sous la forme d'une matrice de souplesse  $6 \times 6$  (notée [S]) comme dans le cas d'un matériau isotrope. La matrice de souplesse dans ce cas dépend des 9 grandeurs indépendantes : 3 modules d'Young, 3 modules de cisaillement et 3 coefficient de Poisson.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_T \\ \varepsilon_R \\ \gamma_{TR} \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{LT} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & & & \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & \frac{1}{E_T} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & & & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & \frac{1}{E_R} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{TR}} & 0 & 0 \\ & & & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 \\ & & & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_T \\ \sigma_R \\ \tau_{TR} \\ \tau_{LR} \\ \tau_{LT} \end{Bmatrix} \quad (\text{V. 67})$$

avec :

- $\varepsilon_L, \varepsilon_R$  et  $\varepsilon_T$  : Déformations selon les trois directions.
- $\gamma_{RT}, \gamma_{LT}$  et  $\gamma_{LR}$  : Glissement selon les trois plans de cisaillement.
- $E_L, E_R$  et  $E_T$  : Modules d'élasticité selon les trois directions.
- $G_{RT}, G_{LT}$  et  $G_{LR}$  : Modules de cisaillement selon les trois plans.
- $\nu_{LR}, \nu_{RL}, \nu_{RT}, \nu_{TR}, \nu_{LT}$  et  $\nu_{TL}$  : Coefficients de Poisson.
- $\sigma_L, \sigma_R$  et  $\sigma_T$  : Contraintes normales selon les trois directions.
- $\tau_{RT}, \tau_{LT}$  et  $\tau_{LR}$  : Contraintes de cisaillement selon les trois plans.

Comme dans le cas du chargement statique, pour un chargement permanent, le comportement viscoélastique d'un matériau orthotrope se décrit par une matrice de relaxation dépendant de neuf grandeurs indépendantes. Ces neuf grandeurs sont dépendantes de l'instant d'application du chargement  $t_0$  et de l'instant actuel  $t$  (temps après chargement). Comme dans le cas isotrope, si nous supposons que les coefficients de Poisson sont constants et n'évoluent pas au cours de temps, le nombre des variables à identifier se réduit à six.



D'autre part, pour simplifier le calcul et l'identification des fonctions de relaxations dans les différentes directions et vu que l'identification de la fonction de relaxation dans certaines directions est presque impossible (à cause de la faible épaisseur, difficulté de mesure de l'évolution des déformations expérimentalement...), nous introduisons ici l'hypothèse supplémentaire que les modules d'Young évoluent dans le temps de manière proportionnelle à une même fonction de relaxation adimensionnelle  $\rho_E(t_0, t)$  et les modules de cisaillement évoluent proportionnellement à une autre fonction de relaxation adimensionnelle  $\rho_G(t_0, t)$ . Par conséquent, la matrice de relaxation s'exprime par :

$$[R(t_0, t)] = [\rho(t_0, t)][C(t_0)] \quad (\text{V. 68})$$

avec :  $[C(t_0)] = [S(t_0)]^{-1}$ , la matrice d'élasticité au moment du chargement  $t_0$ .  $[\rho(t_0, t)]$  (éq. (V. 69)) est une matrice diagonale  $6 \times 6$  (associée à un tenseur d'ordre 4) contenant les fonctions adimensionnelles.

$$[\rho(t_0, t)] = \begin{bmatrix} \rho_E(t_0, t) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho_E(t_0, t) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho_E(t_0, t) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \rho_G(t_0, t) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \rho_G(t_0, t) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \rho_G(t_0, t) \end{bmatrix} \quad (\text{V. 69})$$

Pour trouver la formulation incrémentale, il nous faut écrire les deux fonctions adimensionnelles sous la forme d'une série de Dirichlet. La matrice  $[\rho(t_0, t)]$  peut s'écrire sous la forme d'une sommation des matrices dans le cas où on utilise le même nombre de branches dans les modèles de Maxwell (N) pour les deux fonctions :

$$\rho_E(t_0, t) = \omega_0^E(t_0) + \sum_{\mu=1}^N \omega_{\mu}^E(t_0) e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}^E}} \quad (\text{V. 70})$$

$$\rho_G(t_0, t) = \omega_0^G(t_0) + \sum_{\mu=1}^N \omega_{\mu}^G(t_0) e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}^G}} \quad (\text{V. 71})$$

alors :

$$[\rho(t_0, t)] = [\omega_0(t_0)] \sum_{\mu=1}^N [\omega_{\mu}(t_0)] [Exp_{\mu}(t_0, t)] \quad (\text{V. 72})$$

avec :

$\tau_{\mu}^E$  et  $\tau_{\mu}^G$  sont les temps de relaxation pour les deux fonctions  $\rho_E(t_0, t)$  et  $\rho_G(t_0, t)$ , respectivement,

$\omega_{\mu}^E$  et  $\omega_{\mu}^G$  sont des constantes (matériau non vieillissant) ou des fonctions du temps de chargement (matériau vieillissant), ces paramètres doivent être identifiés comme les coefficients  $E_{\mu}(t_0)$  (la méthode sera présentée dans la suite de ce chapitre) avec les conditions  $\sum_{\mu=0}^N \omega_{\mu}^E = \sum_{\mu=0}^N \omega_{\mu}^G = 1$ ,

$$\forall \mu = 0, \dots, N, \quad [\omega_{\mu}(t_0)] = \begin{bmatrix} \omega_{\mu}^E(t_0) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \omega_{\mu}^E(t_0) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \omega_{\mu}^E(t_0) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \omega_{\mu}^G(t_0) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \omega_{\mu}^G(t_0) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \omega_{\mu}^G(t_0) \end{bmatrix} \quad (\text{V. 73})$$



$$\tilde{E}_{ijkl}(t) = \left( E_{0,ijkl}(t) + \frac{\Delta E_{0,ijkl}(t)}{2} \right) + \frac{1}{\Delta t} \sum_{\mu=1}^N \frac{E_{\mu,ijkl}(t)(1 - e^{-\alpha_{\mu,ijkl}\Delta t}) + \Delta E_{\mu,ijkl}(t) \left( 1 - \frac{1 - e^{-\alpha_{\mu,ijkl}\Delta t}}{\alpha_{\mu,ijkl}\Delta t} \right)}{\alpha_{\mu,ijkl}} \quad (\text{V. 80})$$

$$\sigma_{ij}^{hist} = \sum_{\mu=1}^N \left( \sum_{k=1}^3 \left( \sum_{l=1}^3 \sigma_{\mu,ijkl}(t) [e^{-\alpha_{\mu,ijkl}\Delta t} - 1] \right) \right) \quad (\text{V. 81})$$

et

$$\sigma_{\mu,ijkl}(t_0) = E_{\mu,ijkl}(t_0) \varepsilon_{kl}^{ve}(t_0) \quad [\text{sans sommation sur } k \text{ et } l] \quad (\text{V. 82})$$

$$\sigma_{\mu,ijkl}(t) = E_{\mu,ijkl}(t_0) e^{-\alpha_{\mu,ijkl}(t-t_0)} \varepsilon_{kl}^{ve}(t_0) + \int_{t_0}^t E_{\mu,ijkl}(\tau) e^{-\alpha_{\mu,ijkl}(t-\tau)} \dot{\varepsilon}_{kl}^{ve}(\tau) d\tau \quad (\text{V. 83})$$

$\sigma_{\mu,ijkl}(t)$  est analogue à  $\sigma_{\mu,ij}(t)$  (même formule) mais dans le calcul de  $\sigma_{\mu,ij}(t)$ , on fait la sommation des termes qui ont des indices répétés (sommation sur  $k$  et  $l$  selon l'écriture d'Einstein) et en revanche, dans la relation de  $\sigma_{\mu,ijkl}(t)$  on ne fait pas la sommation.

$$\forall t, \Delta t, \quad \sigma_{\mu,ij}(t) = \sum_{k=1}^3 \left( \sum_{l=1}^3 \sigma_{\mu,ijkl}(t) \right) \quad (\text{V. 84})$$

### V.2.3.6 Identification des paramètres de la formulation incrémentale

L'expansion des composantes de la matrice associée au tenseur de relaxation en une série de fonctions exponentielles, nommée série de Dirichlet engendre une difficulté mathématique parce que les paramètres  $E_{\mu,ijkl}(t)$  sont des fonctions dépendantes du temps ce qui rend l'ajustement entre la courbe de relaxation expérimentale avec la courbe théorique de la série de Dirichlet difficile [BAZ 74].

Si le nombre des branches dans le modèle de Maxwell,  $N$ , et le tenseur  $\tilde{\mathbb{E}}(t)$  et les  $\underline{\underline{\alpha_{\mu}}}$  sont connus, on peut déterminer la série de Dirichlet complètement. Les  $\underline{\underline{\alpha_{\mu}}}$  sont des constantes et sont fixés préalablement de façon à ce que la distribution des temps de relaxation  $\underline{\underline{\tau_{\mu}}} = \frac{1}{\underline{\underline{\alpha_{\mu}}}}$  soit suffisamment serrée.

Pour simplifier la présentation, nous allons exposer dans la suite la méthodologie et la procédure à suivre pour identifier ces paramètres dans le cas unidimensionnel. Cette démarche sera généralisable pour chaque dimension dans un cas tridimensionnel.

Dans tous les cas, nous supposons que la fonction de relaxation  $R(t_0, t)$  est connue soit expérimentalement soit à partir de la fonction de fluage  $J(t_0, t)$  (c'est le cas le plus souvent). Il nous reste à déterminer sa décomposition ou sa partition en série de Dirichlet (c'est-à-dire  $N, E_{\mu}(t_0)$  et  $\tau_{\mu}$ )

#### V.2.3.6.1 Passage d'une fonction de fluage à $R(t_0, t)$

Du point de vue pratique, la réalisation d'un essai de fluage sur un matériau est plus simple à réaliser que l'essai de relaxation. La fonction de relaxation du matériau étant le plus souvent inconnue, il est nécessaire donc, dans un premier temps, d'inverser la fonction de fluage afin d'obtenir l'expression de celle-ci.

A titre d'information, on peut trouver à partir d'un modèle Kelvin généralisé la décomposition de la fonction de fluage en une série de Dirichlet (éq. (V. 85)), mais, pour un matériau vieillissant, le modèle de Kelvin doit être évité du point de vue thermodynamique car il est possible que pour certaines valeurs du pas de temps, le modèle de Kelvin ne puisse pas vérifier la condition sur la fonction de fluage issue

du deuxième principe de thermodynamique  $\left(\frac{\partial^2 J(t_0, t)}{\partial t \partial t_0} \geq 0\right)$  par l'obtention de valeurs de raideur négatives. A l'inverse, le modèle de Maxwell ne présente pas cet inconvénient. En plus, le modèle de Kelvin convient plus aux matériaux vieillissants qui présentent des fonctions de fluage non divergentes [BAZ 78].

$$J(t_0, t) = \frac{1}{E_0(t)} + \sum_{\mu=1}^N \frac{\tau_\mu}{\eta_\mu(t_0)} \left[1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_\mu}}\right] \quad (\text{V. 85})$$

La résolution numérique directe de la relation existante entre les deux fonctions  $J$  et  $R$  (éq. (V. 8)) repose sur une discrétisation du temps. Soit le domaine d'étude  $[t_0, t]$ , on divise ce domaine en de petits intervalles  $[t_{j-1}, t_j]$ , l'équation (V. 8) devient :

$$J(t_k, t_k)R(t_0, t_k) - \sum_{j=1}^k \int_{t_{j-1}}^{t_j} \frac{\partial J(\tau, t_k)}{\partial \tau} R(t_0, \tau) d\tau = 1 \quad \text{pour tout } t_k > t_0 \quad (\text{V. 86})$$

Considérons que la valeur de  $R(t_0, \tau)$  est constante sur l'intervalle  $[t_j, t_{j+1}]$ , on peut alors approcher l'intégrale de l'équation (V. 86) par l'équation (V. 87) :

$$\begin{aligned} \int_{t_{j-1}}^{t_j} \frac{\partial J(\tau, t_k)}{\partial \tau} R(t_0, \tau) d\tau &\Rightarrow \approx \frac{R(t_0, t_j) + R(t_0, t_{j-1})}{2} \int_{t_{j-1}}^{t_j} \frac{\partial J(\tau, t_k)}{\partial \tau} d\tau \Rightarrow \\ &\approx \frac{R(t_0, t_j) + R(t_0, t_{j-1})}{2} (J(t_j, t_k) - J(t_{j-1}, t_k)) \end{aligned} \quad (\text{V. 87})$$

Remplacement de l'intégral dans l'équation (V. 86) par sa valeur approchée  $\Rightarrow$

$$J(t_k, t_k)R(t_0, t_k) - \sum_{j=1}^k \frac{R(t_0, t_j) + R(t_0, t_{j-1})}{2} (J(t_j, t_k) - J(t_{j-1}, t_k)) = 1 \quad (\text{V. 88})$$

Après développements et réarrangement, l'équation (V. 88) devient :

$$\begin{aligned} &R(t_0, t_k) \\ &= \frac{2 + R(t_0, t_0)[J(t_1, t_k) - J(t_0, t_k)] + \sum_{j=1}^{k-1} R(t_0, t_j) (J(t_{j+1}, t_k) - J(t_{j-1}, t_k))}{J(t_k, t_k) + (t_{k-1}, t_k)} \end{aligned} \quad (\text{V. 89})$$

où  $R(t_0, t_0) = E(t_0)$  est le module d'Young élastique instantané.

#### V.2.3.6.2 Loi de pas de temps

Dans notre travail, nous allons utiliser pour discrétiser le temps, la loi retenue par Jurkiewicz [JUR 96] pour le calcul de  $R$  et pour la calibration des paramètres de la formulation incrémentale ; elle s'écrit :

$$t_j - t_{j-1} = j^q \Delta t_1 \quad \text{où } q = 1,5 \text{ et } \Delta t_1 = 1 \text{ jour} \quad (\text{V. 90})$$

Cette loi impose des pas de calcul petits au début et avec l'augmentation du temps, le pas augmente progressivement.

#### V.2.3.6.3 Nombre de branches du modèle de Maxwell

C'est le premier paramètre de la formulation incrémentale à fixer ( $N+I$ ) est le nombre de branches dans le modèle de Maxwell et il représente le nombre de termes dans la série de Dirichlet.

Généralement, le choix de ce nombre est réalisé après une confrontation entre des courbes issues d'une étude expérimentale et d'autres, issues de la décomposition de  $R$  en série de Dirichlet pour différentes valeurs de ( $N+I$ ) et pour des temps initiaux de chargement  $t_0$  différents. On retient la valeur de  $N$  qui nous

donne la meilleure approximation de la fonction de relaxation réelle par la série de Dirichlet ( $Courbe_{R_{Dirichlet}(t_0,t,N)} \cong Courbe_{R_{réelle}}$ ).

Dans le cas du béton, plusieurs études ont été réalisées pour déterminer le nombre de branches nécessaire pour approcher le plus mieux possible ses comportements différés. Jurkiewicz a trouvé dans son travail de thèse [JUR 96] que l'estimation de la fonction de relaxation par une série de Dirichlet de 5 termes (un modèle de Maxwell de 5 branches ( $N=4$ )) est suffisante. Cette estimation est encore confirmée dans la thèse de Buzon [BUZ 03].

#### V.2.3.6.4 Les temps de relaxation $\tau_\mu$

Après le choix du nombre de branches, les valeurs affectées aux temps de relaxation doivent être déterminées avant corrélation des courbes de fluage pour couvrir la durée d'observation des déformations  $[t_{min}, t_{max}]$ . Les valeurs extrêmes de  $\tau_\mu$  doivent vérifier les conditions suivantes (éq. (V. 91)) selon [BAZ 88] avec  $t_0$  l'âge du béton au moment du chargement.

$$\begin{cases} \tau_1 < 3t_{min} \\ \tau_1 < 0,1t_0 \\ \tau_N < 0,5t_{max} \end{cases} \quad (V. 91)$$

Dans un solide viscoélastique, les valeurs de  $\tau_\mu$  sont déterminées par une progression proposée par Bazant [BAZ 74] suivant une loi puissance (V. 92), et validée par [JUR 96] et [BUZ 03].

$$\tau_\mu = \tau_1 10^{\mu-1} \text{ jours} \quad \mu = 1, \dots, N \quad (V. 92)$$

Selon Bazant, la valeur de  $\tau_1$  doit être à peu près égale au temps où la courbe de relaxation commence à descendre et  $\tau_N$  correspond au plus grand intervalle de temps considéré ( $t-t_0$ ).

#### V.2.3.6.5 Les paramètres $E_\mu(t_0)$

Selon Bazant, la meilleure méthode trouvée pour l'estimation des  $E_\mu(t_0)$  est la minimisation de l'expression suivante par la méthode des moindres carrés :

$$\begin{aligned} \Phi = \sum_{\beta} W_{\beta} [R(t_0, t_{\beta}) - R^{Re}(t_0, t_{\beta})]^2 &+ w_1 \sum_{\mu=1}^N (E_{\mu+1} - E_{\mu})^2 \\ &+ w_2 \sum_{\mu=1}^{N-1} (E_{\mu+2} - 2E_{\mu+1} + E_{\mu})^2 \\ &+ w_3 \sum_{\mu=1}^{N-2} (E_{\mu+3} - 3E_{\mu+2} + 3E_{\mu+1} - E_{\mu})^2 \end{aligned} \quad (V. 93)$$

où :

- $R(t_0, t_{\beta})$  est la fonction de relaxation estimée par la série de Dirichlet,
- $R^{Re}(t_0, t_{\beta})$  est la valeur donnée de la fonction de relaxation obtenue par inversion de la fonction de fluage,
- $w_1, w_2, et w_3$  sont des coefficients de pondération. Dans le cas des données très serrées on utilise ( $w_1 = w_2 = w_3 = 0$ ). On utilise des coefficients de pondération  $w_{\beta}$  devant les premiers termes de la relation précédente dans le cas où les données retenues de  $R^{Re}(t_{\beta}, t_0)$  ne sont pas équiréparties suivant l'échelle logarithmique de temps pour améliorer la qualité de lissage,
- $t_{\beta}$  : le temps de l'observation, il est mieux de choisir  $t_{\beta}$ , de telle sorte que les intervalles  $[t_{\beta} - t_0]$  ( $\beta = 1, 2, \dots$ ) soient uniformément répartis sur l'échelle  $\log(t-t_0)$ ,



- $[t_\beta - t_0] = 10^4 [t_{\beta-1} - t_0]$  selon Bazant ou la loi de discrétisation proposée par Jurkiewicz, présentée auparavant.

Les conditions de minimisation sont les suivantes :

$$\frac{\partial \Phi}{\partial E_\mu} = 0 \quad \mu = 0, \dots, N \quad (\text{V. 94})$$

On obtient alors un système linéaire de (N+1) équations en  $E_\mu$  sous la forme suivante :

$$[A]\{E\} = \{B\} \quad (\text{V. 95})$$

avec :

- $\{B\}$  : est un vecteur qui dépend des données de la fonction de relaxation (éq. (V. 96)),
- $\{E\}$  : Le vecteur des paramètres à déterminer (éq. (V. 97)),
- $[A]$  : est une matrice fonction du temps et des  $\tau_\mu$  (éq. (V. 98)).

$$B_0 = \sum_{\beta} W_{\beta} R^{Re}(t_{\beta}, t_0)$$

$$\forall q = 1, \dots, N \quad B_q = \sum_{\beta} W_{\beta} R^{Re}(t_{\beta}, t_0) e^{-\alpha_q(t_{\beta}-t_0)} \quad (\text{V. 96})$$

$$\{E\} = \begin{Bmatrix} E_0(t_0) \\ E_1(t_0) \\ \vdots \\ E_N(t_0) \end{Bmatrix} \quad (\text{V. 97})$$

$$A_{00} = \sum_{\beta} W_{\beta}$$

$$\forall q = 1, \dots, N \quad A_{0q} = \sum_{\beta} W_{\beta} e^{-\alpha_q(t_{\beta}-t_0)}$$

$$\forall p = 1, \dots, N \quad A_{p0} = \sum_{\beta} W_{\beta} e^{-\alpha_p(t_{\beta}-t_0)} \quad (\text{V. 98})$$

$$\forall p, q = 1, \dots, N \quad A_{pq} = \sum_{\beta} W_{\beta} e^{-\alpha_p(t_{\beta}-t_0)} e^{-\alpha_q(t_{\beta}-t_0)}$$

Dans le cas où le pas de temps est variable, les  $W_{\beta}$  existent et ses valeurs sur l'intervalle du temps  $[t_0, t_{\beta}]$  sont estimées par l'équation (V. 99):

$$W_0 = \frac{\beta_{tot}(t_1 - t_0)}{(t_{\beta} - t_0)}$$

$$W_{\beta_{tot}} = \frac{\beta_{tot}(t_{\beta_{tot}} - t_{\beta-1})}{(t_{\beta_{tot}} - t_0)} \quad (\text{V. 99})$$

$$W_{\beta} = \frac{\beta_{tot}(t_{\beta+1} - t_{\beta-1})}{2(t_{\beta} - t_0)} \quad \text{pour tout } \beta = 1, \dots, \beta_{tot} - 1$$

#### V.2.3.6.6 Les modules de raideur vieillissants $E_{\mu}(t)$

L'évolution de la raideur de chaque branche de Maxwell en fonction de l'âge de chargement est définie par un processus similaire au précédent, basé sur une corrélation des courbes de fluage pour un  $t_0$  donné. Par conséquent, à chaque âge d'application du chargement  $t_0$ , on a une fonction de fluage  $J(t, t_0)$ , à partir

de son inversion on détermine  $R(t, t_0)$  et ensuite, on identifie les paramètres  $E_\mu(t_0)$ . Pour un ensemble de valeurs de  $t_0$ , on peut tracer les courbes des variations de  $E_\mu(t_0)$  relatives à chaque modèle de Maxwell.

Les valeurs retenues de  $t_0$  sont choisies arbitrairement dans l'intervalle d'étude du matériau, à partir du premier chargement possible c'est-à-dire au-delà du temps de cure du matériau  $\{t_{01}, t_{02}, \dots, t_{0k}\}$ .

Dans le cas du béton, l'ensemble des temps de chargement proposé par Jurkiewicz [JUR 96] sera retenu dans notre travail. Pendant la durée de maturation ou durcissement (le premier mois après coulage) les  $t_0$  choisis sont très proche et après cette durée l'espacement entre les valeurs augmentent significativement avec l'augmentation de stabilité des propriétés du béton.

$$t_0(\text{jours}) \in \{1, 2, 4, 7, 14, 28, 365, 1825\} \quad (\text{V. 100})$$

Pour chaque valeur de  $t_0$  on a une valeur de  $E_\mu(t)$  identifiée par la méthode présentée précédemment. Pour approcher l'évolution de chaque  $E_\mu$ , la méthode proposée par [BAZ 74] et vérifiée dans plusieurs travaux [BUZ 03] [JUR 96] sera retenue dans notre travail, sa forme est :

$$E_\mu(t) = \Gamma_{\mu,0} + \sum_{j=1}^s \Gamma_{\mu,j} e^{-\gamma_j t} \text{ ou } E_\mu(t) = \Gamma_{\mu,0} + \sum_{j=1}^s \Gamma_{\mu,j} e^{\gamma_j(t'-t)} \quad (\text{V. 101})$$

où :

- le nombre de branche du lissage est  $s+1$ ,
- $t'$  est un paramètre que l'on peut ajouter pour préciser le domaine de définition,
- $\Gamma_{\mu,j}$  et  $\gamma_j$  sont des paramètres à identifier pour chaque  $E_\mu(t_0)$

**Les coefficients  $\gamma_j$  :**

Ils sont déterminés à partir d'une progression géométrique proposée par Jurkiewicz [JUR 96] :

$$\gamma_1^{-1} = 1 \text{ jour} \quad \text{et} \quad \gamma_j^{-1} = 1.5 \cdot 10^{j-1} \text{ jours} \quad \text{pour tout } j = 2, \dots, s \quad (\text{V. 102})$$

**Les coefficients  $\Gamma_{\mu,j}$  :**

L'identification des  $\Gamma_{\mu,j}$  est réalisée de façon identique à celle utilisée pour identifier les paramètres de la série Dirichlet. Pour chaque branche  $\mu$ , il faut identifier, par la procédure exposée dans la partie précédente,  $k$  valeurs de  $E_\mu(t_0)$ , chacune correspondant à une valeur de temps initial  $t_{0k}$ . On trouve alors pour chaque  $t_{0k}$  :

$$\{E_\mu(t_{0k})\} = \begin{Bmatrix} E_\mu(t_{01}) \\ E_\mu(t_{02}) \\ \vdots \\ E_\mu(t_{0k}) \end{Bmatrix} \quad (\text{V. 103})$$

L'utilisation de la méthode des moindres carrés pour lisser les fonctions  $E_\mu$  ramène le problème à un système d'équations linéaires (éq. (V. 104)) :

$$\{D\} = [C]\{\Gamma_\mu\} \quad (\text{V. 104})$$

avec :

$$D_0 = \sum_{i=0}^k w_i E_{\mu}(t_{0i}) \quad (V. 105)$$

$$\forall q = 1, \dots, s \quad D_q = \sum_{i=0}^k w_i E_{\mu}(t_{0i}) e^{\gamma_q(t'-t_{0i})}$$

$$\{\Gamma_{\mu}\} = \begin{Bmatrix} \Gamma_{\mu,1} \\ \Gamma_{\mu,2} \\ \vdots \\ \Gamma_{\mu,s} \end{Bmatrix} \quad (V. 106)$$

$$C_{00} = \sum_{i=0}^k w_i$$

$$\forall q = 1, \dots, s \quad C_{0q} = \sum_{i=0}^k w_i e^{\gamma_q(t'-t_{0i})} \quad (V. 107)$$

$$\forall p = 1, \dots, s \quad C_{p0} = \sum_{i=0}^k w_i e^{\gamma_p(t'-t_{0i})}$$

$$\forall p, q = 1, \dots, s \quad C_{pq} = \sum_{i=0}^k w_i e^{\gamma_p(t'-t_{0i})} e^{\gamma_q(t'-t_{0i})}$$

Les coefficients de pondération  $w_i$  sont déterminés de manière analogue au cas d'un matériau non vieillissant avec l'hypothèse des pas de temps variables.

### V.2.3.7 Tenseur des dilatations libres dans le cas tridimensionnel

La déformation totale d'un matériau soumis au fluage s'écrit sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = \underline{\underline{\varepsilon}}^{ve}(t) + \underline{\underline{\varepsilon}}^*(t) \quad (V. 108)$$

où  $\underline{\underline{\varepsilon}}^{ve}(t)$  est le tenseur des déformations de fluage et  $\underline{\underline{\varepsilon}}^*(t)$  est le tenseur des déformations libres indépendantes de l'état de contrainte du matériau après chargement.

Les déformations libres peuvent avoir deux formes : déformations de retrait et déformations ou dilatations thermiques. Dans le cas tridimensionnel, on représente ces déformations par des matrices diagonales constituées des déformations dans les directions principales.

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^*(t) = \underline{\underline{\varepsilon}}^{ret}(t) + \underline{\underline{\varepsilon}}^{the}(t) \quad (V. 109)$$

avec  $\underline{\underline{\varepsilon}}^{ret}(t)$ , le tenseur des déformations de retrait (éq. (V. 110)) et  $\underline{\underline{\varepsilon}}^{the}(t)$ , le tenseur des déformations thermiques (éq. (V. 111)).

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{ret}(t) = \begin{bmatrix} \varepsilon_I^{ret}(t) & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{II}^{ret}(t) & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{III}^{ret}(t) \end{bmatrix} \quad (V. 110)$$

$\varepsilon_I^{ret}(t)$ ,  $\varepsilon_{II}^{ret}(t)$  et  $\varepsilon_{III}^{ret}(t)$  sont des fonctions du temps déterminées par les modèles règlementaires. Dans le cas d'un retrait isotrope, les trois fonctions sont identiques.

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{\text{the}}(t) = (\theta(t) - \theta_0)\underline{\underline{\alpha}} = (\theta(t) - \theta_0) \begin{bmatrix} \alpha_I & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_{III} \end{bmatrix} \quad (\text{V. 111})$$

$\theta(t)$  est une fonction qui décrit l'évolution de la température du matériau au cours du temps,  $\theta_0$  est la température de référence et  $\underline{\underline{\alpha}}$  est le tenseur des coefficients de dilatations thermiques ( $\alpha_I$ ,  $\alpha_{II}$  et  $\alpha_{III}$  sont les coefficients de dilatation thermiques du matériau dans les trois directions principales et sont égaux pour un matériau isotrope).

## V.2.4 Synthèse

A travers cette revue bibliographique, il apparaît que la formulation incrémentale est la formulation adéquate pour la simulation numérique par un code d'éléments finis.

Pour la formulation intégrale, après une discrétisation des temps, l'utilisation des différentes méthodes d'intégration numérique comme la méthode de Riemann, Méthode des trapèzes, la méthode du point milieu, la méthode de Simpson et les méthodes de quadrature gaussiennes... peut ramener le problème à une succession des problèmes linéaires. Cependant, ce type de calcul nécessite le stockage des toutes les étapes ainsi que les valeurs calculées à chaque instant. Du point de vue de la programmation numérique, ces méthodes ne sont pas très intéressantes.

Même pour la formulation différentielle, il existe plusieurs méthodes pour la résolution mais l'implémentation de ces méthodes dans un code d'éléments finis n'est pas simple.

En conséquence, parmi les méthodes disponibles dans la littérature, la formulation incrémentale est la méthode qui assure la simplicité de l'implémentation dans un code d'éléments finis et la précision de calcul ainsi, il n'est pas nécessaire de stocker tous les états des déformations et des contraintes du matériau (histoire des sollicitations). Cette formulation de la théorie de la viscoélasticité linéaire sera retenue dans notre étude pour modéliser les comportements au cours du temps des poutres étudiées.

## V.3 Les méthodes simplifiées et les lois réglementaires

### V.3.1 La méthode du module effectif

En s'appuyant sur l'hypothèse de calcul du principe de superposition, l'intégrale de Stieltjes dans la relation de Boltzmann est simplifiée et remplacée par une valeur approchée. On obtient alors une relation de proportionnalité pour le calcul de la déformation sous charge, elle s'écrit sous cette forme :

$$\varepsilon^{ve}(t) = \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma(\tau) \cong J(t, t_0)\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E^{eff}(t_0, t)} \quad (\text{V. 112})$$

Cette relation est valable principalement en considérant des contraintes dans le domaine linéaire de comportement du matériau. Le problème se ramène à un problème purement élastique. Cette relation est retenue dans la plupart des modèles réglementaires de fluage du béton qui proposent différentes fonctions de fluage (ACI 209, Eurocode 2, BPEL 91, etc..). La décomposition de la fonction de fluage fait apparaître la déformation de fluage  $\varepsilon^{fl}(t)$ . Elle est alors déterminée soit à partir du terme de fluage spécifique  $C(t_0, t)$  soit à partir de l'expression du noyau de fluage (coefficient de fluage)  $\Phi(t_0, t)$ .

Les paramètres temporels  $t_0$  et  $t$  représentent respectivement l'âge du béton à l'application du chargement et à l'instant de la mesure de la déformation.

On peut décomposer la déformation totale ou viscoélastique en déformation de fluage et déformation instantanée, alors :

$$\varepsilon^{ve}(t) = \varepsilon^{fl}(t) + \varepsilon^{int}(t) \quad (\text{V. 113})$$

Les formes proposées de  $J(t_0, t)$  sont :

En fonction du fluage spécifique :

$$J(t_0, t) = \frac{1}{E(t_0)} + C(t_0, t) \Rightarrow \varepsilon^{fl}(t) = C(t_0, t)\sigma(t) \quad (\text{V. 114})$$

En fonction du coefficient de fluage (décomposition retenue par Eurocode 2, BPEL 91) :

$$J(t_0, t) = \frac{1}{E(t_0)} + \frac{\Phi(t_0, t)}{E_{28}} \Rightarrow \varepsilon^{fl}(t) = \frac{\Phi(t_0, t)}{E_{28}}\sigma(t) \quad (\text{V. 115})$$

avec  $E(t_0)$  est le module du béton à l'instant  $t_0$  du chargement

$E_{28}$  est le module du béton après 28 jours

Selon [BAZ 79], le vieillissement est généralement négligeable pour les polymères, cette méthode est alors bien adaptée à la modélisation de sa réponse au cours du temps.

Parmi les multiples modèles réglementaires de prédiction du fluage, nous présentons dans l'Annexe E le modèle de fluage de l'Eurocode 2 qui est le plus pertinent et le plus couramment employé pour modéliser le fluage du béton armé en considérant des contraintes dans le domaine linéaire de comportement du béton. La fonction de fluage proposée par ce modèle ne traduit pas tous les mécanismes internes de la microstructure du béton [BAZ 93]. Néanmoins, elle dépend de paramètres intrinsèques (composition du béton, rapport E/C, dosage en ciment, taille des granulats, etc.) et extrinsèques (température, teneur en eau, âge de chargement, etc.) [BAZ 88].

Cependant, la fonction de fluage de ce modèle reste relativement simple et dépendante de peu de paramètres. Cette loi sera retenue dans notre modélisation pour caler les paramètres vieillissants du modèle de Maxwell.

### ***V.3.2 La méthode du module effectif ajusté***

C'est une amélioration de la méthode précédente [BAZ 79] [LAC 96]. Un coefficient de vieillissement  $\chi(t_0, t)$  a été introduit pour prendre en considération les effets de vieillissement sur la redistribution des contraintes et sur la déformation de fluage. La correction a été appliquée sur la partie différée de déformation.

Le module élastique ajusté s'écrit :

$$E_{aju}(t_0, t) = \frac{1}{\frac{1}{E(t_0)} + \chi(t_0, t)\frac{\Phi(t_0, t)}{E_{28}}} \quad (\text{V. 116})$$

Et la déformation totale devient :

$$\varepsilon^{ve}(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E^{eff}(t_0, t)} + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_{aju}(t_0, t)} \quad (\text{V. 117})$$

### ***V.4 Modélisation du fluage de GFRP : modèle de Findley***

En l'absence de modèles règlementaires, la loi de puissance de Findley est le modèle le plus couramment utilisé pour modéliser le comportement au cours du temps des matériaux à base de polymères. Ce modèle est simple à utiliser, s'applique bien aux matériaux viscoélastiques linéaires et il est recommandé par la société américaine des ingénieurs civils (American Society of Civil Engineers ASCE). Le défaut majeur de ce modèle est la dépendance de ses paramètres aux conditions d'essais. Il ne peut pas être généralisé,



les relations établies ne restant valables que pour le matériau testé dans certaines conditions environnementales et pour un niveau du chargement précis.

Dans la littérature, nous trouvons que presque tous les chercheurs ont utilisé et montré la voie prédictive de ces lois empiriques de Findley dans la simulation de comportement à long-terme des matériaux et profilés pultrudés [HOL 80] [MOS 91] [BAN 92(1)] [MOT 93] [SCO98] [MEN 11] [SA 11(2)] [BOT 14] [SA 16]. Dans la suite de ce paragraphe, nous présentons la formulation de ce modèle en se basant sur les travaux cités.

Le comportement en fluage des matériaux GFRP sous une contrainte constante est décrite par l'évolution de la déformation au cours du temps. La forme générale de la loi de Findley peut s'exprimer :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + m \left( t/t_0 \right)^n \quad (\text{V. 118})$$

où  $\varepsilon(t)$  est la déformation totale du fluage à l'instant d'observation  $t$  (heures),  $\varepsilon_0$  et  $m$  sont des paramètres dépendants uniquement de la contrainte appliquée  $\sigma$ ,  $t_0$  est une constante qui est égale à une unité de temps (1 heure) et  $n$  est un paramètre indépendant du niveau de contrainte.

Il est important de noter que l'équation (V. 118) devient une ligne droite dans un graphique avec deux axes en échelle logarithmique. Cette méthode est efficace pour l'identification des paramètres de cette loi «  $m$  et  $n$  » à partir des résultats expérimentaux.

Selon Findley 1960, la dépendance des paramètres du modèle  $\varepsilon_0$  et  $m$  à la contrainte peut être représentée par des fonctions hyperboliques et dans ce cas l'équation (V. 118) devient :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon'_0 \sinh(\sigma/\sigma_0) + \varepsilon_t \sinh(\sigma/\sigma_t) \left( t/t_0 \right)^n \quad (\text{V. 119})$$

où  $\varepsilon'_0$ ,  $\sigma_0$  et  $\sigma_t$  sont des constantes matérielles déterminées à partir d'essais de fluage pour différents niveaux de contraintes et pour une température donnée. Pour des valeurs de rapports  $\sigma/\sigma_0$  et  $\sigma/\sigma_t$  inférieures à 1 (faible niveau de contrainte), l'équation (V. 119) peut être approximée par [BAN 92(1)] :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon'_0 (\sigma/\sigma_0) + \varepsilon_t (\sigma/\sigma_t) \left( t/t_0 \right)^n \quad (\text{V. 120})$$

Selon Bank et Mosallam [MOS 91] [BAN 92], l'équation (V. 120) peut être écrite sous cette forme :

$$\varepsilon(t) = \sigma \left( \frac{1}{E_0} + \frac{1}{E_t} t^n \right) \quad (\text{V. 121})$$

avec  $\sigma$ , la contrainte initiale appliquée à l'instant du chargement,  $E_0 = \sigma_0/\varepsilon'_0$ , le module élastique initial et  $E_t = \sigma_t/\varepsilon_t = \sigma/m$ , un module qui caractérise le comportement au cours du temps.

Après développements et réarrangement, à partir de l'équation (V. 121) on peut déduire le module viscoélastique du matériau  $E_v$  :

$$E_v(t) = \frac{\sigma}{\varepsilon(t)} = \frac{E_0 E_t}{E_0 + E_t t^n} \quad (\text{V. 122})$$

Pour de faibles charges, le comportement à long terme des composites est généralement linéaire et comme dans le cas d'un essai du fluage, la contrainte appliquée est maintenue constante au cours du temps (une seule contrainte appliquée), on peut supposer que  $\varepsilon'_0 = \varepsilon_0$  et  $\sigma_0 = \sigma$  sont la déformation instantanée et la contrainte appliquée au début de l'essai du fluage, respectivement. En utilisant les déformations mesurées expérimentalement dans une direction de sollicitation donnée, il est possible maintenant d'identifier les paramètres de loi de Findley  $\varepsilon_0$ ,  $\sigma$ ,  $m$  et  $n$  grâce à l'équation (V. 118) et d'identifier l'évolution du module viscoélastique au cours du temps grâce à l'équation (V. 122).

Dans le cas où le profilé GFRP pultrudé est sollicité en flexion, les études réalisées sur ce type de profilé dans la littérature ont montré que seuls le module de flexion longitudinale  $E^L$  et le module de cisaillement  $G^{LT}$  ont des influences remarquables sur les comportements local (déformations et contraintes) et global (flèche et moment) du profilé [BAN 92(1)] [MOT 93]. La modélisation numérique du comportement en fluage du profilé doit prendre en considération l'effet du cisaillement et le comportement orthotrope du profilé. Il est alors nécessaire d'identifier deux fonctions de fluage indépendantes : une pour décrire l'évolution des déformations longitudinales et l'autre pour les déformations de cisaillement.

En utilisant les lois de puissance de Findley, nous pouvons identifier l'évolution des déformations longitudinales et de cisaillement de la manière suivante :

$$\varepsilon^L(t) = \varepsilon^L_0 + m_e \left( t/t_0 \right)^{n_e} \quad (\text{V. 123})$$

$$\gamma(t) = \gamma_0 + m_g \left( t/t_0 \right)^{n_g} \quad (\text{V. 124})$$

$\varepsilon^L$  et  $\gamma$  sont respectivement les déformations longitudinale et de cisaillement dues au fluage du profilé à l'instant  $t$ .  $\varepsilon^L_0$  et  $\gamma_0$  sont les déformations longitudinale et de cisaillement initiales à l'instant du chargement respectivement.  $m_e$  et  $n_e$  sont les paramètres de la loi de Findley pour les déformations longitudinales et  $m_g$  et  $n_g$  sont les paramètres de la loi de Findley pour les déformations de cisaillement.

D'autre part, pour calculer les coefficients de fluage longitudinal et de cisaillement du profilé pultrudé, la procédure suivante a été adoptée :

La déformation totale  $\varepsilon(t)$  au cours du temps, dans une direction donnée, peut être décomposée en deux déformations :  $\varepsilon_0$  la déformation instantanée et  $\varepsilon_{cr}(t)$  l'incrément de déformation dû du fluage du profilé.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_{cr}(t) \quad (\text{V. 125})$$

L'évolution de la déformation sous une contrainte constante, dans le cas de matériaux non-vieillissants, peut s'écrire en fonction de la fonction de fluage  $J(t)$  sous la forme suivante :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t) \quad (\text{V. 126})$$

ou en fonction du coefficient du fluage  $\phi(t)$  :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \frac{1 + \phi(t)}{E_0} \quad (\text{V. 127})$$

En utilisant les relations (V. 123) et (V. 124) trouvées avec les lois de Findley, les coefficients du fluage du profilé GFRP peuvent être exprimés par :

$$\phi^E(t) = \frac{m_e t^{n_e}}{\varepsilon^L_0} = \frac{t^{n_e}}{\beta^E} \quad (\text{V. 128})$$

$$\phi^G(t) = \frac{m_g t^{n_g}}{\gamma_0} = \frac{t^{n_g}}{\beta^G} \quad (\text{V. 129})$$

Avec :  $\phi^E(t)$  et  $\phi^G(t)$  sont les coefficients du fluage longitudinal et de cisaillement du profilé pultrudé, respectivement.  $\beta^E$  et  $\beta^G$  sont deux paramètres dépendants de la contrainte initiale appliquée ( $\beta = \frac{E_0 \varepsilon_0}{\sigma_0}$ ).

Grâce à ces deux coefficients, il est possible maintenant d'identifier deux fonctions de fluage du profilé pultrudé dans la direction longitudinale et dans le plan du cisaillement. Ces deux fonctions seront alors introduites dans notre modélisation numérique pour faire l'identification des paramètres du modèle de Maxwell généralisé.

En outre, Bank et Mosallem [BAN 92(1)] [MOS 91] et Mottarm [MOT 93] ont proposé un modèle analytique pour calculer l'évolution des déplacements du profilé pultrudé au cours du temps. Ils ont en

effet identifié les modules viscoélastiques du profilé, en utilisant l'équation (V. 121), et les ont intégrés dans la théorie des poutres de Timoshenko pour trouver une relation entre ces modules et les déplacements à un instant donné  $t$ .

Considérons un profilé porté par deux appuis simples et soumis à une charge de flexion 3 points «  $P$  », comme le montre la figure V-7. Selon la théorie des poutres de Timoshenko, pour un instant du temps  $t$  le déplacement  $w(x,t)$  dans une section située à la position «  $x$  » par rapport à l'origine  $O$  peut être calculé par :

$$w(x, t) = w_s(x, t) + w_b(x, t) \quad (\text{V. 130})$$

Avec :  $w_s(x,t)$  est le déplacement causé par le cisaillement (effort tranchant) et  $w_b(x,t)$  est le déplacement causé par la flexion pure du profilé.

L'application de la théorie des poutres, nous permet d'identifier les formules de ces deux déplacements pour des valeurs de  $x$  comprises entre 0 et  $L/2$  :

$$\forall 0 \leq x \leq L/2$$

$$w_b(x, t) = \frac{1}{E_v^L(t)I_{yy}} \left( \frac{1}{12} P \left( \frac{3}{4} L^2 - x^2 \right) x \right) \quad (\text{V. 131})$$

$$w_s(x, t) = \frac{1}{G_v^{LT}(t)kA} \left( \frac{Px}{2} \right) \quad (\text{V. 132})$$

avec :

$L$  : la portée ou la distance entre les deux appuis,

$k$  : le coefficient du cisaillement [BAN 87],

$A$  : l'aire de la section transversale du profilé,

$I_{yy}$  : le moment d'inertie par rapport à l'axe de  $y$ ,

$E_v^L(t)$  : le module de flexion viscoélastique longitudinale (dans la direction  $x$  dans ce cas) à l'instant  $t$  (éq. (V. 133)),

$G_v^{LT}(t)$  : le module du cisaillement viscoélastique dans le plan LT (dans le plan  $xz$  dans ce cas) à l'instant  $t$  (éq. (V. 134)),

$$E_v^L(t) = \frac{E_t^L E_0^L}{E_t^L + E_0^L t^{n_e}} \quad (\text{V. 133})$$

$$G_v^{LT}(t) = \frac{G_t^{LT} G_0^{LT}}{G_t^{LT} + G_0^{LT} t^{n_g}} \quad (\text{V. 134})$$

$E_0^L$  et  $G_0^{LT}$  étant le module initial longitudinal et de cisaillement, respectivement,  $E_t^L = \frac{\sigma}{m_e}$  et  $G_t^{LT} = \frac{\tau}{m_g}$  ( $\tau$  est la contrainte de cisaillement appliquée à l'instant initial).

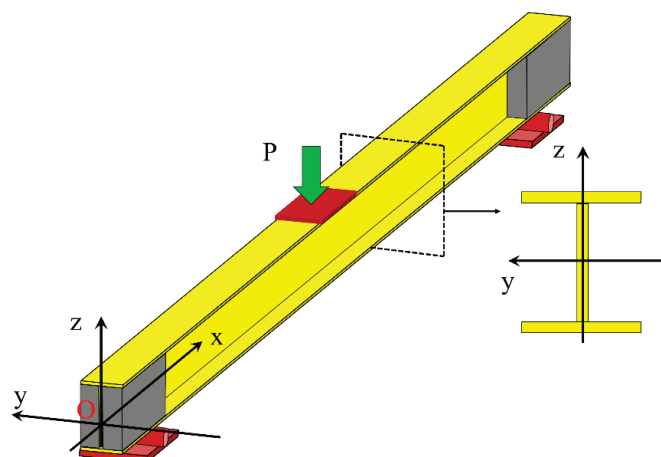


Figure V-7 : Profilé pultrudé porté par deux appuis simples et le repère utilisé

Enfin, la loi puissance de type Findley peut être utilisée ensuite pour extrapoler les déformations et le déplacement sur une période du temps donnée. Ces lois et les équations présentées seront alors utilisées dans la suite de notre étude pour identifier les coefficients et les fonctions de fluage de notre profilé GFRP afin de faciliter l'identification du modèle Maxwell.

### V.5 Modélisation du fluage de l'adhésif

Comme tous les polymères, les adhésifs époxy présentent un comportement viscoélastique (linéaire ou non linéaire selon la contrainte appliquée) [MAJ 09] [COS 15] [EMA 17] [SIL 17]. La réponse du polymère à une sollicitation mécanique imposée est intermédiaire entre réponse élastique correspondant à l'extension des chaînes aux temps courts, et une réponse visqueuse correspondant à la réorganisation des chaînes et glissements les unes par rapport aux autres pour des temps plus longs ; ce phénomène est partiellement réversible. La partie irréversible provient principalement des glissements des chaînes les unes par rapport aux autres [BRU 04] [BUC 00] [HOU 12].

Le caractère visqueux de la colle est fortement influencé par le degré de réticulation de l'adhésif [SIL 17]. Le comportement visqueux est particulièrement marqué pour des réseaux faiblement réticulés. La réticulation incomplète de l'adhésif entraîne une mobilité moléculaire très importante ce qui permet alors aux chaînes de glisser facilement les unes par rapport aux autres et produit des phénomènes de fluage ou de relaxation importants. En revanche, un réseau avec une faible mobilité moléculaire, c'est à dire des chaînes rigides reliées entre elles par des liaisons secondaires fortes, subit de faibles déformations en fluage [BRU 04] [BUC 00] [HOU 12]. En outre, Le fluage des adhésifs est influencé par les conditions environnementales, tels que l'humidité et la température. Ces paramètres peuvent accélérer ou retarder le fluage de l'adhésif et ont une grande importance dans l'étude de sa réponse à long-terme [MAJ 09] [HOU 12] [COS 15] [EMA 17] [SIL 17].

Afin de mieux appréhender et de prédire par le calcul le comportement en fluage des adhésifs structuraux, de nombreuses études expérimentales, numériques et analytiques ont été menées dans ce domaine [MAJ 09] [HOU 12] [COS 15] [EMA 17] [SIL 17]. Dans ces études la théorie de la viscoélasticité linéaire et les modèles rhéologiques sont souvent utilisés pour modéliser la réponse au cours de temps de l'adhésif [YAN 06] [MAJ 09] [COS 15] [EMA 17] [SIL 17]. Yang *et al.* [YAN 06] ont proposé deux modèles analytiques pour modéliser le comportement en fluage d'un polymère nano-composite (polyamide 66 (PA66)) : le modèle rhéologique de Burgers et les lois de puissance de Findley. La conclusion a été faite que les deux modèles sont précis et fiables pour reproduire les résultats expérimentaux mais le modèle de Findley est le modèle le plus adapté puisqu'il permet une prédiction de l'évolution du fluage à long terme avec une précision importante. Majda et Skrodzewicz [MAJ 09], Houhou [HOU 12] Costa *et al.* [COS 15] et Silva *et al.* [SIL17] ont également utilisé le modèle de Burgers (ou modèles basés sur le

modèle de Burgers) et montré le caractère prédictif de ce modèle dans la simulation de comportement à long-terme des adhésifs.

En conclusion, le comportement à long-terme de l'adhésif peut être modélisé dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire, particulièrement par le modèle de Burgers et les lois de puissance de Findley peuvent être également utilisés.

### ***V.6 Conclusions***

Dans ce chapitre, nous avons présenté la formulation incrémentale de la théorie de viscoélasticité linéaire. Cette formulation incrémentale apparaît comme une bonne solution pour traiter un problème viscoélastique linéaire car elle évite d'avoir à stocker en mémoire toute l'histoire de la contrainte et de la déformation. Les procédures d'identification des paramètres de cette formulation pour les matériaux vieillissants et non-vieillissants ont été également présentées. La fonction de relaxation a été écrite sous forme d'une série de Dirichlet pour faciliter l'implémentation des équations dans un code de calcul.

Dans un second temps, nous avons présenté les modèles réglementaires et simplifiés utilisés dans la littérature pour identifier la fonction du fluage du béton. Parmi les nombreux modèles existants, nous avons trouvé que le modèle de fluage de l'Eurocode 2 est le meilleur choix pour simuler le comportement au cours du temps du béton utilisé dans notre étude. Ce modèle a été présenté en détail et la fonction du fluage sera alors utilisée par la suite pour déterminer la fonction de relaxation. La méthode d'inversion de la fonction a été également présentée dans ce chapitre.

Ensuite, les lois de puissance de Findley ont été présentées. En l'absence des fonctions de fluage réglementaires des matériaux GFRP, nous avons trouvé dans la littérature que le modèle de Findley est le plus pertinent et le plus couramment employé par les chercheurs pour modéliser le comportement au cours du temps du GFRP. Ce modèle a été présenté dans ce chapitre et la méthode d'identification des coefficients de fluage du profilé a été également présentée. Les différentes équations présentées seront utilisées dans le chapitre suivant pour identifier les paramètres de la formulation incrémentale pour le profilé GFRP. Finalement, nous avons présentées une brève revue bibliographique sur les études numériques effectuées pour modéliser le comportement à long terme de l'adhésif.





# CHAPITRE VI

## MODELISATION DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS : PROFILE GFRP ET POUTRE HYBRIDE

A moment of patience in a moment of  
anger prevents a thousand moments  
of regret

Imam Ali (AS)



## **CHAPITRE VI : MODELISATION DE LA REPONSE AU COURS DU TEMPS : PROFILE GFRP ET POUTRE HYBRIDE**

### **VI.1 Introduction**

L'optimisation fine et l'utilisation dans les conditions réelles de service des structures multilatéraux collées nécessite de mettre en place des outils de modélisation du comportement mécanique de plus en plus sophistiqués, prenant en compte les spécificités de ces matériaux / structures afin d'étudier leurs comportements à long terme et de vérifier les différents critères de dimensionnement.

Dans ce contexte, l'objectif de cette étude numérique est de développer un modèle numérique prédictif dans le code de calcul d'éléments finis Cast3m et dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire afin de reproduire les résultats des essais de fluage réalisés dans le chapitre 4. L'étude numérique de ces essais nous permettra par la suite d'étudier et de suivre l'évolution des états de contraintes et de déformations en fonction du temps, dans les poutres et particulièrement à l'interface collée pour les poutres hybrides.

Pour atteindre l'objectif souhaité, deux modèles numériques 3D ont été développés dans Cast3M ; un modèle pour simuler le comportement instantané et au cours du temps du profilé GFRP seul et un autre modèle pour prédire le comportement à long terme de la poutre hybride collée. Le modèle développé est basé sur une procédure itérative développée spécialement dans le code Cast3m pour prendre en considération les comportements différés des différents matériaux. Un modèle de Maxwell généralisé vieillissant a été retenu pour simuler les comportements différés du béton et deux modèles de Maxwell généralisé non-vieillissants ont été adoptés pour simuler les comportements orthotropes différés du profilé GFRP au cours du temps. Dans cette étude, le joint de colle est considéré comme un matériau non-vieillissant et qui ne flue pas. Pour cette raison et celle due à la faible épaisseur du joint (moins d'un millimètre), des éléments d'interface d'épaisseur nulle ont été utilisés pour réduire la taille des modèles numériques et pour accélérer le calcul.

L'intégration de la formulation incrémentale dans le code d'éléments finis Cast3m nécessite le développement de procédures supplémentaires pour identifier et résoudre les équations de cette formulation. Pour chaque incrément de temps, le système numérique à résoudre est ramené à un problème thermoélastique qui peut être résolu facilement par une procédure déjà implémentée dans Cast3m. La forme incrémentale de la théorie de la viscoélasticité peut alors être imaginée comme une série de problèmes thermoélastiques à résoudre. Pour faire la modélisation, de nouvelles procédures ont alors été développées et intégrées dans notre code pour faire l'identification des paramètres de la formulation incrémentale, l'initialisation des variables internes, l'actualisation des contraintes dans les branches de Maxwell et pour calculer le terme historique dans la formulation. Enfin, une procédure itérative a été mise en place pour faire le calcul des déformations, des déplacements et des contraintes au cours du temps.

Dans ce chapitre, nous présentons dans un premier temps l'algorithme général de calcul intégré dans Cast3m, puis la méthode d'identification des paramètres et les maillages retenus. Dans un second temps, nous présenterons la confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux pour valider la voie prédictive du modèle. Enfin, à partir de modèles développés et validés, l'évolution de déplacements et des états de déformation et de contraintes sera calculée et estimée pour étudier la réponse de ces poutres à long terme.

## VI.2 Formulation par éléments finis de la théorie de viscoélasticité linéaire

### VI.2.1 Principe des travaux virtuels et les éléments finis

Pour un problème de mécanique des milieux continus, les équations d'équilibre pour un point donné  $M$  à un instant  $t$  dans un système matériel quelconque peuvent être obtenues par le principe des travaux virtuels (PTV). Le travail virtuel des efforts se décompose en travail virtuel des efforts intérieurs (contraintes) et celui des efforts extérieurs soit :

Pour le travail virtuel des forces intérieures :

$$\int_V \underline{\underline{\sigma}} \underline{\underline{\delta\varepsilon}} dV = L_{vi} \quad (\text{VI. 1})$$

Pour le travail virtuel des forces extérieures :

$$\int_V \{\delta u\}\{f\}dV + \int_{\partial V} \{\delta u\}\{T\}dS = L_{ve} \quad (\text{VI. 2})$$

où :

$L_{vi}$  est le travail virtuel des forces intérieures,

$L_{ve}$  est le travail virtuel des forces extérieures,

$V$  et  $\partial V$  sont respectivement le volume d'un système matériel et sa frontière,

$\underline{\underline{\sigma}} = \{\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \tau_{xy} \ \tau_{xz} \ \tau_{yz}\}^T$  est le vecteur des contraintes en  $M(t)$ ,

$\underline{\underline{\delta\varepsilon}} = \{\delta\varepsilon_{xx} \ \delta\varepsilon_{yy} \ \delta\varepsilon_{zz} \ 2\delta\varepsilon_{xy} \ 2\delta\varepsilon_{xz} \ 2\delta\varepsilon_{yz}\}^T$  est le vecteur des déformations virtuelles dans un élément fini ( $\underline{\underline{\delta\varepsilon}} = \underline{\underline{grad}}(\delta\vec{u})$ ),

$\{\delta u\}$  est le vecteur du champ de déplacement virtuel cinématiquement admissible et arbitraire,

$\{f\}$  est le vecteur des forces de volume appliquées sur  $V$ ,

$\{T\}$  est le vecteur des forces appliquées sur la surface  $\partial V$ .

Selon le PTV, pour le système matériel  $V$  en mouvement par rapport à une repère galiléen, l'équilibre à un instant donné se traduit par la relation suivante :

$$\forall \{\delta u\}, L = -L_{vi} + L_{ve} = 0 \quad (\text{VI. 3})$$

La méthode des éléments finis est basée sur la construction systématique d'une approximation d'un champ des variables par sous domaine, c.à.d. la décomposition du domaine  $V$  en sous domaines élémentaires  $V_e$  appelés « éléments finis ». Cette approximation est alors construite sur les valeurs approchées d'un champ des variables aux nœuds de l'élément considéré (approximation nodale).

L'approximation par éléments finis peut être traduite par cette relation :

$$\forall M \in V_e, u^*(M) = \{N(M)\}u_n \quad (\text{VI. 4})$$

Avec  $u^*(M)$  représente la valeur de la fonction approchée en tout point  $M$  de l'élément fini,  $\{N(M)\}$  est une matrice ligne (vecteur) des fonctions d'interpolation de l'élément et  $u_n$  représente les variables nodales relatives aux nœuds d'interpolation de l'élément. Pour les nœuds de l'élément fini  $M_i$ ,  $u^*(M_i) = u_i$  et  $\{N_j(M_i)\} = \delta_{ij}$  (identité) (les nœuds sont les points où on choisit d'identifier l'approximation).



Après la discrétisation du domaine  $V$ , l'application du PTV sur chaque élément fini, nous permet de trouver l'approximation nodale de ce principe :

Sur chaque élément, nous utilisons l'approximation nodale pour exprimer le champ de déplacements élémentaires  $\{u\}$  et le champ de déplacements virtuels  $\{\delta u\}$  c.à.d.  $\{u(M)\}^e = [N(M)]\{u_n\}^e$  et  $\{\delta u(M)\}^e = [N(M)]\{\delta u_n\}^e$ . Dans ce cas, le vecteur de déformations en  $M$  devient :

$$\forall M \in V_e, \underline{\underline{\varepsilon(M)}} = [\mathbf{L}][N(M)]\{u_n\} = [\mathbf{B}(M)]\{\delta u_n\}^e \quad (\text{VI. 5})$$

avec  $[\mathbf{L}]$  est la matrice d'opérateurs différentiels correspondant à l'expression du gradient symétrique du champ des déplacements,  $[N(M)]$  est la matrice des fonctions de forme et  $[\mathbf{B}(M)]$  est la matrice d'opérateurs différentiels appliqués aux fonctions d'interpolation.

Les lois de comportements de matériaux permettent d'écrire le vecteur des contraintes en fonction de celui des déformations, soit :

$$\forall M \in V_e, \underline{\underline{\sigma(M)}} = [D(M)]\underline{\underline{\varepsilon(M)}} = [D(M)] [\mathbf{B}(M)] \{u_n\}^e \quad (\text{VI. 6})$$

où  $[D(M)]$  est une matrice utilisée pour décrire la loi de comportement du matériau sous forme matricielle.

Après remplacement de  $\{\varepsilon(M)\}$  et  $\{\sigma(M)\}$  par ses valeurs dans (VI. 1), on obtient le travail virtuel des efforts intérieurs en un point  $M$  de l'élément fini :

$$\forall M \in V_e, \int_{V_e} \underline{\underline{\sigma(M)}} \underline{\underline{\delta\varepsilon(M)}} dV = (\{\delta u_n\}^e)^T [\mathbf{K}_e(M)] \{u_n\}^e \quad (\text{VI. 7})$$

où  $[\mathbf{K}_e(M)] = \int_{V_e} [\mathbf{B}(M)]^T [D(M)] [\mathbf{B}(M)] dV$  est la matrice raideur (rigidité) élémentaire.

Pour les efforts extérieurs ou imposés, leur travail virtuel élémentaire s'écrit :

$$\begin{aligned} \forall M \in V_e, \int_{V_e} \{\delta u\}^e \{f(M)\}^e dV + \int_{\partial V_e} \{\delta u\}^e \{T(M)\}^e dS \\ = (\{\delta u_n\}^e)^T \{\mathbf{F}_{ve}(M)\}^e \end{aligned} \quad (\text{VI. 8})$$

Avec  $\{\mathbf{F}_{ve}(M)\}^e = \int_{V_e} [N(M)]^T \{f_d(M)\}^e dV + \int_{\partial V_e} [N(M)]^T \{T_d(M)\}^e dS$ , équation dans laquelle  $\{f(M)\}^e$  et  $\{T(M)\}^e$  sont écrits dans une base cohérente avec le choix de la discrétisation de  $\delta \vec{u}$  et deviennent alors respectivement  $\{f_d(M)\}^e$  et  $\{T_d(M)\}^e$ .

La forme matricielle du PTV peut s'écrire finalement :

$$\forall M \in V_e, -(\{\delta u_n\}^e)^T [\mathbf{K}_e(M)] \{u_n\}^e + (\{\delta u_n\}^e)^T \{\mathbf{F}_{ve}(M)\}^e = 0 \quad (\text{VI. 9})$$

De l'équation (VI. 9) on déduit l'équation d'équilibre d'un élément fini :

$$\forall M \in V_e, [\mathbf{K}_e(M)] \{u_n\}^e = \{\mathbf{F}_{ve}(M)\}^e \quad (\text{VI. 10})$$

### VI.2.2 Formulation variationnelle incrémentale

Les relations présentées précédemment sont valables pour toutes les lois de comportement des matériaux et sont indépendantes du temps. Par conséquent pour un intervalle de temps  $[t, t+\Delta t]$ , l'incrément du travail virtuel s'écrit :

$$\forall \{\delta u\}, \Delta L = -\Delta L_{vi} + \Delta L_{ve} = 0 \quad (\text{VI. 11})$$

avec :

$$\Delta L_{vi} = \int_V \underline{\underline{\Delta\sigma}} \underline{\underline{\delta\varepsilon}} dV \quad (\text{VI. 12})$$

$$\Delta L_{ve} = \int_V \{\delta u\}\{f\}dV + \int_{\partial V} \{\delta u\}\{T\}dS \quad (\text{VI. 13})$$

Nous supposons ici l'hypothèse que toute variation de chargement externe est appliquée de manière quasi-instantanée. L'incrément du travail virtuel des efforts extérieurs est alors nul et par conséquent, la variation du travail virtuel s'exprime par :

$$\Delta L = \Delta L_{vi} = \int_V \underline{\underline{\Delta\sigma}} \underline{\underline{\delta\varepsilon}} dV = 0 \quad (\text{VI. 14})$$

La forme incrémentale en variables locales est obtenue en remplaçant l'incrément des contraintes par sa forme matricielle.

Dans le cadre de la théorie de viscoélasticité linéaire, il est possible maintenant d'établir les équations d'équilibre des éléments finis en fonction de l'incrément de temps. A un instant du temps  $t_r$  de l'intervalle de calcul viscoélastique  $[t_0, t_f]$ , les équations présentées précédemment s'écrivent :

$$\int_V \Delta\sigma_{ij,r} \delta\varepsilon_{ij,r} dV = \Delta L_{vi,r} \quad (\text{VI. 15})$$

où  $r$  correspond au temps  $t_r$  et  $\Delta L_{vi,r}$  est l'incrément du travail virtuel intérieur.

Après avoir remplacé l'incrément des contraintes par l'équation (V. 79), l'équation (VI. 15) devient :

$$\Delta L_{vi,r} = \int_V (\tilde{E}_{ijkl,r} \Delta\varepsilon_{ij,r}^{ve} + \sigma_{ij,r}^{hist}) \delta\varepsilon_{ij,r} dV \quad (\text{VI. 16})$$

L'approximation par éléments finis nous permet de déduire la variation élémentaire du travail virtuel des efforts intérieurs :

$$\begin{aligned} \Delta L_{vi,r}^e &= \int_{V_e} \underline{\underline{\Delta\sigma(M)}} \underline{\underline{\delta\varepsilon(M)}} dV \\ &= \int_{V_e} \left( [\tilde{E}(M)]^e \underline{\underline{\Delta\varepsilon^{ve}(M)}} + \underline{\underline{\sigma^{hist}(M)}} \right) [\mathbf{B}(M)] \{\delta u_n\}^e dV \\ &= \int_{V_e} \left( [\tilde{E}(M)]^e [\mathbf{B}(M)] \{\Delta u_n\}^e + \underline{\underline{\sigma^{hist}(M)}} \right) [\mathbf{B}(M)] \{\delta u_n\}^e dV \quad (\text{VI. 17}) \\ &= \int_{V_e} \left( [\tilde{E}(M)]^e [\mathbf{B}(M)] \{\Delta u_n\}^e + \underline{\underline{\sigma^{hist}(M)}} \right) [\mathbf{B}(M)] \{\delta u_n\}^e dV \\ &= \{\delta u_n\}^e \left( [\tilde{K}(M)]^e \{\Delta u_n\}^e + \{F^{hist}(M)\}^e \right) \end{aligned}$$

$[\tilde{K}(M)]^e$  est la matrice de rigidité fictive de l'élément fini et  $\{F^{hist}(M)\}^e$  est le vecteur des forces nodales d'histoire.

$$[\tilde{K}(M)]^e = \int_{V_e} [\mathbf{B}(M)]^T [\tilde{E}(M)]^e [\mathbf{B}(M)] dV \quad (\text{VI. 18})$$

$$\{F^{hist}(M)\}^e = \int_{V_e} [\mathbf{B}(M)]^T \underline{\underline{\sigma^{hist}(M)}} dV \quad (\text{VI. 19})$$

Pour tout intervalle de temps fini, le travail virtuel de toute la structure s'exprime par la somme de ceux relatifs à chaque élément fini :

$$\forall t_r, \Delta t_r, \quad \Delta L_{vi} = \sum_{V_e} \Delta L_{vi,r} = \sum_{V_e} \{\delta u_n\}^e \left( [\tilde{K}(M)]^e \{\Delta u_n\}^e + \{F^{hist}\}^e \right) \quad (\text{VI. 20})$$

Pour chaque pas de temps, à partir de l'équation (VI. 20), on obtient la relation entre l'incrément des déplacements  $\{\Delta u_n\}$ , la matrice de rigidité fictive  $[\tilde{K}]$  et les forces nodales fictives d'histoire  $\{F^{hist}\}$  sous la forme suivante :

$$\forall t_r, \Delta t_r: [\tilde{K}]\{\Delta u_n\} = -\{F^{hist}\} \quad (VI. 21)$$

Cette équation ramène la résolution d'un problème à comportement viscoélastique linéaire vieillissant ou non vieillissant, soumis à une histoire quelconque de chargement, à une succession de problèmes thermoélastiques fictifs équivalents.

Pour chaque pas de calcul viscoélastique, il faut d'abord calculer la matrice de rigidité fictive  $[\tilde{K}]$  qui dépend des conditions aux limites et des valeurs des modèles fictifs (éq. (V. 80)) qui doivent être actualisés au début de chaque itération. Ensuite il faut calculer les forces nodales fictives d'histoire en intégrant sur chaque élément fini le champ des contraintes d'histoire (éq. (V. 81)). Ces contraintes doivent être actualisées à la fin de chaque itération. Après le calcul de ces deux variables, la résolution du système linéaire de l'équation (VI. 21) fournit l'incrément des déplacements nodaux pour tout incrément du temps fini  $\Delta t_r$ . Ces incréments nous permettent de trouver l'incrément d'état des déformations qui sera ajouté à son état précédant pour déterminer son état actuel. Cet incrément de déformations et les contraintes d'histoire seront également utilisés à la fin de chaque itération pour trouver l'état actuel des contraintes (éq. (V. 79)). Dans le paragraphe suivant, nous présentons l'algorithme développé pour réaliser ce calcul incrémental.

A la fin de ce paragraphe, il est important de noter que dans le cas où il y a des déformations libres (dilatations thermiques, retrait), le système linéaire (VI. 21) devient :

$$\forall t_r, \Delta t_r: [\tilde{K}]\{\Delta u_n\} = \{\Delta F^*\} - \{F^{hist}\} \quad (VI. 22)$$

où  $\{\Delta F^*\}$  est un vecteur qui représente l'incrément des forces nodales dues aux dilatations libres.

### ***VI.3 Modèle numérique : algorithme de calcul itératif***

La formulation incrémentale de la théorie viscoélastique décrite précédemment a été implémentée dans le code de calcul aux éléments finis Cast3m, selon l'organigramme présenté sur la figure VI-1.

La première partie de notre modélisation était la définition des géométries des poutres. Les poutres ont été maillées dans le code Cast3m et les conditions aux limites et de symétrie ont été appliquées. Seul un quart de la poutre a été modélisé dans les deux cas (profilé GFRP et poutre hybride). Les détails de maillage seront présentés par la suite. Ensuite, l'identification des paramètres de la formulation incrémentales pour les deux matériaux, GFRP et béton, a été effectué en suivant les procédures décrites dans le CHAPITRE V. La méthode d'identification de ces paramètres et les valeurs retenues seront également présentées dans la section suivante. Les valeurs identifiées ont été stockées dans des tableaux créés dans Cast3m par l'opérateur (TABLE). Les temps et les incréments de temps sont fixés pour récupérer et voir l'évolution des résultats numériques dans le temps. Après l'application du chargement initial (charge de fluage + poids propre), une étape de calcul élastique a été effectuée pour déterminer la réponse instantanée. Suite à cette étape, les valeurs des contraintes internes sont initialisées (éq. (V. 59)). L'initialisation des variables a été effectuée par deux procédures développées dans Cast3m ; une pour le matériau isotrope (béton) et l'autre pour le matériau orthotrope (GFRP). Les contraintes sont stockées dans des tableaux (pour chaque matériau : 6 tableaux pour les 6 composantes du vecteur contrainte).

Puis, l'analyse incrémentale du comportement dans le temps est effectuée au sein d'une boucle générale. Chaque pas de calcul correspond à un nouvel incrément de temps (calcul viscoélastique). Dans cette boucle, chaque pas de calcul débute par la détermination des modules fictifs de matériaux (éq. (V. 57)) (un module pour le béton et deux modules pour le profilé GFRP) et la matrice de rigidité fictive est ensuite calculée en utilisant l'opérateur (RIGI). Après, les contraintes d'histoire (éq. (V. 56)) sont calculées par des procédures développées pour cet objectif. Par les mêmes procédures, la construction des champs de

contraintes d'histoire est réalisée à l'aide de l'opérateur (**MANU**) qui prend comme arguments les composantes de champs de contraintes et le maillage de la géométrie correspondante. Les forces nodales fictives correspondantes sont déterminées par des intégrations de ces champs sur chaque élément fini. L'opérateur (**BSIGMA**) est utilisé pour générer ces forces nodales.

Grâce à l'opérateur (**RESO**), le système linéaire de l'équation (VI. 22) est résolu. Après, les incréments des contraintes et des déformations sont calculés respectivement par les opérateurs (**SIGM** et **EPSI**). Les contraintes actuelles à la fin de chaque pas de temps sont calculées en ajoutant ces incréments et les contraintes d'histoire aux valeurs précédentes, conformément aux équations (V. 34) et (V. 55). Les déformations aux points de GAUSS et les déplacements actuelles aux nœuds sont également calculés à la fin de chaque pas. Les résultats (déformations, déplacements, contraintes) ont été stockés en certains points dans des listes des valeurs réelles créées par l'opérateur (**LIST**) afin de tracer et d'étudier leur évolution à la fin du calcul. Enfin, les variables internes sont actualisées conformément aux équations (V. 41) et (V. 51) par une procédure développée dans ce but et afin de l'utiliser dans le pas de calcul suivant pour le calcul des contraintes d'histoire. Ces étapes ont été répétées jusqu'à la fin du calendrier de calcul où une condition sur le temps a été imposée. Lorsque le temps atteint une valeur plus grande que le temps de fin de calcul précisé, on sort de la boucle.

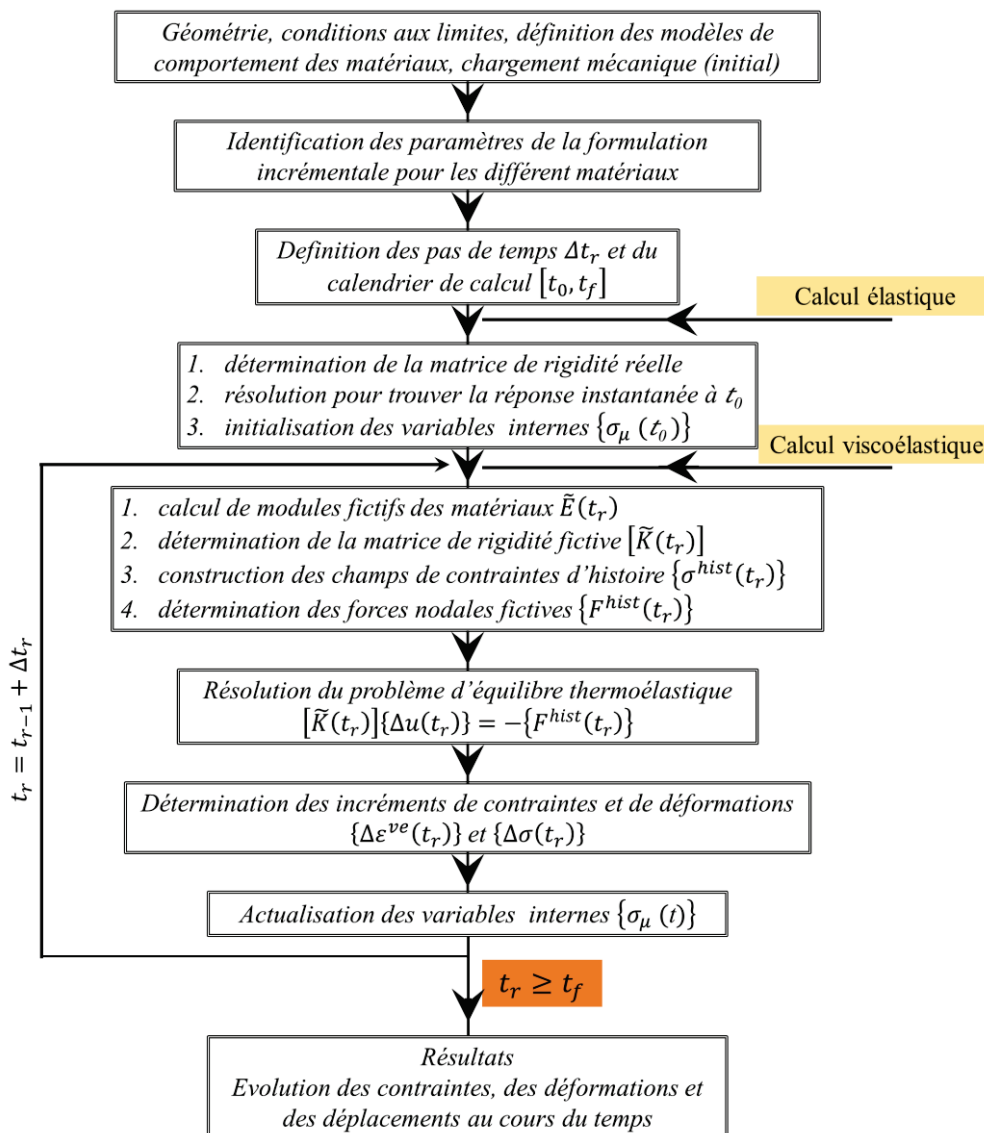


Figure VI-1: Algorithme général de la résolution d'un problème viscoélastique linéaire

## VI.4 Discrétisation des poutres en éléments finis : maillage et types des éléments

### VI.4.1 Profilé GFRP

La figure VI-2 expose un modèle représentatif du maillage par éléments finis d'une poutre pultrudé GFRP telle que celle utilisée lors des essais. Des éléments massifs d'interpolation linéaire de forme tétraédrique à 4 nœuds ont été utilisés pour modéliser l'ensemble de la poutre.

Le profilé est maillé de manière régulière pour ne pas influencer la distribution des contraintes et pour éviter la distorsion des éléments finis. D'autre part, pour réduire la taille du modèle et réduire le temps de calcul, les conditions de symétrie ont été appliquées et seul un quart du profilé a été modélisé. Les conditions aux limites sont conçues de façon à créer une poutre sur deux appuis simples. La semelle inférieure est alors appuyée verticalement selon  $z$  suivant une ligne transversale sur toute la largeur de la semelle à 105 mm de l'extrémité et les rotations autour des axes  $y$  et  $z$  ont été bloquées.

La taille d'éléments utilisés est uniforme dans la semelle et dans l'âme et vaut approximativement 5 mm. La densité de maillage a été testée de façon à garantir que le maillage retenu fournisse des résultats suffisamment précis avec une différence de l'ordre de 0.1% par rapport à un maillage très raffiné pour un temps de calcul raisonnable d'environ 5 min (taille de la mémoire vive (12 GB), processeur CPU i5-7300HQ 7<sup>ème</sup> génération). Transversalement, le maillage est constitué de huit éléments distribués sur la largeur des semelles. Les épaisseurs des semelles et de l'âme sont discrétisées par deux couches des éléments d'épaisseur de 4 mm. Longitudinalement, le nombre d'éléments est adapté de façon à obtenir un maillage aussi carré que possible pour s'assurer d'un bon comportement numérique. Il résulte de cette discrétisation un maillage constitué de 37000 nœuds et 120000 éléments.

Le repère utilisé tout au long de cet exemple est celui de la figure VI-2. Le chargement correspond à une charge imposée de compression suivant  $z$  sur l'ensemble des nœuds situés dans la zone de la plaque de chargement utilisée dans l'expérience, comme le montre la figure VI-2. Enfin, parce que les raidisseurs en béton (installés entre les semelles du profilé aux extrémités) n'ont pas une influence sur le comportement du profilé et peuvent compliquer le calcul incrémental (actualisation des variables, ...), ils ne sont pas modélisés.

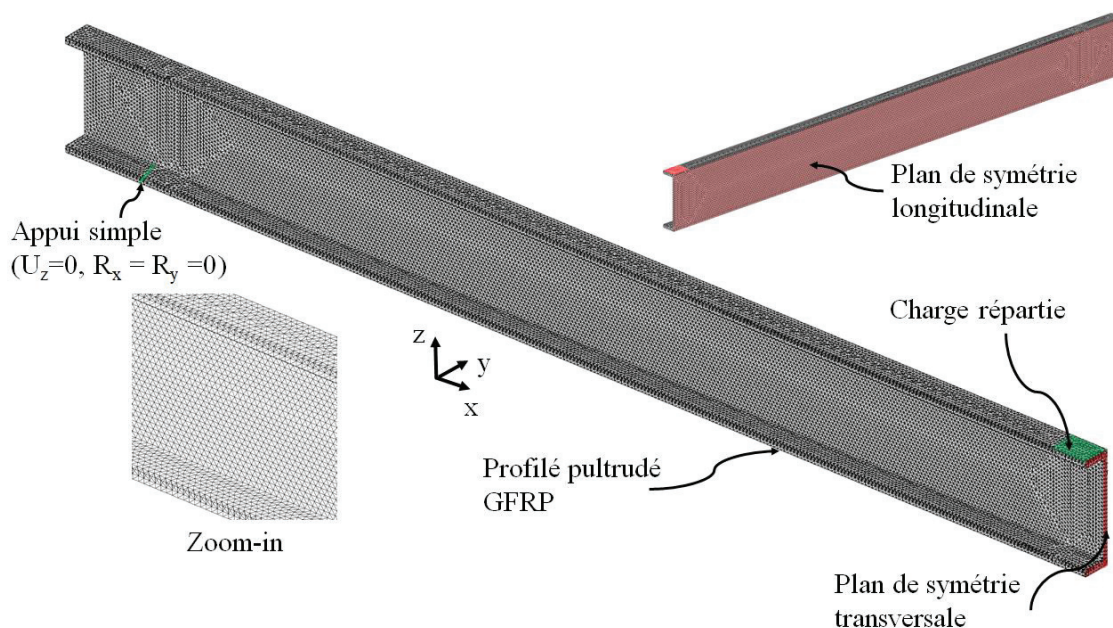


Figure VI-2 : Maillage et conditions aux limites appliquées sur le profilé GFRP



### VI.4.2 Poutre hybride collée

Comme pour le profilé, en raison du caractère symétrique de la poutre, l'étude est réduite au quart de la poutre. Avec ces conditions, il est possible d'adopter un maillage plus fin pour obtenir une meilleure précision. Les conditions de symétrie sont alors imposées et se traduisent par un blocage en déplacement de tous les nœuds appartenant au plan de symétrie dans la direction normale à ce plan comme le montre la figure VI-3.

Le chargement est appliqué sous forme de charges nodales réparties sur une zone correspondant à la surface de la plaque de chargement utilisée pendant le déroulement de l'expérience de fluage. Au niveau des appuis, le déplacement vertical est nul,  $U_z=0$  sur une ligne transversale sur la largeur de semelle inférieure du profilé, à 105 mm de l'extrémité de la poutre. Le raidisseur en béton n'est pas non plus modélisé dans ce cas.

Comme la modélisation est dans le domaine du comportement viscoélastique linéaire des matériaux, les armatures n'ont pas une influence significative sur le comportement global de la poutre. Pour cela, elles ne sont pas prises en considération dans cette modélisation et dans l'exposition des résultats nous signifierons par « armature », un point dans le modèle numérique positionné au même niveau que les armatures.

La figure VI-3 montre le maillage en 3D du quart de la poutre hybride. La dalle de béton et le profilé GFRP sont constitués de tétraèdres à 4 nœuds à interpolation linéaire (type TET4). Les maillages de la dalle et du profilé sont assemblés par une couche d'épaisseur nulle constituée des éléments d'interface JOI3. Le maillage est constitué de tétraèdre à 4 nœuds (TET4) pour la dalle de béton et le profilé pultrudé et d'éléments joints (LIA3) pour l'interface. Il comprend 117202 nœuds et 533209 éléments. La même taille de mailles est utilisée pour discrétiser la dalle, le profilé et l'interface. La taille de mailles vaut approximativement 5 mm.

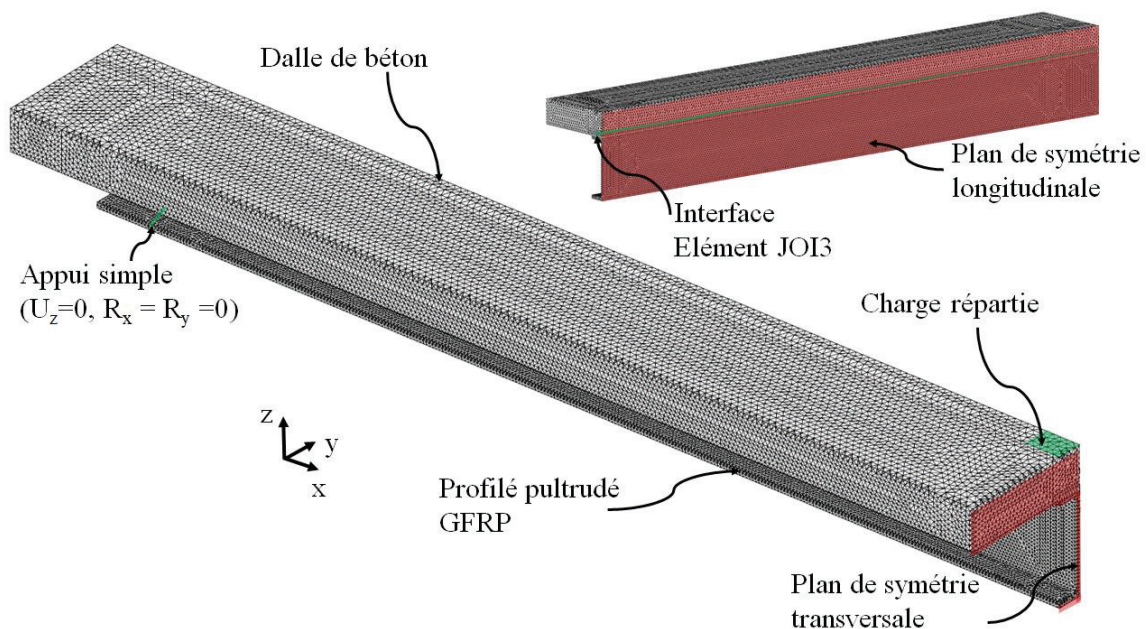


Figure VI-3 : Maillage et conditions aux limites appliquées sur la poutre hybride collée

## VI.5 Identification des paramètres de la formulation incrémentale

L'identification des paramètres de la formulation incrémentale du modèle viscoélastique s'appuie sur la description de courbes de déformation sous charge constante définies par les modèles de fluage réglementaires applicables uniquement dans le domaine linéaire de comportement (comme dans le cas du béton) ou par les résultats expérimentaux en cas d'absence d'une fonction règlementaire (comme dans le cas du GFRP).

La méthode d'identification s'appuie sur la méthode des moindres carrés. A partir des résultats expérimentaux (GFRP) et des courbes règlementaires (béton), nous avons défini les fonctions expérimentales de fluage de différents matériaux. Ensuite ces fonctions ont été inversées selon la procédure présentée dans le CHAPITRE V (§V.2.3.6.1 équation (V. 89)) pour trouver les fonctions de relaxation expérimentales. Pour chaque matériau, les valeurs identifiées par la fonction de relaxation, notée  $R_{exp}$ , sont considérées comme données de base à partir desquelles la calibration de la fonction de relaxation théorique  $R_{the}$  est effectuée.

La méthode des moindres carrés est une méthode très classique permettant de quantifier les différences (ou 'erreurs') entre les données expérimentales et les résultats numériques obtenus avec un ensemble de paramètres. La fonction de relaxation expérimentale  $R_{exp}$  peut être représentée par un nuage de points  $(x_{data,i}, y_{data,i})$  correspondant aux valeurs d'abscisse et d'ordonnée des points expérimentaux dans un repère orthonormé. La fonction théorique  $R_{the}$  est une fonction qui donne des valeurs approchées de  $R_{exp}$ . Cette fonction est représentée par une série de Dirichlet dans le cas de la formulation incrémentale de la théorie de viscoélasticité, comme le montre l'équation (V. 44). Dans le même repère orthonormé que  $R_{exp}$ , cette fonction correspond à un nuage de points  $(x_{data,i}, y_{the,i})$ , où  $y_{the,i}$  est une valeur approchée de  $y_{data,i}$ . La détermination de  $y_{the,i}$  nécessite l'identification de l'ensemble des paramètres  $(E_\mu, \tau_\mu, N)$ , si on fixe les valeurs de  $N$  (nombre de branches du modèle de Maxwell généralisé) et les temps de relaxation  $\tau_\mu$ , il nous reste à trouver les paramètres  $E_\mu$ . La méthode des moindres carrés consiste alors à trouver les valeurs de  $E_\mu$  minimisant la quantité  $S$  suivante :

$$\begin{aligned} S &= \sum_{i=0}^n r_i(x_{data,i})^2 = \sum_{i=0}^n [R_{the}(x_{data,i}) - R_{exp}(x_{data,i})]^2 \\ &= \sum_{i=0}^n [y_{the,i} - y_{data,i}]^2 \end{aligned} \quad (VI. 23)$$

$r_i(x_{data,i})$  sont les résidus du modèle caractérisant l'écart entre la mesure  $y_{data,i}$  et la valeur donnée par le modèle théorique  $y_{the,i}$ ,  $n$  est le nombre de points de mesure ou d'observation.  $S$  fournit donc une mesure de la distance globale ou erreur globale entre les données expérimentales et la réponse du modèle théorique. En minimisant la valeur de  $S$ , on peut trouver les valeurs de  $E_\mu$  qui assurent le meilleur ajustement entre la courbe théorique et la courbe expérimentale.

Dans la suite de cette partie, nous présentons les procédures d'identification de ces paramètres et les valeurs retenues pour les deux matériaux utilisés dans notre étude : le béton et le pultrudé GFRP.

### VI.5.1 Béton

Le béton est considéré comme un matériau vieillissant. L'identification des paramètres  $E_\mu$  de la formulation incrémentale vieillissante nécessite l'identification de plusieurs fonctions de complaisance pour différents temps de chargement (âge du béton). Le comportement viscoélastique linéaire vieillissant du béton est modélisé par un modèle de Maxwell à 5 branches ( $N = 4$ ) avec 4 branches de lissage ( $s = 3$ ) pour les coefficients  $E_\mu$  en suivant les recommandations de Jurkiewicz [JUR96] et Buzon [BUZ 03].

Bazant et Wu [BAZ 74] ont proposé un algorithme numérique de résolution stable et convergent dit récursif (explicite) et exponentiel (augmentation du pas de temps de telle façon que celui-ci apparaisse

constant dans une échelle logarithmique) pour identifier ces paramètres. L'ensemble des temps de chargement initial (âge du béton) proposé est présenté par l'équation (V. 100). Pour chaque valeur du temps de cet ensemble, nous avons identifié la fonction de fluage en utilisant la fonction de fluage vieillissante proposée dans le code modèle CEB (Eurocode 2) sur la base de la fonction de fluage du béton chargé à l'âge de 28 jours. Ensuite, la fonction de relaxation est identifiée par la méthode d'inversion présentée précédemment. Après l'identification des différentes fonctions de relaxation, la difficulté réside en fait dans la détermination des  $E_{\mu}$  et des  $\tau_{\mu}$  de la fonction de fluage dégénérée par identification selon la méthode des moindres carrés avec des données expérimentales. D'après Bažant, l'identification des temps de retard à partir de données expérimentales conduit à un problème non fermé sans solution unique. Il est alors nécessaire de fixer a priori les temps de retard pour simplifier la procédure d'identification. Le choix de la valeur minimale  $\tau_1$  et de la valeur maximale  $\tau_N$  dépend essentiellement des données expérimentales dont on dispose pour les durées de chargement. Comme dans notre cas, l'identification est basée sur un modèle règlementaire et non sur des données expérimentales, on pourrait balayer toute la gamme des temps sans restriction particulière. Dans la modélisation qui est envisagée ici, nous avons pris l'option de restreindre la fonction de fluage à une valeur maximale de 1000 jours. Selon Bažant, le choix satisfaisant est celui qui procure un temps de retard par décade logarithmique (éq. (V. 92)). Dans nos simulations numériques, une valeur de  $\tau_1$  valant 1 jour est sélectionnée et une valeur de 1000 jours est retenue pour  $\tau_N$ .

Ensuite, l'identification des  $E_{\mu}$  pour chaque âge du béton au chargement s'est effectuée selon la procédure d'identification par les moindres carrés (la procédure est présentée dans le paragraphe §V.2.3.6.5). Il est important à noter que la loi du temps pour identifier la fonction de relaxation (liste des temps d'observation) dans cette étude est présentée par l'équation (V. 90). Après l'identification des paramètres  $E_{\mu}(t_{0,i})$ , la procédure présentée dans le paragraphe §V.2.3.6.6 est utilisée pour identifier les paramètres  $\Gamma_{\mu}$  et  $\gamma$  des séries de Dirichlet (éq. (V. 101)) qui décrivent l'évolution des paramètres  $E_{\mu}$  du modèle de Maxwell au cours du temps. Les coefficients  $\gamma$  sont déterminés selon la progression proposée par Jurkiewicz [JUR 96], présentée par l'équation (V. 102).

Pour faciliter l'identification, nous avons réalisé un programme, à l'aide du logiciel Cast3m, dont l'organigramme est présenté en figure VI-4, permettant d'effectuer les différentes étapes présentées ci-dessus pour trouver les valeurs de  $\Gamma_{\mu}$  d'un matériau vieillissant.

Les caractéristiques matérielles de la dalle en béton, pour les trois poutres testées expérimentalement, utilisées dans l'identification des fonctions de fluage dans nos simulations numériques sont présentées dans le tableau VI-1.

Poutre	$t_0$ (jours)	RH (%)	$\overline{f_{c28}}$ (MPa)	s	$h_0$ (mm)
PCB2	129	70	37	0.25	28.4
PCB4	174	85	37	0.25	28.4
PCB5	174	40	37	0.25	28.4

Tableau VI-1 : Caractéristiques matérielles de la dalle en béton pour les différentes poutres hybrides

Pour la poutre PCB5, une humidité relative relativement faible est considérée due au fait que la bâche polyane assure une bonne protection de la dalle contre l'eau du pluie et l'humidité. En revanche, pour la poutre PCB2, une valeur moyenne de 75% est sélectionnée comme une valeur représentative de l'humidité relative pendant la période de l'essai et pour la poutre PCB4, une valeur de RH de 85% est utilisée. Aucune mesure d'humidité n'ayant été effectuée pendant le déroulement des essais, les valeurs ont été estimées en se basant sur les données météo (pour plus d'information, visite le site web « [www.infoclimat.fr/observations-meteo/archives/](http://www.infoclimat.fr/observations-meteo/archives/) »).

Les tableaux VI-2, VI-3 et VI-4 représentent respectivement les coefficients  $\Gamma_{\mu}$  pour la dalle en béton pour les poutres hybrides PCB2, PCB4 et PCB5. Les valeurs obtenus sont cohérents avec les valeurs

trouvées dans la thèse de Buzon [BUZ 03]. Sur la figure VI-5, les courbes de la fonction de relaxation décomposée en une série de Dirichlet pour les trois poutres sont présentées. rapportées

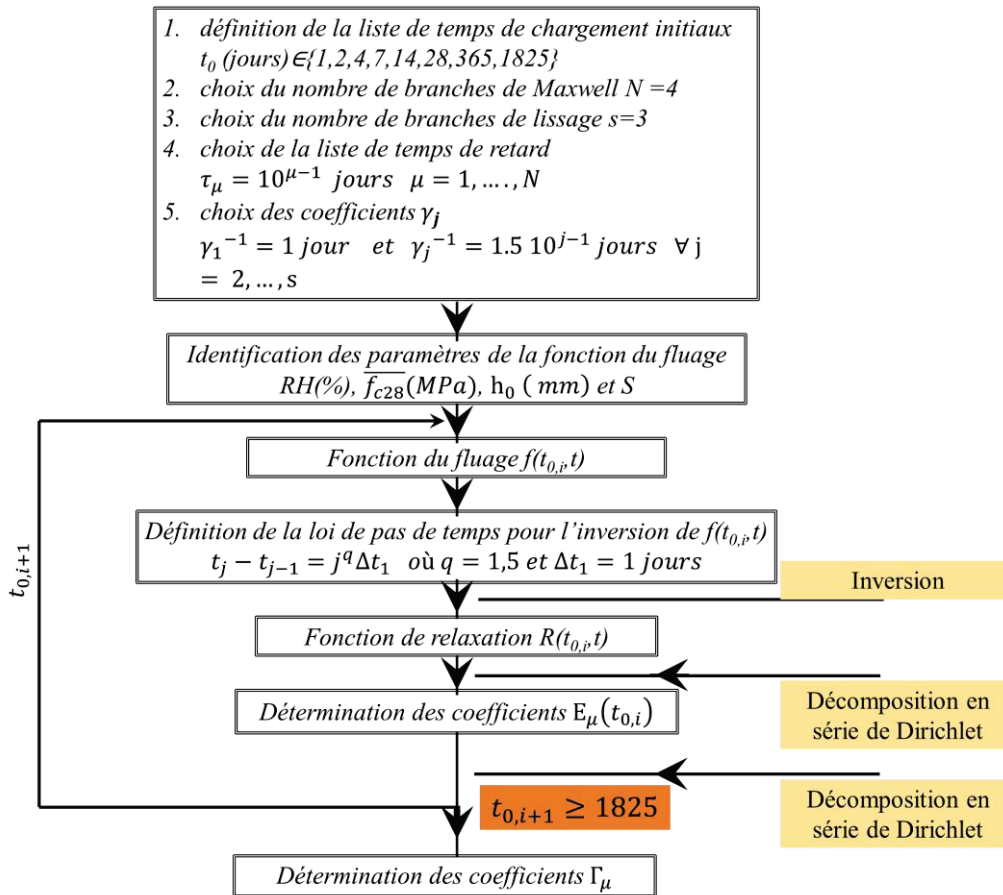


Figure VI-4 : Organigramme du programme permettant d'identifier les coefficients  $\Gamma_{\mu}$  d'un matériau viscoélastique vieillissant

Poutre	PCB2	$\Gamma_{\mu,j}(\text{MPa})$			
Branche $\mu$	$\tau_{\mu}$ (jours)	$\Gamma_{\mu,0}$	$\Gamma_{\mu,1}$	$\Gamma_{\mu,2}$	$\Gamma_{\mu,3}$
0	-	18048	-4549.6	-5183.4	-9087.4
1	1	9393.8	-8213.8	8987.4	-3308.7
2	10	6623.1	-2727.5	3799.7	-3511.9
3	100	6799.5	-2576.8	4339.2	-2624.4
4	1000	3311.3	-2850.3	4387.7	-2902
	$1/\gamma_j$ (jours)	-	1	15	150

Tableau VI-2 : Coefficients  $\Gamma_{\mu}$  de la dalle PCB2

Poutre	PCB4	$\Gamma_{\mu,j}(\text{MPa})$			
Branche $\mu$	$\tau_{\mu}$ (jours)	$\Gamma_{\mu,0}$	$\Gamma_{\mu,1}$	$\Gamma_{\mu,2}$	$\Gamma_{\mu,3}$
0	-	19348	-4695.3	-6212.5	-9313.7
1	1	8346.1	-8562.2	10334	-5018
2	10	4908.4	-2039.5	2885	-1961.5
3	100	6644.2	-1956.5	3715.5	-1354.1
4	1000	4227.2	-3096	4990.6	-2782.7
	$1/\gamma_j$ (jours)	-	1	15	150

Tableau VI-3 : Coefficients  $\Gamma_{\mu}$  de la dalle PCB4

Poutre		$\Gamma_{\mu,j}(\text{MPa})$			
Branches $\mu$	PCB5	$\Gamma_{\mu,0}$	$\Gamma_{\mu,1}$	$\Gamma_{\mu,2}$	$\Gamma_{\mu,3}$
0	-	11740	-3632	-3045.2	-7449.2
1	1	12668	-5488.9	2588.3	1341.1
2	10	9275.4	-5432.1	7683.1	-9069.9
3	100	6550.4	-3008.4	4528.1	-4043
4	1000	2743.1	-2419.3	3595.7	-2707.6
$1/\gamma_j$ (jours)		-	1	15	150

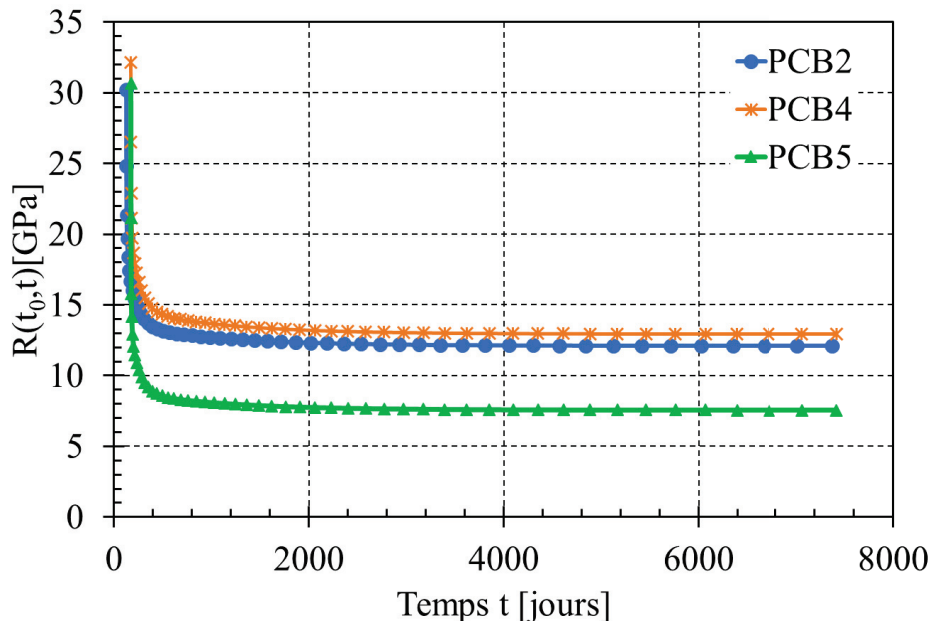
 Tableau VI-4 : Coefficients  $\Gamma_{\mu}$  de la dalle PCB5


Figure VI-5 : Fonctions de relaxation prises en compte lors des simulations numériques pour les trois poutres hybrides

### VI.5.2 Profilé pultrudé GFRP

Le profilé pultrudé GFRP est considéré comme un matériau viscoélastique orthotrope et non-vieillissant. Comme les taux de contribution des modules  $E_T$ ,  $E_R$ ,  $G_{TR}$  et  $G_{RL}$  dans les réponses globale et locale d'un profilé, sollicité en flexion, sont relativement faibles [BAN 88] [BAN 06] [MOS 91] [BAN 92(1)] [MOT 93] [BOT 08] [BOT 14], nous avons supposé dans nos simulations numériques que le profilé ne flue pas dans ces directions : ces modules sont considérés comme constants et restent invariables au cours du temps. Comme dans le cas du béton, les coefficients de Poisson sont également supposés constants au cours du temps. Le tableau VI-5 récapitule les caractéristiques mécaniques du profilé pultrudé à l'instant du chargement (sous chargement statique). Les valeurs de  $E_L$  et  $G_{LT}$  sont identifiées expérimentalement et les autres modules et coefficients sont les propriétés déclarées par le fournisseur de profilés « TOPGLASS ».

$E_L$	$E_T$	$E_R$	$G_{LT}$	$G_{TR}$	$G_{RL}$	$\nu_{LT}$	$\nu_{TR}$	$\nu_{LR}$
29.3 GPa	8 GPa	8 GPa	2.5 GPa	2.5 GPa	2.5 GPa	0.28	0.12	0.12

Tableau VI-5 : Propriétés mécaniques du profilé pultrudé à l'instant du chargement

Compte-tenu des hypothèses retenues, la simulation de la réponse différée du profilé pultrudé nécessite l'identification de deux coefficients du fluage  $\phi^E(t)$  (éq. (V. 128)) et  $\phi^G(t)$  (éq. (V. 129)). Ces deux coefficients peuvent être identifiés par la procédure présentée dans la section §V.4 du CHAPITRE V. Cependant, à partir des résultats expérimentaux issus de l'essai de fluage effectué sur le profilé pultrudé



Pu3, l'identification de  $\phi^G(t)$  n'est pas possible car les déformations dues au cisaillement ne sont pas mesurées durant l'essai. Toutefois, les valeurs de  $m_g$  et  $n_g$  peuvent être estimés en basant sur les résultats rapportés dans la littérature. Le tableau VI-6 présente les paramètres des lois de Findley trouvés à partir des essais expérimentaux effectués sur des profilé GFRP dans différentes études disponibles dans la littérature. De ces résultats, nous remarquons que les valeurs de  $n_e$  et  $n_g$  se trouvent respectivement dans des gammes de 0.2 à 0.36 et de 0.21 à 0.3.

Dans la présente étude, les valeurs des paramètres  $m_e$ ,  $n_e$ ,  $m_g$  et  $n_g$  ont été ajustées afin d'avoir un bon accord entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. D'abord, les valeurs de  $m_e$  et  $n_e$  sont définies en ajustant la loi de Findley (éq. (V. 123)) aux données expérimentales des déformations sur la semelle inférieure (semelle en traction) enregistrées pendant les 1500 premières heures. Les valeurs trouvées de  $m_e$  et  $n_e$  sont, respectivement,  $m_e = 46 \times 10^{-6}$  et  $n_e = 0.215$  ( $\beta^E = 42.35$  pour t en jours). Les de  $m_e$  et  $n_e$  trouvées sont comparables avec les valeurs trouvées dans la littérature (tableau VI-6). Ensuite, en utilisant les relations ((V. 130), (V. 131) et (V. 132)) la contribution du cisaillement ( $w_s$ ) dans la déformation du profilé est calculée. L'évolution de  $w_s$  nous a alors permis de trouver l'évolution de  $G_v^{LT}$  au cours du temps (éq. (V. 134)) et par conséquent, les valeurs de  $G_t^{LT} = 1862$  GPa et de  $n_g = 0.25$ . Enfin, nous déduisons la valeur de  $\beta^G = \frac{G_t^{LT}}{G_0^{LT}} = 33.65$  (t en jours) (il est possible de trouver la valeur de  $m_g$  si la contrainte de cisaillement à l'instant du chargement est connue).

Enfin, après l'identification de  $\beta^E$ ,  $\beta^G$ ,  $n_e$  et  $n_g$ , les fonctions des coefficients de fluage  $\phi^E(t)$  et  $\phi^G(t)$  sont obtenues et les paramètres de la fonction incrémentale pour chaque fonction ont été identifiés en utilisant un programme développé dans Cast3m. L'organigramme du programme développé est présenté en figure VI-6. Le tableau VI-7 présente les coefficients  $E_\mu$  (relatifs au module longitudinal) et  $G_\mu$  (relatifs au module de cisaillement) du profilé pultrudé utilisés dans les simulations numériques. Sur la figure VI-7, les courbes des fonctions de relaxation dans la direction longitudinale et dans le plan LT décomposées en une série de Dirichlet sont présentées.

Pour faire la décomposition en série de Dirichlet des fonctions de relaxation, nous avons utilisé un modèle de Maxwell à 5 branches et la liste des temps de retard utilisée est similaire à celle utilisée dans le cas du béton.

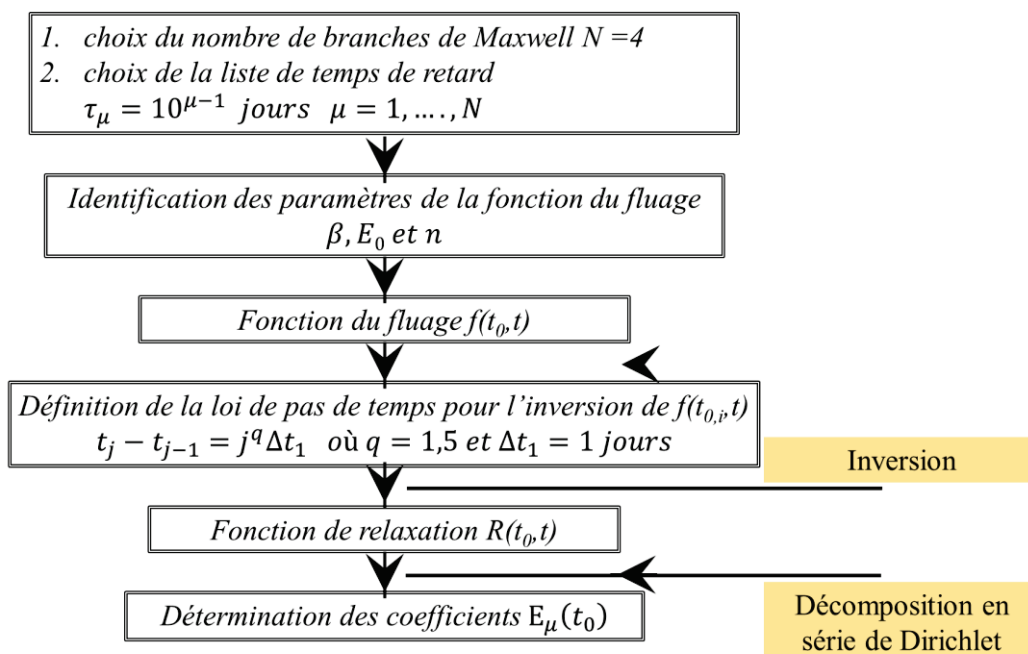


Figure VI-6 : Organigramme du programme permettant d'identifier les coefficients  $E_\mu$  d'un matériau viscoélastique non-vieillissant

	Type d'essai [durée (h)]	Type des éprouvettes	Température d'essai T° (°C)	Charge/charge ultime (%)	m ( $\times 10^{-3}$ )	n
[SA 11(1)] [SA 11(2)]	Flexion 3 points [1600]	Coupons (découpés des semelles)	22±2	20	0.071	0.33
				30	0.061	0.31
				40	0.092	0.34
				50	0.182	0.36
		Coupons (découpés de l'âme)		20	0.179	0.21
				30	0.189	0.21
				40	0.184	0.22
				Flexion 4 points [1600]	Profilé en I (portée = 1800 mm)	22±2
[MOT 93]	Flexion 3 points [24]	Assemblage collé de deux profilés en I (portée 700 mm)	22±2	-(22.8 kN)	0.135-0.175 ( $m_c$ ) 0.152-0.18 ( $m_p$ )	0.21-0.22( $m_c$ ) 0.24-0.25 ( $m_p$ )
[BOT 14]	Traction [18240]	Coupons (découpés d'un profilé en I et d'une plaque GFRP)	20	15	0.244	0.21
	Cisaillement [18240]	Coupons (découpés d'un profilé en I)		11	0.131	0.25
[SCO 98]	Compression [5000-10000]	Coupons (découpés d'un profilé en I)	22±2	20	0.037-0.056	0.22-0.243
				40	0.07-0.101	0.207-0.228
				60	0.116-0.148	0.226-0.231
[BAN 92(1)] [MOS 91]	Flexion 4 points [10000]	Portique constitué des profilés en I	22±2	25	0.00994-0.01 ( $m_c$ ) 0.021-0.025 ( $m_p$ )	0.29-0.31 ( $m_c$ ) 0.29-0.311( $m_p$ )
[MOS 91]	Traction [2000]	Coupons (découpés de la semelle)	22±2	-(2.7 kN)	0.00898	0.283
	Cisaillement [2000]	Coupons (découpés de l'âme)		-(0.2 kN)	0.02282	0.299

Tableau VI-6 : Valeurs des paramètres m et n des lois de Findley trouvées dans la littérature

Branche $\mu$	$\tau_\mu$ (jours)	$E_\mu$ (MPa)	$G_\mu$ (MPa)
0	-	22977.06	2060.1
1	1	987.82	770.6
2	10	1616.26	590.2
3	100	388.52	886.3
4	1000	3240.78	212.4

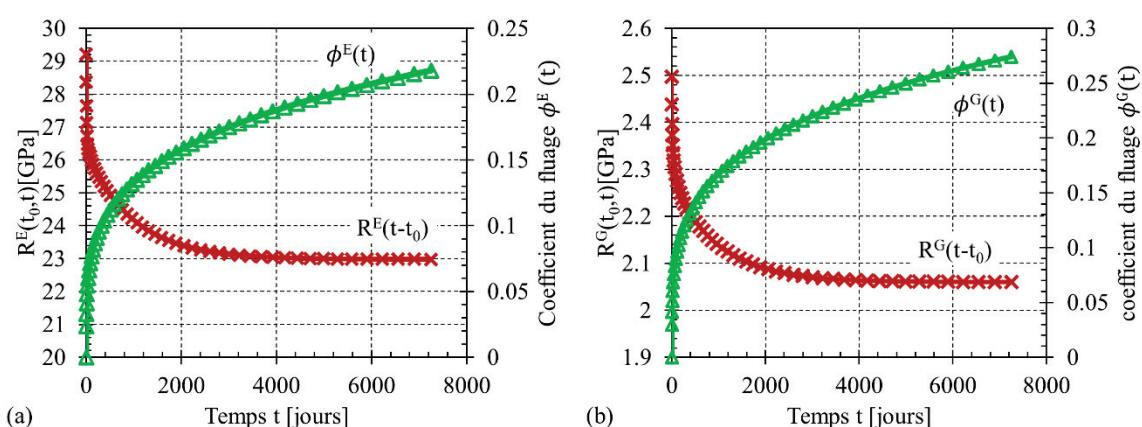
 Tableau VI-7 : Coefficients  $E_\mu$  et  $G_\mu$  du profilé pultrudé


Figure VI-7 : Fonctions de relaxation et coefficients de fluage du profilé pultrudé ; (a) module de flexion et (b) module de cisaillement

### VI.5.3 Joint d'adhésif

La colle est considérée comme étant élastique linéaire non vieillissante. Les propriétés de l'adhésif sont supposées constantes au cours du temps, et donc notamment indépendantes de la température. L'objectif

est ici de décrire le comportement global différé, sous charge constante, de cette structure hybride. Dans cette première approche, on ne s'attardera donc pas sur l'effet des fluctuations (relativement rapides) de température et/ou d'humidité sur les propriétés du joint d'adhésif.

Comme dans le cas de la modélisation de l'éprouvette push-out, vu que l'épaisseur du joint est négligeable et que l'utilisation des éléments massifs peut provoquer de problèmes numériques (éléments fin distordus...), nous avons utilisé des éléments d'interface d'épaisseur nulle. Les propriétés de l'adhésif (fiche technique) et les rigidités de ces éléments (paramètres pour les éléments d'interface) sont présentées dans le tableau III-6.

E	$\nu$	e	$k_s$	$k_t$	$k_n$
$6.8 \pm 1.2$ GPa	0.3	1 mm	2.6 kN/mm <sup>3</sup>	2.6 kN/mm <sup>3</sup>	6.8 kN/mm <sup>3</sup>

Tableau VI-8 : Paramètres des éléments d'interface (colle)

### VI.6 Confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux

Dans cette partie, les résultats numériques des différentes simulations effectuées sont comparés aux résultats expérimentaux afin de vérifier le caractère prédictif des modèles proposés.

#### VI.6.1 Profilé GFRP pultrudé « Pu3 »

Les figures VI-8 et VI-9 présentent une comparaison entre les déplacements et les déformations estimés par la simulation numérique de l'essai du fluage sur Pu3 et ceux trouvés expérimentalement.

Le comportement au cours du temps du profilé est correctement reproduit par le modèle numérique. Les courbes numériques et expérimentales suivent des évolutions similaires. Les déplacements sont très bien estimés et l'écart entre les valeurs issues de l'essai et celles issues du calcul numérique FEM peut être considéré comme négligeable.

En ce qui concerne les déformations, nous remarquons qu'il y a un écart relativement acceptable entre les résultats expérimentaux et numériques. Cet écart est dû certainement à la forte dispersion des résultats expérimentaux. En effet, les déformations mesurées par les jauges collées sur le profilé sont influencées par les conditions environnementales (température, pluie, humidité ...), par le mode d'application de la charge et par la position et les conditions d'appuis du profilé. Ces paramètres ne sont évidemment pas pris en compte dans la simulation numérique. Cependant, les déformations calculées sont du même ordre de grandeur que les déformations mesurées et les résultats obtenus sont alors satisfaisants.

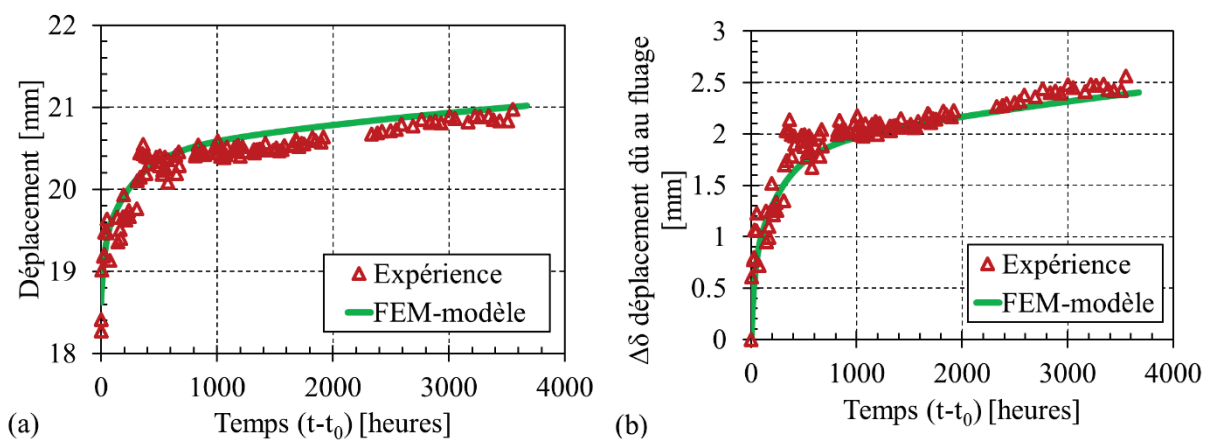


Figure VI-8 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dû au fluage) du profilé pultrudé pu3, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps

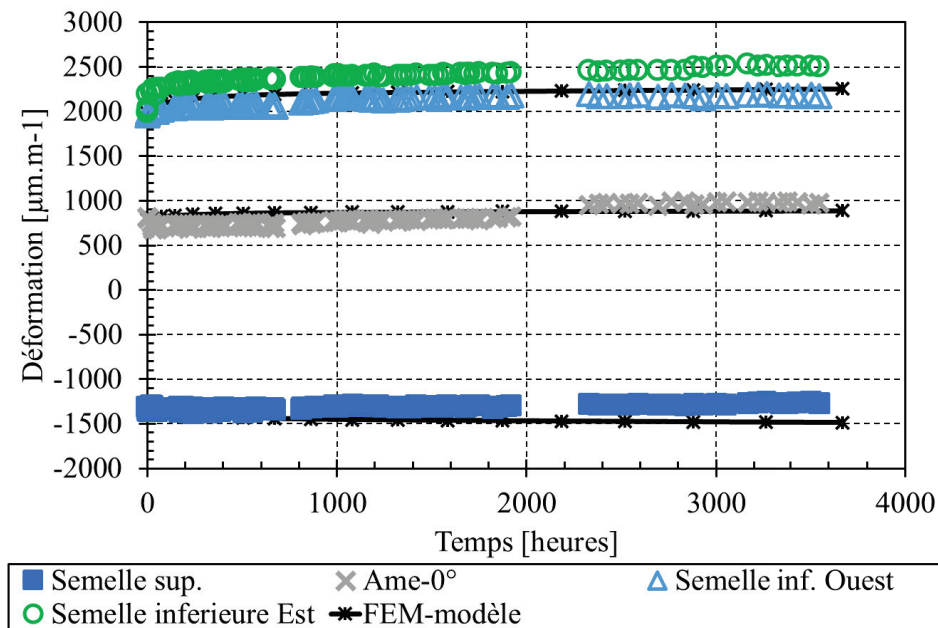


Figure VI-9 : Evolution des déformations dans la section centrale du profilé pultrudé Pu3 au cours du temps

### VI.6.2 Poutre hybride collée « PCB2 »

Les figures VI-10 et VI-11 comparent les résultats numériques obtenus par la simulation numérique de l'essai de fluage sur la poutre PCB2, avec les résultats expérimentaux obtenus.

Le déplacement numérique instantané (à  $t_0$ ) est plus fort que le déplacement mesuré expérimentalement pour PCB2. L'écart entre les deux est de 1.5 %. À la fin de l'essai de fluage, à  $t-t_0 = 138$  jours, l'écart augmente légèrement et vaut désormais 2.16%. On peut déduire que cet écart est lié à l'état de la poutre à  $t_0$ ; en effet, la dalle de béton était fissurée en face inférieure à l'état initial ce qui n'est pas pris en compte dans la modélisation. De plus, la charge expérimentale appliquée est calculée en fonction de la densité du béton (2.3 (valeur approchée)) et du volume du bloc de béton sans la prise en compte de la masse des armatures du béton et du changement possible de la densité du béton qui dépend des conditions du coulage, du rapport E/C, du type de ciment et qui peut changer avec le temps (vieillessement, endommagement de la matrice cimentaire, cavitation...). Ces paramètres, les hypothèses d'homogénéité des matériaux (béton et GFRP) et les paramètres estimés (comme les modules élastiques et les coefficients de Poisson) du profilé GFRP peuvent expliquer l'écart observé. Cependant, le comportement global de la poutre PCB2 est bien approché par le modèle numérique et les résultats sont satisfaisants.

Concernant les déformations, la figure VI-11 montre que l'allure des courbes d'évolution des déformations numériques est correctement reproduite : elles présentent une tendance et une évolution similaires à celles des déformations mesurées expérimentalement. Toutefois, il existe des écarts significatifs dans les 20 premiers jours du chargement. Les écarts diminuent significativement avec l'augmentation du temps et deviennent presque négligeables à la fin de la durée d'essai. Les écarts observés peuvent s'expliquer, comme dans le cas du profilé pultrudé Pu3, par l'influence des conditions environnementales sur les mesures effectuées par les jauges, les conditions de chargement et par les hypothèses retenues pour la simulation numérique. Comme discuté plus haut, un écart très important est à noter en face supérieure de la dalle à partir du 40<sup>ème</sup> jour mais il est très certainement dû à un dysfonctionnement de la mesure.

En conclusion, les résultats numériques obtenus lors de la simulation de l'essai du fluage sur la poutre PCB2 sont cohérents avec les résultats expérimentaux. Le comportement global de la poutre est très bien

reproduit par le modèle alors que pour le comportement local, des écarts significatifs ont été observés notamment dans les 20 premiers jours du fluage.

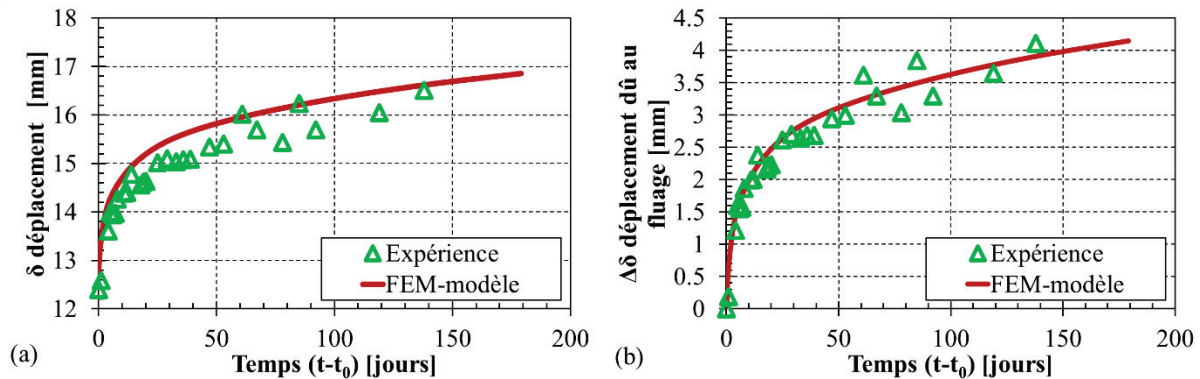


Figure VI-10 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dûs au fluage) de la poutre PCB2, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps

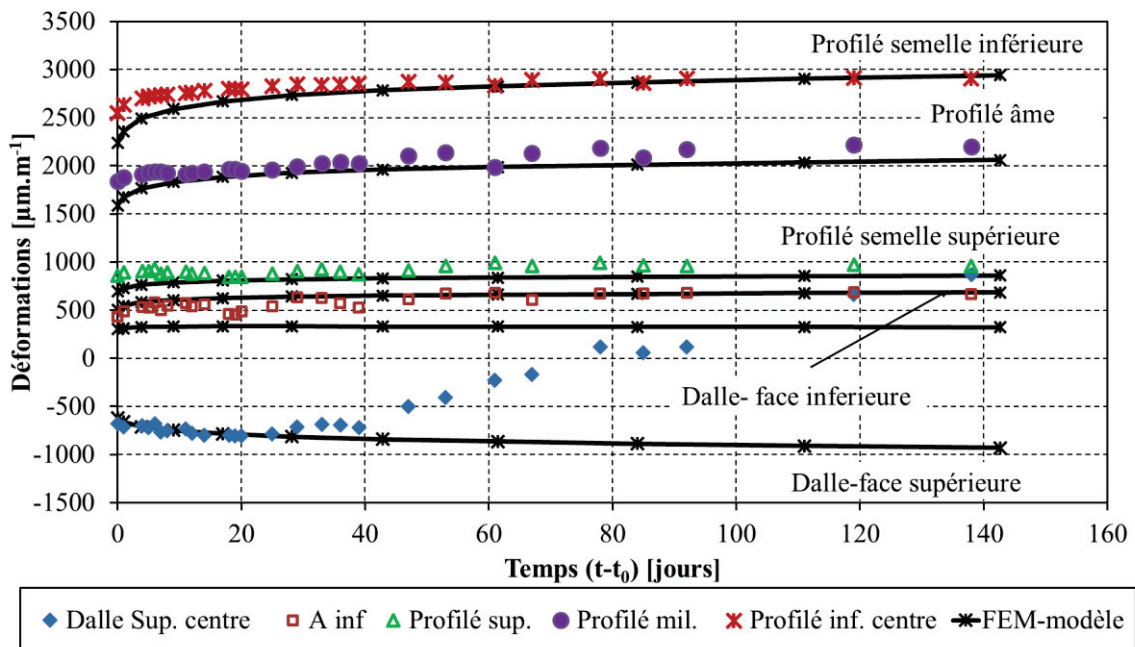


Figure VI-11 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB2 au cours du temps

### VI.6.3 Poutre hybride collée « PCB4 »

La figure VI-12 présente les évolutions du déplacement total et du déplacement relatif du fluage à 100 mm de la section centrale au cours du temps pour la poutre PCB4.

Nous remarquons sur la figure VI-12 (a) que le déplacement instantané est surestimé par le modèle. L'écart entre la valeur expérimentale et celle estimée par le modèle est de 3.9%. Cet écart devient 4.2% à approximativement 2000 heures. En revanche, le déplacement relatif dû au fluage est très bien estimé numériquement : les courbes ont la même tendance et évoluent de façon similaire.

La figure VI-13 présente l'évolution des déformations expérimentales et numériques dans la section centrale au cours du temps pour la poutre PCB4. Malgré le fait que la flèche soit surestimée à l'instant du chargement, les déformations instantanées sont sous-estimées par le modèle numérique. Les écarts peuvent s'expliquer comme dans le cas de la poutre PCB2 par les hypothèses retenues pour la



modélisation, l'estimation des propriétés matérielles initiales, la non-prise en considération de l'état fissuré de la dalle et éventuellement par les erreurs de mesures. Les écarts sont très importants pour les déformations au niveau de la fibre supérieure de la dalle mais tendent à se réduire avec le temps. Les déformations de compression mesurées sont plus fortes que les déformations calculées par la simulation de l'essai de fluage sur PCB4 et encore plus importantes que les valeurs mesurées pour la poutre PCB2. L'augmentation est fortement liée au mode de chargement car pendant le chargement élastique sur le portique de flexion (essai réalisé à l'intérieur) nous avons trouvé des écarts importants pour les valeurs instantanées, notamment en fibre supérieure de la dalle. Le tableau VI-9 regroupe les résultats des différents essais de flexion statique effectués sur la poutre PCB4 et les résultats mesurés à l'instant du chargement (immédiatement après l'application de la charge de fluage).

Il est également important à noter que les trous de passage (réservations pour les tiges filetées du poids suspendu) ne sont pas modélisés. La présence de ces trous peut influencer les états de contraintes et de déformations localement (gradients et concentration des contraintes autour des trous).

En conclusion, nous admettons que, malgré les écarts, le modèle proposé et les paramètres retenus sont valides pour détecter et décrire le comportement et l'aspect général du fluage de la poutre PCB4 de façon satisfaisante. Les résultats numériques de cette simulation seront utilisés dans la suite de cette étude pour étudier la distribution et l'évolution des contraintes dans la poutre PCB4.

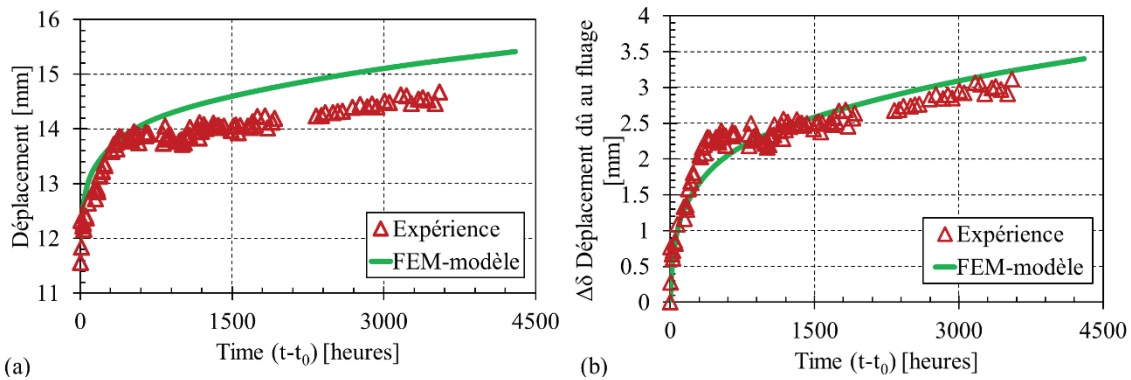


Figure VI-12 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dû au fluage) de la poutre PCB4, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps

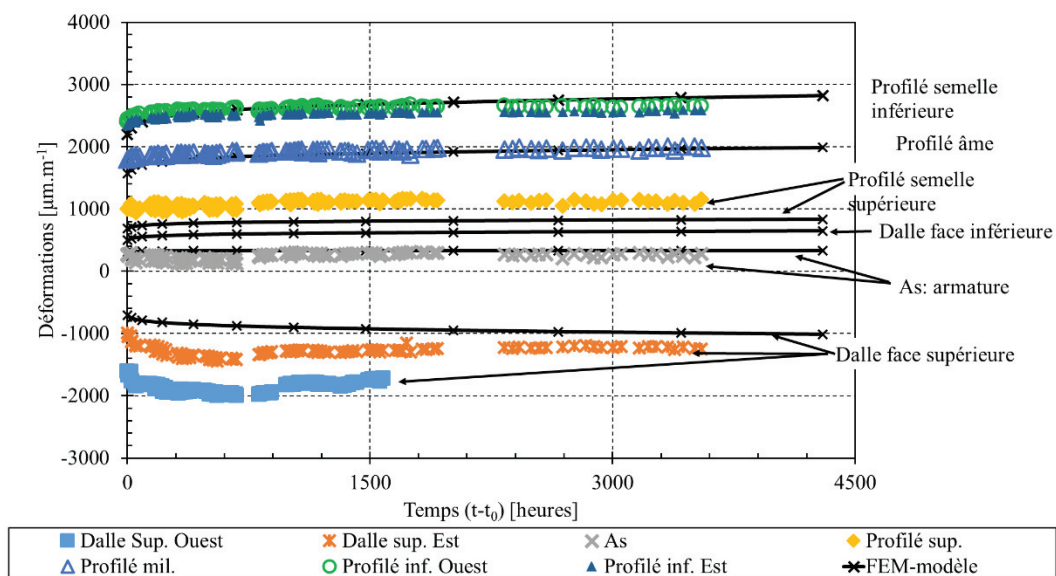


Figure VI-13 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB4 au cours du temps

		Dalle sup. Est	Dalle sup. Ouest	As	Profilé sup.	Profilé âme	Profilé inf. Ouest	Profilé inf. Est	Déplacement
Portique de flexion	n°1	-1132	-889	+292	+848	+1644	+2151	+2216	12.261
	n°2	-1197	-917	+271	+824	+1644	+2160	+2221	12.489
	n°3	-1212	-917	+273	+890	+1691	+2198	+2286	12.104
Essai du fluage	t <sub>0</sub>	-988	-1604	+269	+1004	+1789	+2402	+2341	11.555*
FEM	t <sub>0</sub>	-	-708.5	+303.2	+684	+1566	+2202	-	12.01*

\*valeurs mesurées à 100 mm de la section centrale

Tableau VI-9 : Comparaison entre les valeurs de déformations mesurées lors de l'essai de flexion 3 points sur le portique de chargement et les valeurs mesurées à l'instant du chargement pour la poutre PCB4

#### VI.6.4 Poutre hybride collée « PCB5 »

La figure VI-14 décrit les évolutions du déplacement total et du déplacement relatif du fluage au cours du temps d'après les mesures expérimentales et la modélisation par éléments finis.

Contrairement à ce que nous avons trouvé pour les poutres PCB2 et PCB4, le déplacement instantané est sous-estimé par le modèle numérique. L'écart entre la valeur mesurée et celle calculée est de 3.9%. Cet écart diminue progressivement avec le temps et devient 0.8% à 2000 heures. Sur la figure VI-14(b), nous constatons que le déplacement relatif dû au fluage est très bien estimé par le modèle. Les écarts entre la mesure et le calcul sont négligeables et les courbes ont la même allure. Nous pouvons dire alors que le modèle numérique a bien reproduit le comportement différé global de la poutre PCB5 et les écarts observés pour le déplacement global sont liés à l'état initial de la poutre PCB5. En effet, comme nous avons vu dans le chapitre 4, avant le chargement de la poutre PCB5, nous avons remarqué une fissure transversale, dans la section centrale, sur la largeur de la dalle et dans la direction de l'épaisseur de la dalle (fissure profonde  $\approx$  2-3 cm). Cette légère augmentation du déplacement instantané par rapport aux déplacements observés pour les autres poutres PCB2 et PCB4 et à ceux trouvés par les simulations numériques peut être expliquée par l'apparition de cette fissure.

Concernant les déformations, comme dans le cas de la poutre PCB4, les courbes d'évolution des déformations évoluent de façon similaire, comme le montre la figure VI-15. Pour les déformations de la semelle inférieure et de l'âme du profilé, les écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées sont importants dans les 100 premières heures mais ils deviennent négligeables avec l'augmentation du temps. Pour les autres déformations, les écarts sont très importants pendant toute la durée de l'essai. Le développement de la fissure dans la section centrale a fortement influencé le profil de déformation dans cette section. La seule méthode pour éliminer ces écarts est de prendre en compte cette fissure et ses effets sur le comportement de la dalle en béton. De plus, ces déformations sont encore influencées par le mode de chargement, les valeurs des déformations trouvées lors des essais de flexion statiques sur le portique ne sont pas cohérentes avec les valeurs enregistrées à l'instant du chargement. Les écarts entre ces valeurs sont particulièrement très élevés dans la dalle du béton. Les résultats des différents essais de flexion statique effectués sur la poutre PCB5 et les résultats mesurés à l'instant du chargement (immédiatement après l'application de la charge de fluage) sont regroupés dans le tableau VI-10. Au vu de ces résultats, il est clair que la fissuration de la dalle de béton et le mode du chargement perturbent les déformations dans la dalle de béton.

En conclusion, le comportement global au cours du temps de la poutre PCB5 est très bien décrit par la simulation numérique. Les résultats obtenus sont satisfaisants. D'autre part, pour les déformations, des écarts importants ont été obtenus mais malgré les écarts, le modèle reste un outil efficace pour étudier

l'évolution des états des contraintes et des déformations dans la poutre PCB5 car la comparaison effectuée était très locale et les déformations expérimentales sont mesurées dans une section particulière où les conditions du chargement et les fissures ont perturbé le profil de déformation. La comparaison avec des déformations mesurées dans une section loin de la section centrale et de l'effet de la fissure transversale pourrait prouver la voie prédictive du modèle. Cependant, dans le présent essai, les déformations sont uniquement mesurées dans la section et la comparaison avec les déformations des autres sections n'est pas disponible. Pour cette raison, nous supposons que le modèle et les paramètres matériels retenus sont valides pour décrire le comportement différé de la poutre PCB5.

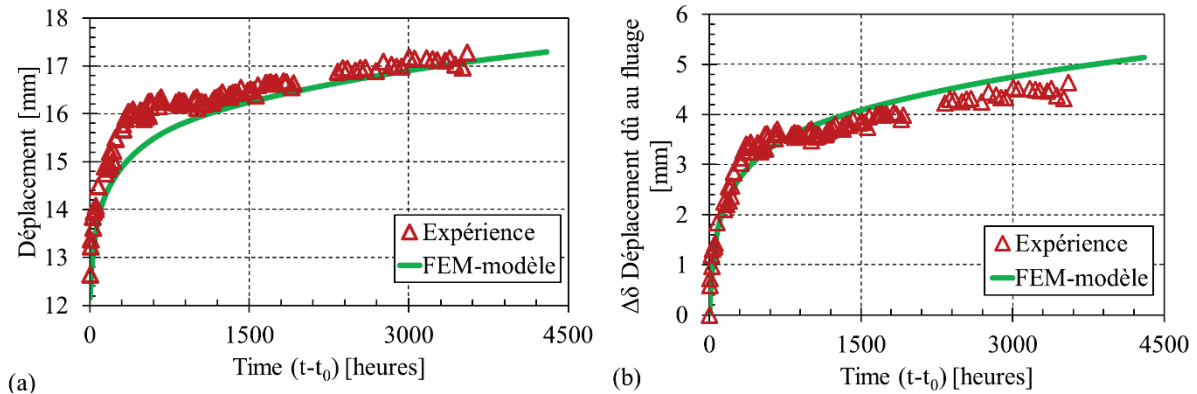


Figure VI-14 : Evolution du (a) déplacement total et (b) du déplacement relatif (dû au fluage) de la poutre PCB5, mesurés à 100 mm de la section centrale, au cours du temps

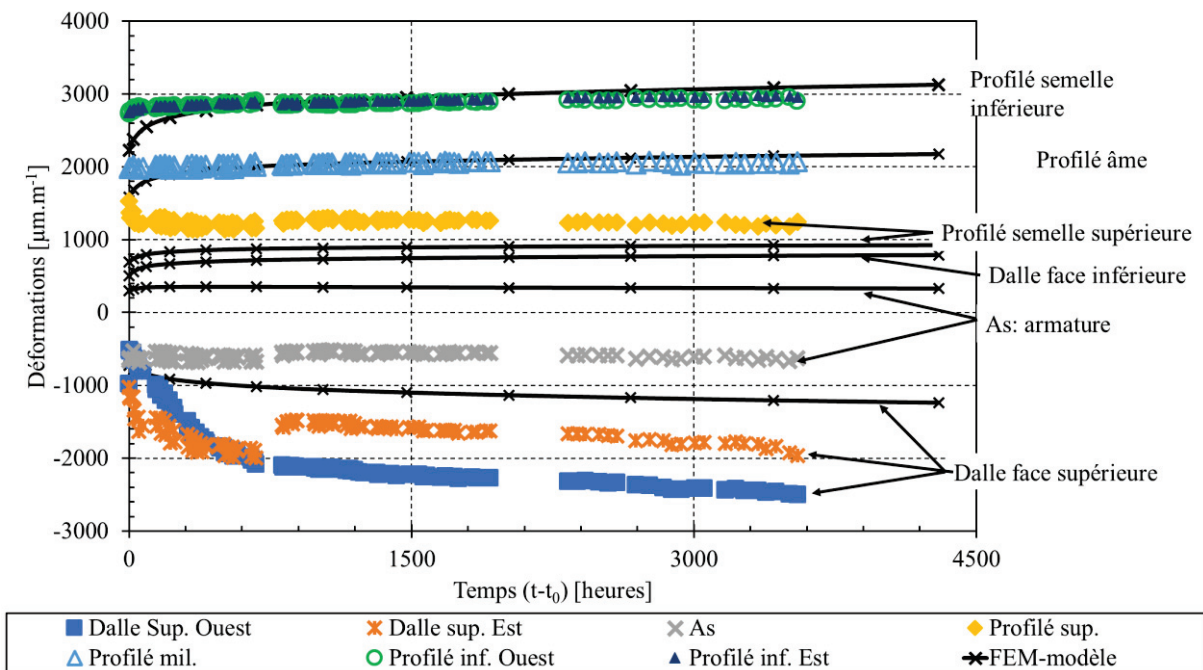


Figure VI-15 : Evolution des déformations dans la section centrale de la poutre PCB5 au cours du temps

		Dalle sup. Est	Dalle sup. Ouest	As	Profilé sup.	Profilé âme	Profilé inf. Ouest	Profilé inf. Est	Déplacement
Portique de flexion	n°1	-462	-384	-768	+1345	+1951	+2736	+2697	12.554
	n°2	-422	-350	-882	+1348	+1973	+2783	+2744	13.139
Essai du fluage	$t_0$	-1027	-976	-655	+1533	+1991	+2725	+2743	12.645
FEM	$t_0$	-	-724.3	+303.3	+691	+1583	+2227	-	12.01*

\*valeurs mesurées à 100 mm de la section centrale

Tableau VI-10 : Comparaison entre les valeurs de déformations mesurées lors de l'essai de flexion 3 points sur le portique de chargement et les valeurs mesurées à l'instant du chargement pour la poutre PCB5

## VI.7 Exploitation des résultats numériques

### VI.7.1 Profilé pultrudé GFRP « Pu3 »

La figure VI-16 montre les évolutions du déplacement total et du déplacement relatif, dans une section située à 100 de la section centrale du profilé, au cours du temps pour le profilé pultrudé seul Pu3, et ce pour les quatre cas suivants : i) profilé orthotrope où  $E_L$  est viscoélastique et les autres caractéristiques sont constantes (les modules d'élasticité et de cisaillement et les coefficients de Poisson), ii) profilé orthotrope où  $G_{LT}$  est viscoélastique et les autres caractéristiques sont constantes, iii) profilé orthotrope où  $G_{LT}$  et  $E_L$  sont viscoélastiques et les autres caractéristiques sont constantes et iv) profilé isotrope viscoélastique ( $E_L$  viscoélastique et  $\nu = 0.28$ ).

Dans le cas où le profilé est orthotrope, la contribution du module de cisaillement dans le fluage du profilé est négligeable devant celle du module d'élasticité longitudinale mais pour trouver une bonne estimation de la réponse du profilé au cours du temps, l'évolution du module de cisaillement doit être prise en considération dans le calcul. En effet, considéré  $G_{LT}$  constant conduit à une sous-estimation des déplacements : le déplacement mesuré à 1500 heures de 20,5 mm environ n'est jamais atteint numériquement, même au bout de 10000 jours. Au niveau de déplacement, après 50 ans du fluage, dans le cas où  $G_{LT}$  est seul considéré viscoélastique (décomposition de ce module en une série de Dirichlet), le déplacement augmente de 19.0 mm à 19.4 mm, soit une augmentation de 2.1 %. Alors que dans le cas où seul  $E_L$  est considéré viscoélastique, le déplacement augmente de 19.0 mm à 23.7 mm, soit une augmentation de 24,8 %.

D'autre part, dans le cas où la décomposition en série de Dirichlet est effectuée pour les deux modules, on constate que la flèche augmente de manière plus ou moins significative au cours du temps. On observe que la flèche augmente de 19.0 mm ( $L/158$ ) à 23.6 mm ( $L/125$ ), soit une augmentation de 26.4%, après 4000 jours de chargement. Au-delà de cet instant, le taux du fluage devient négligeable et la flèche atteint une valeur asymptotique de l'ordre de 24.1 mm. En revanche, l'adoption d'un modèle de comportement isotrope pour le profilé pultrudé entraîne une sous-estimation du déplacement instantané (écart de l'ordre de 9 %) et une forte surestimation du déplacement à long terme.

En conclusion, l'estimation numérique précise du comportement à court- et à long-terme d'un profilé pultrudé nécessitent la prise en compte de son comportement orthotrope et de l'évolution viscoélastique des modules  $E_L$  et  $G_{LT}$ .

Examinons maintenant l'évolution des déformations dans la section centrale du profilé, donnée à la figure VI-17. Nous constatons que, quelle que soit la fibre considérée, les déformations augmentent au cours du temps.

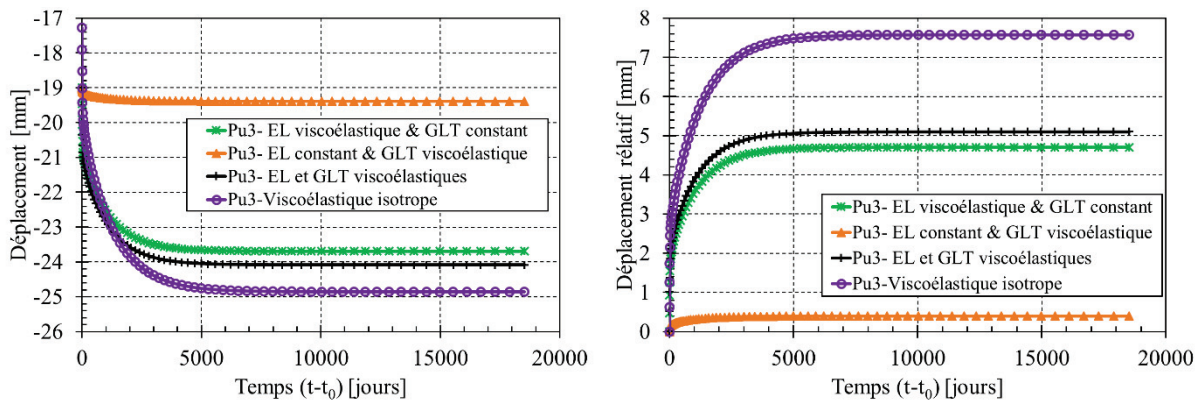


Figure VI-16 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour le profilé pultrudé Pu3

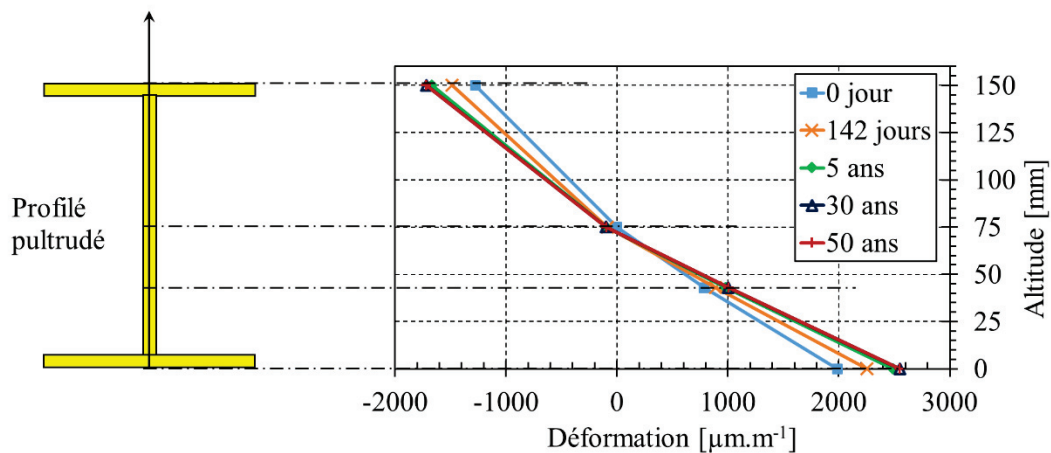


Figure VI-17 : Evolution des déformations en SC du profilé Pu3 au cours du temps

### VI.7.2 Poutre hybride collée PCB2

La figure VI-18 présente l'évolution du déplacement total et du déplacement relatif à mi portée de la poutre PCB2 au cours du temps, et ce pour trois cas : dalle élastique et GFRP viscoélastique, dalle viscoélastique et GFRP élastique, dalle viscoélastique et GFRP viscoélastique.

Dans le cas où la dalle est supposée élastique au cours du temps, on observe une augmentation de 18 % à environ 18500 jours ( $\approx 50$  ans) du fluage alors que dans le cas où le profilé est supposé élastique, l'augmentation à 18500 jours est d'environ 29.5 %. Ces résultats montrent la contribution importante du profilé GFRP dans le fluage de la poutre mixte. Cependant, le fluage du béton reste plus important et influence davantage le comportement au cours du temps de la poutre mixte.

Dans le cas où les deux constituants de la poutre sont supposés viscoélastiques, on observe une augmentation d'environ 54.4 % après 50 ans de fluage. En ce qui concerne le déplacement, le fluage du GFRP est non négligeable et doit être pris en compte durant la phase de dimensionnement de la poutre. La flèche de la poutre augmente de 12.2 (L/245) à 19.0 (L/157) après 50 ans de fluage.



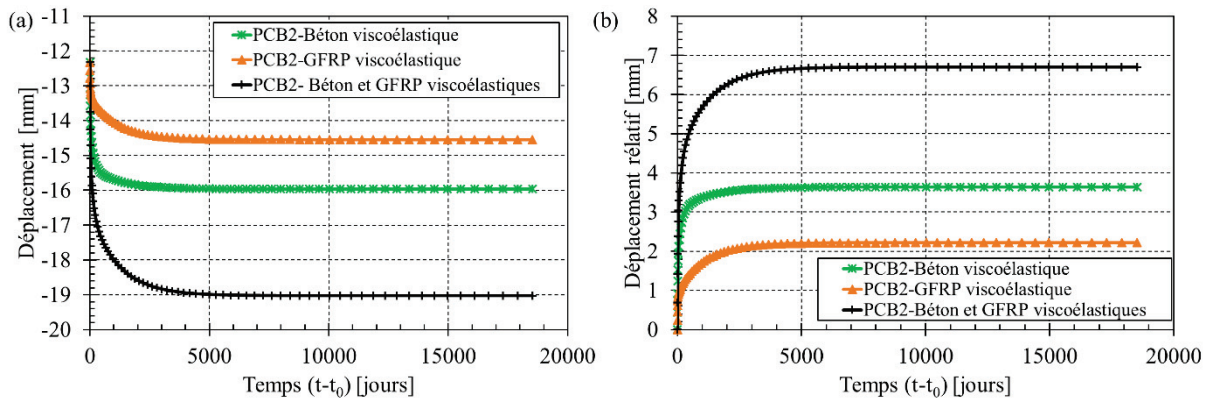


Figure VI-18 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB2

La figure VI-19 présente l'évolution du diagramme des déformations à mi travée de la poutre PCB2 au cours du temps. Nous remarquons que, quelle que soit la fibre considérée (l'altitude), les déformations augmentent au cours du temps. Dans les 142 premiers jours du fluage, l'évolution des déformations est très importante alors qu'avec l'augmentation de durée, la vitesse et le taux du fluage diminuent et tendent vers zéro. D'autre part, nous remarquons sur cette figure que les déformations autour du joint collé (dalle inférieure et semelle supérieure) n'évoluent pas de façon significative au cours du temps. Après 50 ans du fluage, la déformation en fibre supérieure de la dalle vaut environ  $-1,42\%$  et celle en fibre inférieure du profilé environ  $-3,44\%$ . Ces déformations sont beaucoup plus petites que les déformations ultimes obtenues à la rupture pour la poutre PCB1 ( $-3,74\%$  (béton),  $10,4\%$  (profilé)), on peut donc raisonnablement constater que la structure sera stable et aucun écrasement du béton par compression n'aura lieu après cette durée.

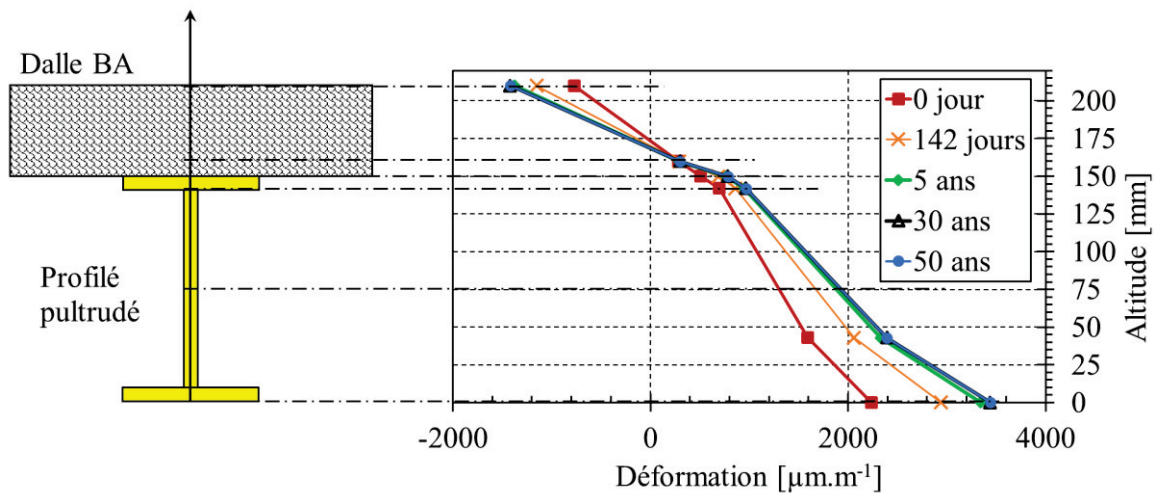


Figure VI-19 : Evolution du diagramme des déformations à mi travée (en SC) de la poutre PCB2 au cours du temps

Les figures VI-20, VI-21 et VI-22 présentent la redistribution des contraintes axiales au cours du temps dans la section centrale de la poutre PCB2. Nous constatons que les contraintes augmentent dans le profilé et diminuent dans la dalle. Il y a donc une redistribution des contraintes de la dalle vers le profilé pultrudé qui s'explique par le fait que les comportements viscoélastiques des deux matériaux sont différents. Ces résultats sont déjà confirmés par le mouvement de l'axe neutre vers le bas observé sur la figure VI-19.

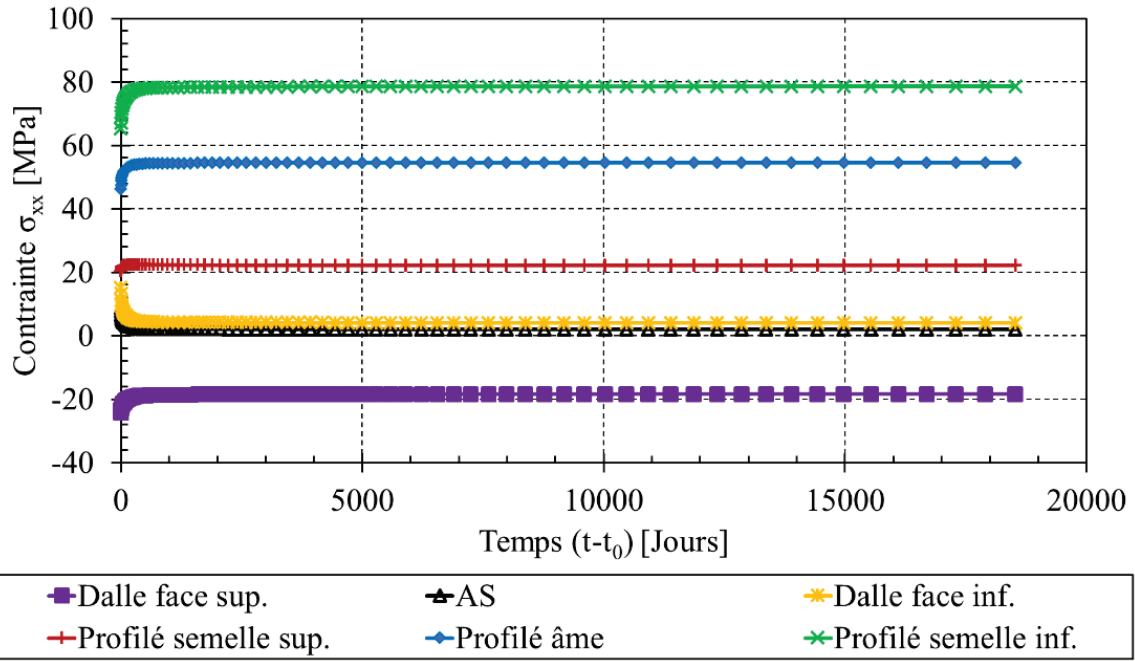


Figure VI-20 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB2

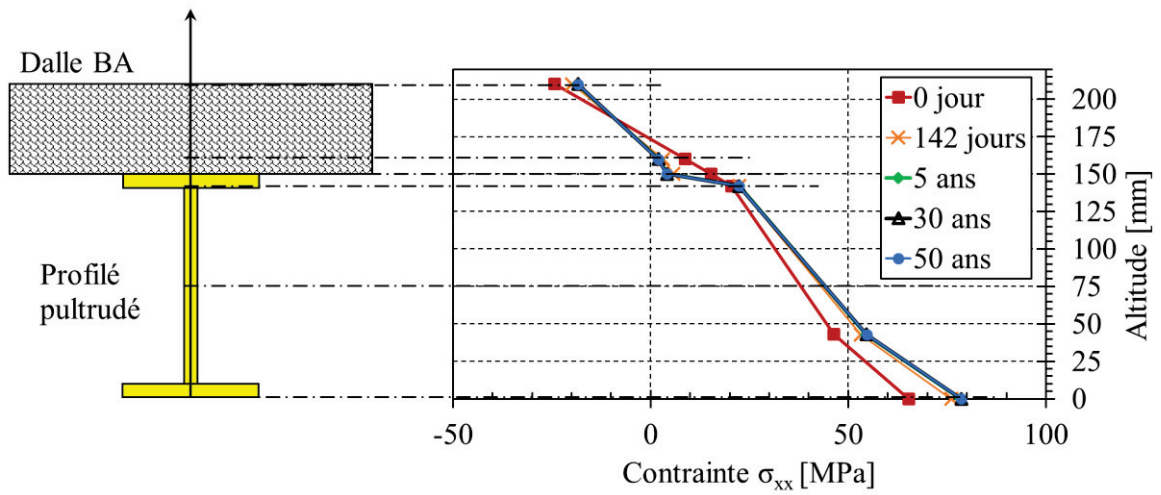


Figure VI-21 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB2

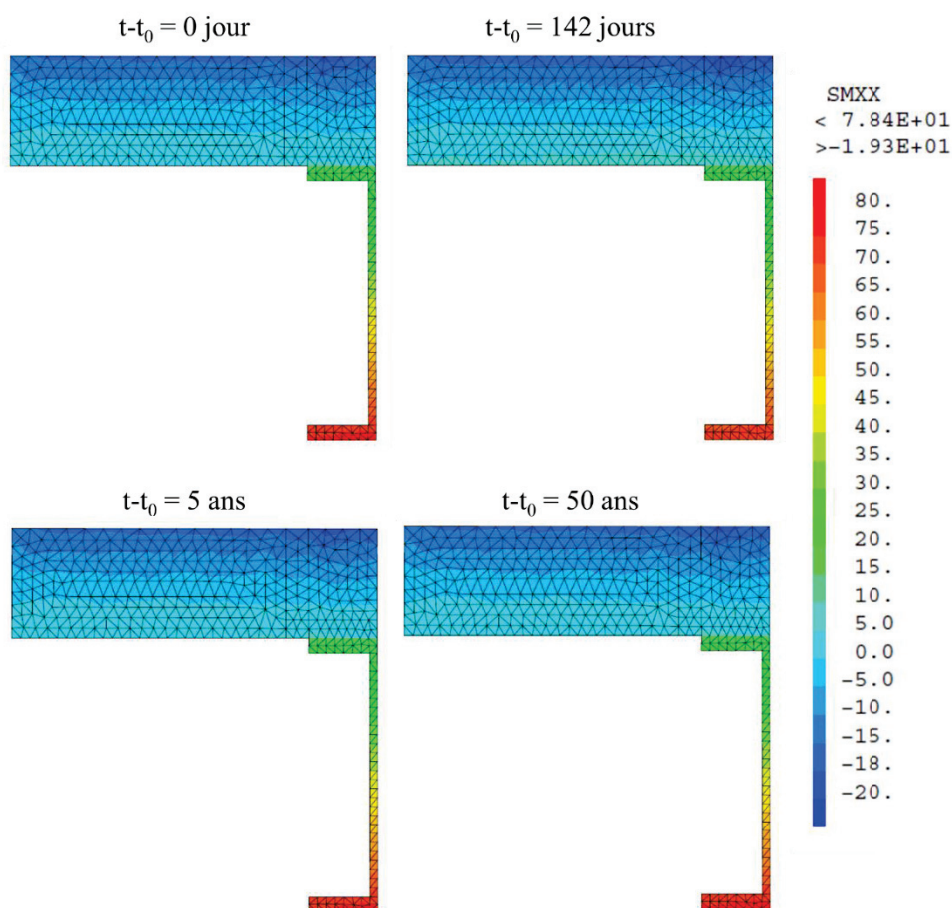


Figure VI-22 : Cartographie de la redistribution de contraintes axiales dans la section centrale de la poutre PCB2

La figure VI-23 montre l'évolution des contraintes de cisaillement horizontal (inter-laminaire) calculées dans le béton, à l'interface collée, pour plusieurs durées de chargement. Nous constatons que, quelle que soit la durée du chargement (instant d'observation), les distributions de  $\tau_{xz}$ , le long de la longueur collée, ont la même allure. La variation de cette contrainte est relativement faible au cours du temps. La contrainte est presque uniforme sur la majorité de la longueur collée et les valeurs atteintes sont de l'ordre de -2.28 MPa. Autour de la section d'appui et sur une longueur de 200 mm depuis l'appui, la contrainte commence à diminuer pour atteindre une valeur de 0.5 MPa au niveau de l'appui. De façon similaire, autour de la section centrale, à environ 300 mm de l'axe de symétrie la contrainte du cisaillement commence à diminuer et elle atteint une valeur de -0.25 MPa au niveau de la section centrale.

D'autre part, nous pouvons déduire de ces résultats numériques que la distribution et les valeurs des contraintes de cisaillement à l'interface béton/adhésif évoluent peu au cours du temps. Nous pouvons raisonnablement penser que la ruine adhésive à l'interface béton/adhésif observée expérimentalement est due à une réduction de la résistance du joint. Plus précisément, la réduction et/ou la dégradation de l'énergie d'adhésion entre le béton et l'adhésif à l'interface (rupture des liaisons chimiques, décollement sous l'effet de la pression osmotique, etc.) ont entraîné et favorisé la rupture adhésive à l'interface béton/adhésif de la poutre PCB2.

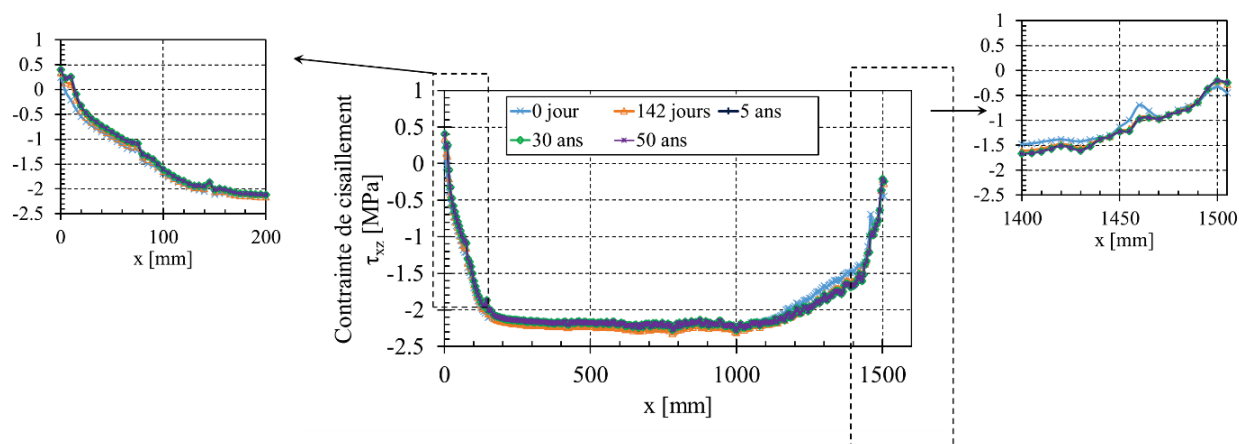


Figure VI-23 : Distribution de la contrainte de cisaillement dans le béton à l'interface béton/adhésif le long du joint collé pour la poutre PCB2

Des résultats similaires sont obtenus avec les poutres hybrides PCB4 et PCB5. Les résultats numériques pour ces deux poutres sont présentés dans les annexes F et G.

## VI.8 Conclusions

Dans ce chapitre, un modèle d'éléments finis est présenté pour l'analyse du comportement viscoélastique linéaire des poutres en matériaux composites et des poutres hybrides collées béton/GFRP soumises aux charges de service. Ce modèle prend en compte le comportement différé des matériaux constitutifs du profilé pultrudé et du béton. Le retrait et les déformations d'origine thermique ne sont pas pris en compte dans notre modélisation.

Le comportement constitutif linéaire viscoélastique est décrit par un modèle de Maxwell généralisé à 5 branches : différentes lois viscoélastiques non vieillissantes sont ensuite adoptées pour décrire l'évolution des modules d'élasticité longitudinale et du cisaillement du profilé pultrudé, et pour le béton une loi viscoélastique vieillissante est alors adoptée pour décrire l'évolution de son module d'élasticité au cours du temps.

Le problème viscoélastique EF est ensuite résolu par une procédure incrémentale développée dans le code d'éléments finis Cast3m. Pour chaque pas du temps, une matrice de rigidité fictive et un terme de charge historique fictif sont utilisés pour résoudre le système d'équations. Les deux sont calculés par des relations algébriques définies sur les nœuds de l'élément fini et par le biais des procédures disponibles dans le code Cast3m.

Ensuite, nous avons confronté les modèles établis aux résultats expérimentaux des essais du fluage effectués. Un bon accord entre les résultats des simulations et les résultats expérimentaux est trouvé avec une précision acceptable. Les résultats précis sont obtenus en quelques minutes de calcul avec la procédure mise en œuvre.

Après la validation du modèle, une analyse paramétrique est effectuée pour étudier l'influence et la contribution du fluage de chaque constituant de la poutre mixte sur sa réponse globale au cours du temps. Enfin, les évolutions au cours du temps des contraintes, des déformations et des déplacements sont obtenues.

Il est à noter que la rupture, sous charge de fluage de la poutre hybride PCB2 n'est pas décrite par ce modèle car cela nécessiterait l'utilisation d'un critère de ruine évolutif qui impliquerait une prise en compte des variations des propriétés de l'interface en fonction de température et d'humidité.

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Nothing in life is to be feared, it is only to be understood. Now is the time to understand more, so that we may fear less

Marie Curie





## ***CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES***

L'objectif de cette étude était d'apporter une meilleure compréhension du comportement à long-terme des structures hybrides collées béton/GFRP. La structure étudiée est constituée d'un profilé pultrudé connecté à une dalle en béton par un joint d'époxy. Cette combinaison permet d'obtenir une structure rigide, stable, résistante et légère avec une empreinte écologique faible. Pour atteindre l'objectif souhaité, une méthodologie consiste à analyser parallèlement la tenue mécanique des assemblages vieillissés dans des conditions accélérées et naturelles ainsi que leur comportement au cours du temps sous une charge constante (fluage) a été mise en place.

La première phase de ce travail a été consacrée à une étude bibliographique, une attention particulière ayant d'abord été portée aux aspects phénoménologiques, applications et caractérisations du collage en génie civil (caractéristiques principales des adhésifs époxy, mécanismes d'adhésion, caractérisation mécanique des assemblages collés et techniques de traitement des surfaces). Cette partie a également permis d'identifier les pathologies liées au vieillissement causant la dégradation des matériaux (béton, adhésif et GFRP) et des joints adhésifs dans des milieux agressifs, ainsi que les différents protocoles de vieillissement accéléré utilisés dans la littérature. Suite à cette revue bibliographique, nous avons conclu que l'eau (pluie et humidité) et les cycles gel/dégel ont une grande influence sur la durabilité des assemblages collés proposés pour des applications en génie civil (passerelles, bâtiments, ponts routiers, réparation, etc.).

Dans une deuxième partie, nous avons d'abord présenté les matériaux et les techniques expérimentales utilisés dans le cadre de cette étude. Un adhésif époxy, un profilé pultrudé GFRP et un béton au ciment Portland artificiel de type CEM I 52,5 ont été utilisés pour fabriquer nos assemblages. Ensuite, nous avons présenté les résultats des essais réalisés sur les matériaux et les assemblages vieillissés et non-vieillis. Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés au comportement instantané et à la caractérisation de l'essai push-out pour identifier les paramètres influençant le résultat de l'essai. De façon générale, l'analyse a permis de constater que le mode de préparation des éprouvettes push-out peut largement influencer le résultat de l'essai. Il ressort de cette étude plusieurs recommandations à suivre pour réduire la dispersion et assurer la reproductibilité des résultats :

- Les surfaces du pultrudé dédiées au collage doivent être traitées soigneusement pour ne pas endommager les fibres. Le ponçage manuel avec des papiers abrasifs fins nous semble efficace pour améliorer l'adhésion entre le profilé et le joint d'adhésif et pour éviter la rupture adhésive à l'interface pultrudé/colle,
- Le double serrage du joint collé a permis d'éviter la rupture cohésive dans le joint et d'assurer une épaisseur du joint uniforme sur la surface collée. L'utilisation de deux serre-joints et le contrôle de l'épaisseur du joint sont essentiels pour assurer la reproductibilité des résultats,
- L'épaisseur du joint d'adhésif a une influence sur la charge ultime des éprouvettes push-out. La charge de ruine augmente avec l'épaisseur. Cependant, des tests supplémentaires avec différentes épaisseurs du joint pourraient être réalisés pour établir une relation entre l'épaisseur du joint et la charge de ruine de l'assemblage push-out, tout en tenant compte des contraintes liées à la fabrication dans le contexte d'un ouvrage réel,
- La rectification des pieds des dalles, pour assurer un bon contact avec la presse et la perpendicularité entre le plan de collage et la surface d'appui, a amélioré la résistance en cisaillement des éprouvettes push-out. Ce traitement des surfaces a également réduit la dispersion des résultats. Il est fortement recommandé d'effectuer cette rectification après la préparation des éprouvettes pour limiter les inclinaisons parasites.

Pour étudier l'influence des paramètres environnementaux sur le comportement du joint collé, une démarche multi-échelle a été déployée par la caractérisation des matériaux constituant l'assemblage et celle de l'interface collée. Le comportement du joint adhésif a été décrit localement grâce à l'utilisation de l'essai push-out et à des observations fines des faciès de rupture. Deux protocoles de vieillissement ont été sélectionnés en se basant sur la revue bibliographique : immersion dans l'eau chaude à 45°C pour des durées de deux mois à 10 mois et exposition aux cycles gel/dégel (-20°C/20°C). Pour quantifier les effets du vieillissement accéléré sur les matériaux et l'assemblage collé, deux séries d'éprouvettes ont été testées pour chaque protocole et chaque durée : une série témoin (non conditionnée) et une série vieillie. De plus, des essais de vieillissement naturel ont été réalisés.

Les principales conclusions de cette étude de vieillissement sont les suivants :

- Le vieillissement hygrothermique de l'adhésif massif induit par la propagation de l'eau au sein de l'adhésif, entraîne une modification significative de ses propriétés mécaniques au cours du vieillissement. Une augmentation de la déformation à rupture avec une dégradation du module d'Young et une contrainte ultime quasiment constante ont été observées pour toutes les durées d'immersion étudiées en raison des phénomènes de plastification et d'hydrolyse. En revanche, dans le cas de l'exposition aux cycles gel/dégel, une réduction de la déformation ultime avec une amélioration de la contrainte ultime et du module d'Young ont été enregistrées. L'analyse a aussi permis de mettre en évidence que l'absorption d'eau n'entraîne pas une baisse continue des propriétés mécaniques. Le degré de dégradation (perte) peut changer selon le degré de réticulation de l'adhésif à l'état initial avant l'exposition au vieillissement.
- La performance du béton a été améliorée après l'immersion dans l'eau et dans le cas du vieillissement naturel en raison de la poursuite du processus de l'hydratation du ciment. Le pourcentage d'amélioration dépend de la performance du béton avant vieillissement. En revanche, nous avons vu que l'exposition aux cycles gel/dégel a abouti à une légère dégradation des propriétés mécaniques du béton.
- Pour les assemblages collés (éprouvettes push-out), un changement du mode de rupture au cours des vieillissements accéléré et naturel a été observé. Le mode de ruine passe de cohésif dans le béton à adhésif à l'interface béton/ adhésif (avec des zones de rupture cohésive dans la colle) après immersion, ce qui indique la formation d'une zone de faible cohésion à l'interface béton/ adhésif. La propagation de l'eau entraîne donc la formation de zones de décollement à l'interface sous les effets de la pression osmotique, la rupture des liaisons chimiques et l'hydrolyse de l'adhésif. Un mode de ruine similaire a été observé après le vieillissement naturel des éprouvettes. En revanche, après exposition aux cycles gel/dégel, une rupture mixte adhésive à l'interface colle/béton avec l'arrachement d'une fine couche de béton a été observée en raison de la fissuration du béton dans la région interfaciale et à proximité de l'interface. D'autre part, les valeurs numériques obtenues montrent une forte perte de la résistance au cisaillement de l'assemblage après exposition au vieillissement accéléré. A l'état initial la résistance mécanique de l'assemblage est équivalente voire supérieure à la résistance mécanique du béton. Après immersion dans l'eau, la résistance a chuté considérablement par rapport à celle des éprouvettes témoins. La dégradation de la résistance est d'autant plus importante que la durée d'immersion est importante (perte maximale de 70 % après 10 mois d'immersion). Une forte perte est aussi obtenue après exposition aux cycles gel/dégel. En revanche, le vieillissement naturel de l'assemblage a abouti à une réduction moins importante de la contrainte de cisaillement ultime par comparaison avec les résultats de vieillissement accéléré.
- Les conditions de vieillissement accéléré ne sont pas forcément représentatives des conditions de service de ces structures collées. La diminution de la résistance mécanique des assemblages est très rapide dans les conditions accélérées au contraire de ce que l'on a observé dans le cas du vieillissement naturel mais le mode de rupture adhésive à l'interface est bien prédit par le vieillissement accéléré. Nous avons trouvé que la rupture adhésive apparaît même pour les faibles durées d'immersion (2 mois à 45°C et à température ambiante) et le vieillissement naturel. Pour

le dimensionnement de structures collées, cette modification du mode de ruine au bout de quelques mois de vieillissement doit être prise en considération, l'hypothèse d'une adhérence parfaite n'est donc pas toujours valable.

La troisième phase a été consacrée à la modélisation de l'essai push-out. Dans cette phase, nous avons complété l'étude expérimentale commencée dans la deuxième phase par une modélisation numérique 3D de l'essai push-out afin d'étudier l'influence des paramètres géométriques sur le comportement et la charge ultime de l'essai push-out. L'essai push-out a été modélisé en utilisant une loi élastoplastique endommageable pour le béton, une loi élastique orthotrope pour le GFRP et une loi élastique pour le joint d'adhésif. Le comportement non-linéaire du béton est ensuite décrit par une formulation non-locale de la théorie d'endommagement pour éviter la dépendance des résultats au maillage du substrat et également pour limiter les gradients des déformations. Les substrats sont discrétisés par des éléments massifs tétraédriques alors que le joint est modélisé par des éléments d'interface d'épaisseur nulle en raison de sa faible épaisseur. Il est à noter que ce modèle ne prend en compte que le mode de ruine cohésif dans le béton, les autres modes de ruine (adhésif à l'interface et cohésif dans le colle et/ou le GFRP) ne peuvent pas être prédits dans ce modèle. S'appuyant sur les observations et les résultats expérimentaux, le modèle numérique est validé et il est ensuite utilisé pour effectuer une étude paramétrique numérique. Les principales conclusions de cette phase sont :

- L'inversion des substrats a un effet significatif sur la charge ultime de l'éprouvette push-out. L'éprouvette constituée de deux blocs de béton et d'un profilé GFRP présente une charge ultime plus élevée,
- La forme du profilé GFRP n'a pas d'effet significatif sur la charge ultime et sur la répartition des contraintes à l'interface pour l'éprouvette push out,
- En augmentant l'épaisseur de l'adhésif, les contraintes maximales aux extrémités ont tendance à diminuer. Cependant, les effets de ce paramètre doivent être étudiés avec un modèle prenant en compte les autres modes de ruine possibles du joint comme une rupture par cisaillement (cohésif ou à l'interface) ou par décollement,
- Les dimensions des dalles de béton ont affecté la charge ultime de l'assemblage. La largeur et l'épaisseur des dalles de béton doivent être soigneusement choisies pour mieux estimer la résistance au cisaillement de l'assemblage,
- L'augmentation de la hauteur libre de l'éprouvette push-out a abouti à une charge ultime plus petite. Une valeur de la hauteur libre inférieure à 50 mm est recommandée pour réduire les effets de cette distance sur la charge ultime,
- L'augmentation de la longueur du joint entraîne une augmentation de la charge ultime, une réduction de la contrainte de cisaillement dans la région interne du joint et un déplacement des pics de contraintes vers les bords libres. On a également trouvé qu'il y avait une longueur de joint optimale pour laquelle la charge ultime était maximale, et aucune augmentation supplémentaire n'a été trouvée au-delà de cette valeur.

À la lumière des résultats obtenus à partir de cette étude, on peut conclure que, pour réduire les effets de dimensions des dalles de béton ou de la zone de collage sur les résultats de l'essai push-out, l'utilisation d'une hauteur libre inférieure à 50 mm, une épaisseur des dalles supérieure ou égale à 100 mm et une longueur collée égale à 150 mm sont fortement recommandées.

La dernière partie de cette étude a été consacrée à l'étude du comportement au cours du temps sous charge permanente de poutres hybrides. Nous avons effectué dans un premier temps des essais de fluage sur plusieurs poutres hybrides et profilés pultrudés. Les résultats ont mis en évidence une évolution considérable des déformations et des déplacements (entre 27 % et 37 % pour les poutres hybrides après 5 mois) dans les poutres testées au cours du temps. Nous avons ensuite utilisé la théorie de la viscoélasticité linéaire et sa formulation incrémentale pour développer des modèles numériques dans le code d'éléments finis Cast3m. Le fluage du pultrudé est reproduit par un modèle viscoélastique

orthotrope et le joint adhésif est considéré comme un matériau élastique isotrope non-vieilli et ne flue pas. Pour prendre en considération l'influence de l'âge du béton sur ses comportements différés, un modèle viscoélastique vieillissant (paramètres de la formulation incrémentale dépendant du temps) a été utilisé. Il est important de noter que le modèle proposé ne prend pas en compte les déformations dues au retrait et aux dilatations thermiques du béton. Pour identifier les paramètres de la formulation incrémentale, le modèle proposé par l'Eurocode 2 et le modèle de Findley ont été utilisés, respectivement, pour identifier les fonctions de fluage du béton et du pultrudé. La confrontation des simulations avec les résultats expérimentaux montre la capacité des modèles proposés à reproduire correctement les comportements différés du pultrudé et des poutres hybrides. Les modèles proposés ont ensuite été utilisés pour étudier les états de déformations et de contraintes dans les poutres hybrides ainsi que pour évaluer le déplacement à long terme. L'ensemble des modèles développés constitue un moyen d'estimation très fiable. Il peut servir d'un outil de calcul rapide permettant de donner une estimation précise de la réponse à long terme en quelques minutes et des recommandations pour l'optimisation des sections.

Enfin, les objectifs fixés en début d'étude sont donc atteints. Les comportements à court- et long-terme des structures hybrides ont été étudiés et des outils numériques ont été développés pour simuler les comportements instantanés et au cours du temps. Des besoins de recherche complémentaire ont été identifiés et sont présentés comme suit :

- L'utilisation d'une loi de traction-séparation avec un comportement linéaire ou non linéaire pour l'adhésif doit être introduit dans le modèle pour prédire les autres modes de ruine possibles de l'assemblage (ruine par cisaillement de l'interface, décollement, etc.). Ces lois ne sont pas encore disponibles dans le code des éléments finis Cast3m, l'utilisation d'un autre code ou logiciel sera donc nécessaire pour prédire ces modes de ruine. De plus, les résultats des essais de vieillissement réalisés dans cette étude montrent un changement du mode de ruine après exposition au vieillissement et une dégradation des propriétés mécaniques du joint d'adhésif. Alors, L'utilisation de ces lois permettra ensuite d'introduire les effets de vieillissement sur le comportement du joint et sur son mode de ruine dans le model numérique.
- La protection de la poutre hybride par une bâche étanche à la pluie a permis d'éviter la dégradation du joint d'adhésif et la rupture prématurée. La réalisation des essais de vieillissement sur des éprouvettes fabriquées avec un béton étanche ou imperméable sera particulièrement intéressante afin d'étudier l'efficacité de ce système qui pourrait être une solution pour réduire les effets de l'eau (humidité et pluie) sur la durabilité des joints collés.
- La modélisation du comportement au cours du temps des poutres hybrides devrait être complétée par la prise en compte des effets de retrait du béton et des déformations thermiques des différents matériaux. L'utilisation d'une loi viscoélastique vieillissante pour l'adhésif serait également intéressante pour prendre en considération la dégradation et l'évolution des propriétés mécaniques de la colle en cours du temps (vieillissement, effets de l'eau, de l'humidié et de la température).
- Malgré que la durabilité des joints d'adhésif dans des conditions de vieillissement accélérées a fait l'objet de nombreuses études dans la littérature, il nous faudra encore du temps pour obtenir des résultats définitivement concluants et pour établir de relations entre les tests accélérés réalisés au laboratoire avec les conditions réelles de service. L'amélioration des connaissances concernant l'influence des conditions environnementales et la création d'une base de données avec différentes conditions d'hygrothermie pourraient être un pas important vers la sélection d'une gamme des conditions représentatives de la réalité et par conséquent la standardisation des essais de vieillissement accélérés. La réalisation des essais de vieillissement avec différentes températures, durées d'immersion et d'exposition et cycles gel/dégel doit faire partie des études futures afin d'établir les relations exactes entre le degré de dégradation du joint et les différents agents environnementaux.
- Dans les conditions de service, les structures subissent des cycles de sollicitations mécaniques, thermiques et hydriques. Dans cette étude, le comportement dépendant du temps d'une poutre



hybride collée sous les conditions naturelles a été étudié mais l'influence de chaque agent environnemental (humidité, pluie, neige et le soleil (rayonnement UV, température)) sur ce comportement n'a pas été isolé. L'étude de l'influence de chacun de ces agents sur le comportement à long-terme des structures hybrides est donc nécessaire et doit faire l'objet d'analyses futures pour proposer des solutions efficaces permettant de réduire l'impact de ces agents sur leur durabilité et leur performance à long-terme.



## *RÉFÉRENCES*

### *[A]*

- [AGA 14] Agarwal A., Foster S. J., Hamed E. and Ng T. S., “Influence of freeze–thaw cycling on the bond strength of steel–FRP lap joints”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 60, pp. 178-185, 2014.
- [AKA 97] Akay M., Mun S. K. A. and Stanley A., “Influence of moisture on the thermal and mechanical properties of autoclaved and oven-cured Kevlar-49/epoxy laminates”, *Composites science and technology*, vol. 57, no. 5, pp. 565-571, 1997.
- [ALM 14] Al-Mahmoud F., Mechling J. M. and Shaban M., “Bond strength of different strengthening systems–Concrete elements under freeze–thaw cycles and salt water immersion exposure”, *Construction and Building Materials*, vol. 70, pp. 399-409, 2014.
- [ALH 01] Al-Haik M., Vaghar M. R., Garmestani H. and Shahawy, M., “Viscoplastic analysis of structural polymer composites using stress relaxation and creep data”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 32, no.2, pp. 165-170, 2001.
- [AMI 16] Amidi S. and Wang J., “Subcritical debonding of FRP-to-concrete bonded interface under synergistic effect of load, moisture, and temperature”, *Mechanics of Materials*, vol. 92, pp. 80-93, 2016.
- [AND 00] Andruet R. H., Dillard D. A. and Holzer S. M., “Special finite elements for analysis of adhesive joints”, *In European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS*, Barcelona, 2000.
- [AND 01] Andruet R. H., Dillard D. A. and Holzer S. M., “Two-and three-dimensional geometrical nonlinear finite elements for analysis of adhesive joints”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 21, no. 11, pp. 17-34, 2001.
- [ANI 12] Aniskevich K., Aniskevich A., Arnautov A. and Jansons J., “Mechanical properties of pultruded glass fiber-reinforced plastic after moistening”, *Composite Structures*, vol. 94, no.9, pp. 2914-2919, 2012.
- [ANY 12] Anyfantis K. N., “Finite element predictions of composite-to-metal bonded joints with ductile adhesive materials”, *Composite Structures*, vol. 94, pp. 2632-2639, 2012.
- [ARM 00] Armero F. and Oller S., “A general framework for continuum damage models. i. infinitesimal plastic damage models in stress space”, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 37, pp. 7409–7436, 2000.
- [ASC 08] Ascione F., Berardi V. P., Feo L. and Giordano A., “An experimental study on the long-term behavior of CFRP pultruded laminates suitable to concrete structures rehabilitation”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 39, no. 7, pp. 1147-1150, 2008.
- [ASC 12] Ascione L., Berardi V. P. and D’Aponte A., “Creep phenomena in FRP materials”, *Mechanics Research Communications*, vol.43, pp. 15-21, 2012.
- [ASC 15] Ascione F., Mancusi G., Spadea S., Lamberti M., Lebon F. and Maurel-Pantel A., “On the flexural behaviour of GFRP beams obtained by bonding simple panels: An experimental investigation”, *Composite Structures*, vol. 131, pp. 55-65, 2015.
- [AYD 13] Aydın F. and Sarıbıyık, M., “Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with GFRP box section and concrete”, *Construction and Building Materials*, vol. 41, pp. 563-569, 2013.
- [AWA 09] Awaja F., Gilbert M., Kelly G., Fox B. and Pigram P. J., “Adhesion of polymers”, *Progress in polymer science*, vol. 34, no. 9, pp. 948-968, 2009.

### *[B]*

- [BAK 02] Bakis C., Bank L., Brown, V., Cosenza E., Davalos J., Lesko J., Machida A., Rizkalla S. and Triantafyllou T., “Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review”, *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, no. 2, pp.73-87, 2002.

- [BAL 12] Baldan, A., "Adhesion phenomena in bonded joints", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 38, pp. 95-116, 2012.
- [BAN 87] Bank L. C., "Shear coefficients for thin-walled composite beams. *Composite Structures*", *Composite Structures*, vol. 8, no. 1, pp. 47-61, 1987.
- [BAN 88] Bank L. C. and Bednarczyk P. J., "A beam theory for thin-walled composite beams", *Composites Science and Technology*, vol. 32, no. 4, pp. 265-277, 1988.
- [BAN 89] Bank L.C., "Flexural and shear moduli of full-section fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams", *Journal of Testing and Evaluation JTEVA*, vol.17, no.1, pp.40-45, 1989.
- [BAN 92(1)] Bank L. C. and Mosallam A. S., "Creep and failure of a full-size fiber-reinforced plastic pultruded frame", *Composites Engineering*, vol. 2, no. 3, pp. 213-217, 1992.
- [BAN 92(2)] Bank L. C. and Cofie E., "A modified beam theory for bending and twisting of open-section composite beams—numerical verification", *Composite Structures*, vol. 21, no. 1, pp. 29-39, 1992.
- [BAN 06] Bank L. C., "Composites for construction: structural design with FRP materials", *New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.*, 2006.
- [BAN 08] Ban C. S., Lee Y. H., Choi J. H. and Kweon J. H., "Strength prediction of adhesive joints using the modified damage zone theory", *Composite structures*, vol. 86, pp. 96-100, 2008.
- [BOW 96] Bowditch M. R., "The durability of adhesive joints in the presence of water", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 16, no. 2, pp. 73-79, 1996.
- [BAZ 72] Bažant, Z., "Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method", *ACI journal*, vol. 69, no. 4, pp. 212-217, 1972.
- [BAZ 74] Bažant Z. P. and Wu S., "Rate-type creep law of aging concrete based on Maxwell chain", *Matériaux et Construction*, vol. 7, no. 37, 45-60, 1974.
- [BAZ 75] Bažant Z. P., "Theory of creep and shrinkage in concrete structures: A precis of recent developments", *Mechanics today*, vol. 2, pp. 1-93, 1975.
- [BAZ 78] Bažant Z. P., "Can the creep curves for different loading ages diverge?", *Cement and Concrete Research*, vol. 8, no. 5, pp. 601-611, 1978.
- [BAZ 79] Bažant Z. P., Asce F. and Kim S. S., "Approximate relaxation function for concrete", *Journal of the structural division*, vol. 105(ST12), pp. 2695-2705, 1979.
- [BAZ 88] Bažant Z. P., "Mathematical Modeling of creep and Shrinkage of Concrete", Chapter 2, *Material Models for Structural Analysis*, UK: John Wiley & Sons Ltd, pp.99 – 215, 1988.
- [BAZ 89] Bazant Z. P. and Pijaudier-Cabot G., "Measurement of characteristic length of nonlocal continuum", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 115, no. 14, pp. 755-767, 1989.
- [BAZ 89(1)] Bažant Z. P. and Prasannan S., "Solidification theory for concrete creep. I: Formulation", *Journal of engineering mechanics*, vol. 115, no. 8, pp. 1691-1703, 1989.
- [BAZ 89(2)] Bažant Z. P. and Prasannan S., "Solidification theory for concrete creep. II: Verification and application" *Journal of Engineering mechanics*, vol. 115, no. 8, pp. 1704-1725, 1989.
- [BAZ 93] Bažant Z. P., Xi Y. and Baweja S., "Preliminary guidelines and recommendation for characterizing creep and shrinkage in structural design codes", proceeding., 5th international RILEM symposium on creep and shrinkage of concrete, Barcelone, pp.805 – 829, 1993.
- [BAZ 97(1)] Bažant Z. P., Hauggaard A. B., Baweja S. and Ulm F.J., "Microprestress – solidification theory for concrete creep. I: aging and drying effects", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no. 11, pp. 1188 – 1194, 1997.
- [BAZ 97(2)] Bažant Z. P., Hauggaard A. B. and Baweja S., "Microprestress – solidification theory for concrete creep. II: algorithm and verification", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no. 11, pp.1195 – 1201, 1997.
- [BAZ 13] Bažant Z. P., Hubler M. H. and Jirásek, M., "Improved estimation of long-term relaxation function from compliance function of aging concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 139, no. 2, pp. 146-152, 2013.

- [BEN 11] Benzarti K., Chataigner S., Quiertant M., Marty C. and Aubagnac C., “Accelerated ageing behaviour of the adhesive bond between concrete specimens and CFRP overlays”, *Construction and building materials*, vol. 25, pp. 523-538, 2011.
- [BER 08] Berkettis K., Tzetzis D. and Hogg P. J., “The influence of long term water immersion ageing on impact damage behaviour and residual compression strength of glass fibre reinforced polymer (GFRP)”, *Materials & Design*, vol. 29, no. 7, pp. 1300-1310, 2008.
- [BER 11(1)] Berthet J., Yurtdas I., Delmas Y. and Li A., “Evaluation of the adhesion resistance between steel and concrete by push out test”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 31, pp. 75–83, 2011.
- [BER 11(2)] Bertho J., “Vieillissement hygrothermique d'un assemblage acier galvanisé/adhésif époxy : évolution de la tenue mécanique en fonction de l'état physico-chimique de l'adhésif”, Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers (ENSAM), 2011.
- [BIS 98] Bistac S., Vallat M. F. and Schultz J., “Durability of steel/polymer adhesion in an aqueous environment”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 18, no. 5, pp. 365-369, 1998.
- [BIS 13(1)] Biscaia H. C., Chastre C. and Silva M. A., "Modelling GFRP-to-concrete joints with interface finite elements with rupture based on the Mohr-Coulomb criterion", *Construction and Building Materials*, vol. 47, pp. 261-273, 2013.
- [BIS 13(2)] Biscaia H. C., Chastre C. and Silva M. A., "Linear and nonlinear analysis of bond-slip models for interfaces between FRP composites and concrete", *Composites Part B: Engineering*, vol. 45, pp. 1554-1568, 2013.
- [BIS 14] Biscaia H. C., Silva M. A. and Chastre C., "An experimental study of GFRP-to-concrete interfaces submitted to humidity cycles", *Composite Structures*, vol. 110, pp. 354-368, 2014.
- [BOR 09] Bordes M., “Étude du vieillissement des liaisons adhésives en milieu marin pour application offshore”, Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2009.
- [BOT 08] Bottoni M., Mazzotti C. and Savoia, M., “A finite element model for linear viscoelastic behaviour of pultruded thin-walled beams under general loadings. *International Journal of Solids and Structures*”, vol. 45, no. 3, pp. 770-793, 2008.
- [BOT 14] Bottoni M., Mazzotti C. and Savoia, M., “Creep tests on GFRP pultruded specimens subjected to traction or shear”, *Composite Structures*, vol. 108, pp. 514-523, 2014.
- [BOU 05] Bouazaoui L., “Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage”, Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne Ardenne, 2005.
- [BOU 07] Bouazaoui L., Perrenot G., Delmas Y. and Li A., “Experimental study of bonded steel concrete composite structures”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 9, pp. 1268-1278, 2007.
- [BRU 04] Bruneaux M. A., “Durabilité des assemblages collés : Modélisation mécanique et physico-chimique”, Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2004.
- [BUC 00] Buch X., “Dégradation thermique et fluage d'un adhésif structural époxyde”, Thèse de doctorat, École nationale supérieure des mines de paris, 2000.
- [BUZ 03] Buzon S., “Modélisation du comportement mécanique des poutres mixtes sous charges modérées : réponse élastique et comportement au cours du temps”, Thèse, Université Strasbourg 3-Robert Schuman, 2003.

### [C]

- [CAM 11] Campilho R. D. S. G., Banea M. D., Pinto A. M. G., Da Silva L. F. and De Jesus A. M. P., "Strength prediction of single-and double-lap joints by standard and extended finite element modelling", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 31, no. 15, pp. 363-372, 2011.
- [CAN 99] Canning L., Hollaway L. and Thorne A. M., “An investigation of the composite action of an FRP/concrete prismatic beam”, *Construction and Building Materials*, vol. 13, no. 8, pp. 417-426, 1999.
- [CAR 14] Carra G. and Carvelli V., “Ageing of pultruded glass fibre reinforced polymer composites exposed to combined environmental agents”, *Composite Structures*, vol. 108, pp. 1019–1026, 2014.
- [CAS 09] Castagnetti D. and Dragoni E., "Standard finite element techniques for efficient stress analysis of adhesive joints", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 29, no. 12, pp. 125-135, 2009.



- [CAS 10] Castagnetti D., Dragoni E. and Spaggiari A., "Failure analysis of bonded T-peel joints: Efficient modelling by standard finite elements with experimental validation", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 30, no. 15, pp. 306-312, 2010.
- [CHA 95] Chajes M. J., Thomson T. A. and Farschman C. A., "Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics", *Construction and Building Materials*, vol. 19, no. 3, pp. 141-148, 1995.
- [CHA 08] Chataigner S., "Conception et dimensionnement d'un ancrage de hauban plat en matériaux composites", Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- [CHA 09] Chambart M., "Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine", Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan, 2009.
- [CHE 12] Chen G. M., Chen J. F. and Teng J. G., "On the finite element modelling of RC beams shear-strengthened with FRP", *Construction and Building Materials*, vol. 32, pp. 13-26, 2012.
- [CLA 03] Clarke J. L., "Structural design of polymer composites: Eurocomp design code and background document", E & FN SPON, London, 2003.
- [COG 02] Cognard P., "Collage des matériaux-Mécanismes. Classification des colles", Techniques de l'ingénieur, BM7615, 2002.
- [COL 10] Colombi P., Fava G. and Poggi C., "Bond strength of CFRP-concrete elements under freeze-thaw cycles", *Composite Structures*, vol. 92, no. 4, pp. 973-983, 2010.
- [COM 98] Comyn J., "Moisture cure of adhesives and sealants", *International journal of adhesion and adhesives*, vol. 18, no. 4, pp. 247-253, 1998.
- [COR 07] Correia J. R., Branco F. A. and Ferreira J. G., "Flexural behaviour of GFRP-concrete hybrid beams with interconnection slip", *Composite Structures*, vol. 77, pp. 66-78, 2007.
- [COR 09] Correia J. R., Branco F. A. and Ferreira J. G., "GFRP-concrete hybrid cross-sections for floors of buildings", *Engineering Structures*, Vol. 31, no. 6, pp. 1331-1343, 2009.
- [COS 15] Costa I. and Barros J., "Tensile creep of a structural epoxy adhesive: Experimental and analytical characterization", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 59, pp. 115-124, 2015.
- [COU 86] Courbon J., "Fluage et relaxation du béton. Techniques de l'ingénieur. Construction", no. C2055, 1986.
- [COU 03] Courard L. and Michel F., "Energies libres de surface des solides et des liquides : une approche de la compréhension des phénomènes interfaciaux", *Compte-rendu des Journées Scientifiques du (RF)*, 2003.
- [CRE 08] Creac'hcadec R., "Analyse et modélisation du comportement non linéaire d'assemblages collés pour application marine", Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Ingénieurs des Etudes et Techniques d'Armement (ENSIETA), 2008.
- [CRO 00] Crouch R. S. and Tahar B., "Application of a stress return algorithm for elasto-plastic hardening-softening models with high yield surface curvature", *In Proceedings of European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS*, Barcelona, 2000.

**[D]**

- [DAV 96] Davalos J. F., Salim H. A., Qiao P., Lopez-Anido R. and Barbero E. J., "Analysis and design of pultruded FRP shapes under bending", *Composites Part B: Engineering*, vol. 27, no. 3-4, pp. 295-305, 1996.
- [DEB 91] De Borst R. et Mühlhaus H.B., "Continuum models for discontinuous media", J.G.M. van Mier, J.G. Rots et A. Bakker, eds. *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics: Proc. Int. RILEM/ESIS Conf.* (Chapman & Hall, 1991), pp. 601 – 618, 1991.
- [DEC 05] De Castro San Roman, J., "System ductility and redundancy of FRP structures with ductile adhesively-bonded joints", Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [DES 95] Deskovic N., Meier U., and Triantafillou T. C., "Innovative Design of FRP Combined with Concrete: short term behavior", *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, no. 7, pp. 1069-1078, 1995.

[DUT 96] Dutta P. K. and Hui D., “Low-temperature and freeze-thaw durability of thick composites”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 27, no. 3-4, pp. 371-379, 1996.

[DUT 00] Dutta P. K. and Hui, D., “Creep rupture of a GFRP composite at elevated temperatures”, *Computers & Structures*, vol. 76, no. 1, pp. 153-161, 2000.

### [E]

[EDL 92] Edlund U. and Klarbring A., "A geometrically nonlinear model of the adhesive joint problem and its numerical treatment", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 96, no. 3, pp. 329-350, 1992.

[EDW 98] Edwards K., "An overview of the technology of fibre-reinforced plastics for design purposes", *Materials and Design*, vol. 19, pp. 1-10, 1998.

[EMA 17] Emara M., Torres L., Baena M., Barris C. and Moawad M., “Effect of sustained loading and environmental conditions on the creep behavior of an epoxy adhesive for concrete structures strengthened with CFRP laminates”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 129, pp. 88-96, 2017.

### [F]

[FAN 09] Fan X. J., Lee S. W. R. and Han Q., “Experimental investigations and model study of moisture behaviors in polymeric materials”, *Microelectronics Reliability*, vol. 49, no. 8, pp. 861-871, 2009.

[FER 02] Fernández-García M. and Chiang M. Y. M., “Effect of hygrothermal aging history on sorption process, swelling, and glass transition temperature in a particle-filled epoxy-based adhesive”, *Journal of Applied Polymer Science*, vol. 84, no.8, pp. 1581-1591, 2002.

[FRI 06] Frigione M., Aiello M. A. and Naddeo C., “Water effects on the bond strength of concrete/concrete adhesive joints”, *Construction and building materials*, vol. 20, no. 10, pp. 957-970, 2006.

[FRI 18] Frigione M. and Lettieri M., “Durability Issues and Challenges for Material Advancements in FRP Employed in the Construction Industry”, *Polymers*, vol. 10, no. 3, 247, 2018.

### [G]

[GEN 98] Gentry T. R., Bank L. C., Barkatt A. and Prian, L., “Accelerated test methods to determine the long-term behavior of composite highway structures subject to environmental loading”, *Journal of Composites, Technology and Research*, vol. 20, no. 1, pp.38-50,1998.

[GEO 03] Georgin J. F. and Reynouard J. M., "Modeling of structures subjected to impact: concrete behaviour under high strain rate", *Cement and Concrete Composites*, vol. 25, pp.131–143, 2003.

[GRA 06] Grassl P. and Jirasek M., "Damage plastic model for concrete failure", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 43, pp. 7166–7196, 2006.

[GON 02] Goncalves J. P. M., De Moura M. F. S. F. and De Castro P. M. S. T., "A three-dimensional finite element model for stress analysis of adhesive joints", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 22, no. 15, pp. 357-365, 2002.

[GON 06] Gonzalez D., “Durabilité des assemblages colles du génie civil : effets du vieillissement hygrothermique aux échelles micro- et macroscopiques”, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, 2006.

[GON 13(1)] Gonilha J. A., Correia J. R. and Branco F. A., “Creep response of GFRP–concrete hybrid structures: application to a footbridge prototype”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 53, pp. 193-206, 2013.

[GON 13(2)] Gonilha J. A., Correia J. R. and Branco F. A., “Dynamic response under pedestrian load of a GFRP–SFRSCC hybrid footbridge prototype: Experimental tests and numerical simulation”, *Composite structures*, vol. 95, pp. 453-463, 2013.

[GON 14(1)] Gonilha J. A., Correia J. R. and Branco F. A., “Structural behaviour of a GFRP-concrete hybrid footbridge prototype: Experimental tests and numerical and analytical simulations”, *Engineering Structures*, vol. 60, pp. 11-22, 2014.

[GON 14(2)] Gonilha J. A., Barros J., Correia J. R., Sena-Cruz J., Branco F. A., Ramos L. F., ... and Santos T. "Static, dynamic and creep behaviour of a full-scale GFRP-SFRSCC hybrid footbridge", *Composite Structures*, vol. 118, pp. 496-509, 2014.

[GUA 14] Guades E., Aravinthan T. and Islam M. M., "Characterisation of the mechanical properties of pultruded fibre-reinforced polymer tube", *Materials and Design*, vol. 53, pp. 305-315, 2014.

[GUE 77] Guess T. R., Allred R. E. and Gerstle F. P., "Comparison of lap shear test specimens", *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 5, no. 2, pp. 84-93, 1977.

### [H]

[HAL 98] Hall J. E. and Mottram J. T., "Combined FRP Reinforcement and Permanent Formwork for Concrete Members", *Journal of Composites for Constructions*, vol. 2, no. 2, pp. 78–86, 1998.

[HAI 02] Haidar K., "Modélisation de l'endommagement des structures en béton : approches numériques et effet de la microstructure sur les propriétés de rupture", Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes et Université de Nantes, 2002.

[HAR 84] Harris J. A. and Adams R. A., "Strength prediction of bonded single lap joints by non-linear finite element methods", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 4, no. 2, pp. 65-78, 1984.

[HES 15] Heshmati M., Haghani R. and Al-Emrani M., "Environmental durability of adhesively bonded FRP/steel joints in civil engineering applications: State of the art", *Composites Part B: Engineering*, vol. 81, pp. 259-275, 2015.

[HES 17] Heshmati M., Haghani R. and Al-Emrani M., "Durability of CFRP/steel joints under cyclic wet-dry and freeze-thaw conditions", *Composites Part B*, vol.126, pp. 211–226, 2017.

[HIL 50] HILL R., "The mathematical theory of plasticity", Clarendon Press Oxford, 1950.

[HOL 80] Holmes M. and Rahman T. A., "Creep behaviour of glass reinforced plastic box beams", *Composites*, vol. 11, no. 2, pp. 79-85, 1980.

[HOT 11] Hota G. and Liang, R. "Advanced fiber reinforced polymer composites for sustainable civil infrastructures", *In Proceedings of the International Symposium on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering*, Xiamen University, 2011.

[HOU 12] Houhou N. "Durabilité des interfaces collées béton/renforts composites : développement d'une méthodologie d'étude basée sur un dispositif de fluage innovant conçu pour être couplé à un vieillissement hygrothermique", Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2012.

[HUG 82] Hugenschmidt F., "New experiences with epoxies for structural applications", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 2, no. 2, pp. 84-95, 1982.

[HUL 03] Hulatt J., Hollaway L. and Thorne, A., "The use of advanced polymer composites to form an economic structural unit", *Construction and Building Materials*, vol. 17, no. 1, pp. 55-68, 2003.

### [J]

[JAS 04] Jason L., "Relation endommagement perméabilité pour les bétons applications aux calculs de structures", Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, 2004.

[JAS 06] Jason L., Huerta A., Pijaudier-Cabot G. and Ghavamian S., "An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model", *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 195, no. 152, pp. 7077-7092, 2006.

[JIA 13] Jiang X., Kolstein H. And Bijlaard F. S., "Moisture diffusion in glass–fiber-reinforced polymer composite bridge under hot/wet environment", *Composites Part B: Engineering*, vol. 45, no. 1, pp. 407-416, 2013.

[JOA 07] Joannès S., "Caractérisation mécanique et outil d'aide au dimensionnement des collages structuraux", Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, 2007.

[JUR 96] Jurkiewicz B., "Analyse et modélisation du comportement différé des ouvrages constitués de plusieurs matériaux", Thèse, Université Blaise Pascal-Clermont II, 1996.

[JUR 14] Jurkiewicz B., Meaud C. and Ferrier E., "Non-linear models for steel–concrete epoxy-bonded beams", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 100, pp. 108-121, 2014.

**[K]**

- [KAF 15] Kafodya I., Xian G. and Li H., “Durability study of pultruded CFRP plates immersed in water and seawater under sustained bending: Water uptake and effects on the mechanical properties”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 70, pp. 138-148, 2015.
- [KAR 09] Kara, S. and Manmek, S., “Composites: calculating their embodied energy”, Life Cycle Engineering & Management Research Group, University of New South Wales, 2009.
- [KAR 03] Karbhari V.M., Chin J.W., Hunston D., Benmokrane B., Juska T., Morgan R. and Reynaud D., “Durability gap analysis for fibre-reinforced polymer composites in civil infrastructure”, *Journal of composites for construction*, vol. 73, no. 3, pp. 238–247, 2003.
- [KEL 05] Keller T. and Vallée T., “Adhesively bonded lap joints from pultruded GFRP profiles. Part I: stress–strain analysis and failure modes”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 36, no. 4, pp. 331-340, 2005.
- [KEL 07] Keller T., Schaumann E. and Vallée, T., “Flexural behavior of a hybrid FRP and lightweight concrete sandwich bridge deck”, *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 38, no. 3, pp. 879-889, 2007.
- [KOA 17(1)] Koaik A., “Comportement mécanique instantané des structures hybrides GFRP-béton”, Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2017.
- [KOA 17(2)] Koaik A., Bel S. and Jurkiewicz, B., “Experimental tests and analytical model of concrete-GFRP hybrid beams under flexure”, *Composite Structures*, vol. 180, pp. 192-210, 2017.
- [KNI 12] Knight G. A., Hou T. H., Belcher M. A., Palmieri F. L., Wohl C. J. and Connell J. W., “Hygrothermal aging of composite single lap shear specimens comprised of AF-555M adhesive and T800H/3900-2 adherends”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 39, pp. 1-7, 2012.
- [KRÄ 04] Krätzig W. and PÖLLING R., “An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters”, *Computers and Structures*, vol. 82, pp. 1201–1215, 2004.
- [KRA 07] Krayani A., “Approche non locale d'un modèle d'élasto-plastique endommagable pour le calcul des structures en béton”, Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, 2007.

**[L]**

- [LAC 96] Lacidogna G. and Tarantino M., “Approximate expressions for the ageing coefficient and the relaxation function in the viscoelastic analysis of concrete structures”, *Materials and Structures*, vol. 29, no. 3, pp. 131-140, 1996.
- [LAI 10] Lai W. L., Kou S. C., Poon C. S., Tsang W. F. and Lai C. C., “Characterization of the deterioration of externally bonded CFRP-concrete composites using quantitative infrared thermography”, *Cement and Concrete Composites*, vol. 32, no. 9, pp. 740-746, 2010.
- [LEM 91] Lemaitre J. et Chaboche J. L., “Mécanique des matériaux solides”, Dunod, Paris, 1991.
- [LEE 93] Lee M. C. and Peppas N. A., “Water transport in epoxy resins”, *Progress in polymer science*, vol. 18, no. 5, pp. 947-961, 1993.
- [LEE 98] Lee J. and Fenves G. L., “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, pp. 892–900, 1998.
- [LIA 99] Liao K., Schultheisz C. R. and Hunston D. L., “Effects of environmental aging on the properties of pultruded GFRP”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 30, no. 5, pp. 485-493, 1999.
- [LIN 93] Lin Y. and Lin E., “A finite element model of single-lap adhesive joints”, *International journal of solids and structures*, vol. 30, no. 12, pp.1679–1692, 1993.
- [LOP 16] Lopes J., Stefaniak D., Reis L. and Camanho P. P., “Single lap shear stress in hybrid CFRP/Steel composites”, *Procedia Structural Integrity*, vol. 1, pp. 58-65, 2016.
- [LUC 96] Luccioni B., Oller S. and Danesi R., “Coupled plastic damaged model”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 129, pp. 81–89, 1996.



[LUC 07] Lucas P. and Zanella G., “ Mise en œuvre des composites TP- Compounds à fibres continues”, *Techniques de l’ingénieur*, 2007.

[LUN 78] Lunak S., Vladyka J. and Dusek K., “Effect of diffusion control in the glass transition region on critical conversion at the gel point during curing of epoxy resins”, *POLYMER*, vol. 19, pp. 931-933, 1978.

[LUO 12] Luo Y., Li A. and Kang Z., “Parametric study of bonded steel–concrete composite beams by using finite element analysis”, *Engineering Structures*, Vol. 34, pp. 40-51, 2012.

[M]

[MAJ 09] Majda P. and Skrodzewicz J., “A modified creep model of epoxy adhesive at ambient temperature”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 29, no. 4, pp. 396-404, 2009.

[MAR 07] Mario O., “Etude du vieillissement des assemblages structuraux acier/aluminium : influence de l’environnement sur le dimensionnement”, Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2007.

[MAY 82] Mays G. C. and Vardy A. E., "Adhesive-bonded steel/concrete composite construction", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 2, no. 2, pp. 103-107, 1982.

[MAZ 89] Mazars J. and Pijaudier-Cabot G., "Continuum damage theory-application to concrete", *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, vol. 115, pp. 345–365, 1989.

[MEA 12] MEAUD C., “analyse multi-échelle des connexions par collage application aux éléments structuraux multi-matériaux fléchis”, Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2012.

[MEN 11] Mendes P. J., Barros J. A., Sena-Cruz J. M. and Taheri M., “Development of a pedestrian bridge with GFRP profiles and fiber reinforced self-compacting concrete deck”, *Composite Structures*, vol. 93, no. 11, pp. 2969-2982, 2011.

[MER 03] Mertz D. R., Chajes M. J., Gillespie J. W., Kukich d. S., Sabol S. A., Hawkins N. M., Aquino W. and Deen T. B., “Application of fiber reinforced polymer composites to the highway infrastructure”, *Transportation Research Board*, 2003.

[MES 97] Meschke G. and Lackner R., vAnisotropic modeling of cracked concrete based on plasticity-damage theory", *Computational Plasticity*, CIMNE, Barcelona, pp. 1543-1550, 1997.

[MIN 12] Minghini F., Tullini N., Laudiero, F., “Full-section properties of pultruded FRP profiles using bending tests”, Department of Engineering, University of Ferrara, Italy, 2012.

[MOS 91] Mosallam A. S. and Bank L. C., “Creep and recovery of a pultruded FRP frame”, In advanced composite materials for civil engineering structures, pp. 24-35, 1991.

[MOT 93] Mottram J. T., “Short-and long-term structural properties of pultruded beam assemblies fabricated using adhesive bonding”, *Composite Structures*, vol. 25, no. 1-4, pp. 387-395, 1993.

[MOT 11] Mottram J. T., “Does performance-based design with fibre reinforced polymer components and structures provide any new benefits and challenges?”, *The Structural Engineer*, vol. 89, no. 6, pp. 23-27, 2011.

[MUI 16] Mui T. S. M., Silva L. L. G., Prysiashnyi V. and Kostov K. G., “Surface modification of aluminium alloys by atmospheric pressure plasma treatments for enhancement of their adhesion properties”, *Surface and Coatings Technology*, vol. 312, pp. 32-36, 2016.

[MUK 98] Mukhopadhyaya P., Swamy R. N. and Lynsdale C. J., “Influence of aggressive exposure conditions on the behaviour of adhesive bonded concrete–GFRP joints”, *Construction and Building Materials*, vol. 12, no. 8, pp. 427-446, 1998.

[MUT 17] Muttashar M., Manalo A., Karunasena W. and Lokuge, W., “Flexural behaviour of multi-celled GFRP composite beams with concrete infill: Experiment and theoretical analysis”, *Composite Structures*, vol. 159, pp. 21-33, 2017.

[N]

[NEA 15] Neagoe C. A., Gil L. and Pérez M. A., “Experimental study of GFRP-concrete hybrid beams with low degree of shear connection”, *Construction and Building Materials*, vol. 101, pp. 141-151, 2015.



[NGU 08] Nguyen T. H. T., “Modèle d’endommagement des assemblages collés : Identification et application à la description d’un essai de vieillissement accéléré”, Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2008.

[NGU 09] Nguyen H. T. and Kim S. E., “Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, pp. 1909-1920, 2009.

[NGU 12(1)] Nguyen T. C., Bai Y., Zhao X. L. and Al-Mahaidi R., “Durability of steel/CFRP double strap joints exposed to sea water, cyclic temperature and humidity”, *Composite Structures*, vol. 94, no. 5, pp. 1834-1845, 2012.

[NGU 12(2)] Nguyen T. C., Bai Y., Al-Mahaidi R. and Zhao X. L., “Time-dependent behaviour of steel/CFRP double strap joints subjected to combined thermal and mechanical loading”, *Composite Structures*, vol. 94, pp. 1826–1833, 2012.

[NET 07] Neto A. B. D. S. S. and La Rovere H. L., "Flexural stiffness characterization of fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams", *Composite Structures*, vol. 81, pp. 274–282, 2007.

[NED 95] Nedjar B., "Mécanique de l'endommagement. Théorie du premier gradient et application au béton", Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

[NIS 11] Nishizaki I. and Kato Y., “Durability of the adhesive bond between continuous fibre sheet reinforcements and concrete in an outdoor environment”, *Construction and Building Materials*, vol. 25, no. 2, pp. 515-522, 2011.

[NOR 04] Nordin H. and Täljsten B., “Testing of hybrid FRP composite beams in bending”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 35, no. 1, pp. 27-33, 2004.

### [P]

[PAN 01] Pandey P. C. and Narasimhan S., "Three-dimensional nonlinear analysis of adhesively bonded lap joints considering viscoplasticity in adhesives", *Computers & Structures*, vol. 79, no.7, pp. 769-783, 2001.

[PIJ 87] Pijaudier-Cabot G. and Bazant Z. P., "Nonlocal damage theory", *Journal of engineering mechanics*, vol. 113, no. 110, pp. 1512-1533, 1987.

[POP 05] Popineau S., "Durabilité en milieu humide d'assemblages structuraux collées type aluminium/composite", Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2005.

### [Q]

[QUI 17] Quiertant M., Benzarti K., Schneider J., Landrin F., Landrin M., and Boinski F., “Effects of Ageing on the Bond Properties of Carbon Fiber Reinforced Polymer/Concrete Adhesive Joints: Investigation Using a Modified Double Shear Test”, *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 45, no. 6, pp. 1920–1932, 2017.

[QUO 03] Quoc H. U., "Théorie de dégradation du béton et développement d'un nouveau modèle d'endommagement en formulation incrémentale tangente. Calcul à la rupture et application au cas des chevilles de fixation ancrées dans le béton", Thèse de doctorat, Ecole des Ponts Paris Tech, 2003.

### [R]

[RAO 82] Rao B. N., Rao Y. S. and Yadagiri S., "Analysis of composite bonded joints", *Fibre Science and Technology*, vol. 17, no. 2, pp. 77-90, 1982.

[RED 88] Reddy, J. N. and Roy, S., "Non-linear analysis of adhesively bonded joints", *International journal of non-linear mechanics*, vol. 23, no. 2, pp. 97-112, 1988.

### [S]

[SAH 17] Sahooa P.K., Dattagurub B. and Manjunatha C.M., "Strength prediction of adhesively bonded joints using plastic zone", *Procedia Engineering*, vol. 173, pp. 1635 – 1641, 2017.

- [SA 11(1)] Sá M. F., Gomes A. M., Correia J. R. and Silvestre N., “Creep behavior of pultruded GFRP elements–Part 1: Literature review and experimental study”, *Composite Structures*, vol.93, no. 10, pp. 2450-2459, 2011.
- [SA 11(2)] Sá M. F., Gomes A. M., Correia J. R. and Silvestre N., “Creep behavior of pultruded GFRP elements – Part 2: Analytical study”, *Composite Structures*, vol.93, no. 9, pp. 2409-2418, 2011.
- [SA 16] Sá M. F., Gomes A. M., Correia J. R. and Silvestre N., “Flexural creep response of pultruded GFRP deck panels: Proposal for obtaining full-section viscoelastic moduli and creep coefficients”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 98, pp.213-224, 2016.
- [SAL 09] Salençon J., *Viscoélasticité pour le calcul des structures*. Editions Ecole Polytechnique, 2009.
- [SAT 15] Sateesh N., Rao P. S., Ravishanker D. V. and Satyanarayana K., "Effect of Moisture on GFRP Composite Materials", *Materials Today: Proceedings*, vol. 2, no. 4, pp. 2902-2908, 2015.
- [SAR 16] Sarrado C., Leone F. A. and Turon A., "Finite-thickness cohesive elements for modeling thick adhesives", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 168, pp.105-113, 2016.
- [SCO 98] Scott D. W. and Zureick A. H., “Compression creep of a pultruded E-glass/vinylester composite”, *Composites Science and Technology*, vol. 58, no. 8, pp. 1361-1369, 1998.
- [SHI 07] Shin D. H., Bang C. U., Kim J. H., Han K. H., Hong Y. C., Uhm H. S., Park D. K. and Kim, K. H., “Modification of metal surfaces by microwave plasma at atmospheric pressure”, *Surface and Coatings Technology*, vol. 201, no. 9, pp. 4939-4942, 2007.
- [SIL 07] Si Larbi A., Jurkiewicz B., Hamelin P. and Ferrier E., “Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding”, *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1034–1042, 2007.
- [SIL 08] Silva M. A. and Biscaia H., “Degradation of bond between FRP and RC beams”, *Composite structures*, vol. 85, no. 2, pp. 164-174, 2008.
- [SIL 09] Si Larbi A., Ferrier E. and Hamelin P., “Concrete to steel lap joint failure criteria under combined shear and peeling stress”, *Journal of constructional steel research*, Vol. 65, no. 2, pp. 386-394, 2009.
- [SIL 17] Silva P., Valente T., Azenha M., Sena-Cruz J. and Barros J., “Viscoelastic response of an epoxy adhesive for construction since its early ages: Experiments and modelling”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 116, pp. 266-277, 2017.
- [SIM 87(1)] Sims G.D., Johnson A.F., Hill R.D., “Mechanical and structural properties of GRP pultruded section”, *Composite Structures*, vol. 8, no. 3, pp. 173-187, 1987.
- [SIN 10] Singleton M. and Hutchinson, J., “Development of Fibre-Reinforced Polymer Composites in Building Construction”, *Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy, 2010.
- [SOU 14] Sousa J. M., Correia J. R., Cabral-Fonseca S. and Diogo A. C., “Effects of thermal cycles on the mechanical response of pultruded GFRP profiles used in civil engineering applications”, *Composite Structures*, vol. 116, pp. 720-731, 2014.
- [SUG 13] Sugiman S., Crocombe A. D. and Aschroft I. A., "Experimental and numerical investigation of the static response of environmentally aged adhesively bonded joints", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 40, pp. 224-237, 2013.

**[T]**

- [TAB 82] Tabor L. J., "Adhesives in construction: a contractor's viewpoint", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 2, no. 2, pp. 73-76, 1982.
- [TAC 03] Taché G., Raharinaivo A. and Arliguie G., “Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion”, Association Française de Génie Civil (AFGC) & Centre FRANçais de la CORrosion (CEFRACOR), Bagnaux, France, 2003.
- [TAY 96] Taylor M., "Special finite elements for modelling adhesively bonded joints in two- and threedimensions", Thèse de doctorat, Virginia Tech, 1996.
- [TOR 09] Torrenti J. M., "Du béton frais au béton durci : Eléments de comportement," *Techniques de l'ingénieur. Construction*, no. C2240v2, 2009.

[TOU 97] Toutanji H. A. and Gomez W., "Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets", *Cement and Concrete Composites*, vol. 19, pp. 351-358, 1997.

[TOU 14] Tout F., "étude expérimentale des éléments structuraux multi-matériaux collés sollicités en flexion effet du fluage, fatigue et durabilité", Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2014.

[TRA 09] Tran T. T., "Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton", Thèse de doctorat, Université de Liège, 2009.

[TSA 94] Tsai M. Y., Morton J., "An evaluation of analytical and numerical solutions to the single-lap joint", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 31, No. 18, pp. 2537-2563, 1994.

[TUA 11] Tuakta C. and Büyüköztürk O., "Deterioration of FRP/concrete bond system under variable moisture conditions quantified by fracture mechanics", *Composites Part B: Engineering*, vol. 42, pp. 145-154, 2011.

[TUR 06] Turon A., Camanho P. P., Costa J. and Dávila C. G., "A damage model for the simulation of delamination in advanced composites under variable-mode loading", *Mechanics of Materials*, vol. 38, pp.1072-1089, 2006.

[V]

[VAN 98] Van Gorp, M. and Palmen J., "Time-temperature superposition for polymeric blends", *Rheology Bulletin*, vol. 67, no. 1, pp. 5-8, 1998.

[VAN 02] Van Erp G., Heldt T., McCormick L., Carter D., and Tranberg C., "An Australian Approach to Fiber Composite Bridges", Technical Report, University of Southern Queensland, Australia, 2002.

[W]

[WOO 71] Wooley G. and Carver D., "Stress concentration factors for bonded lap joint", *Journal of Aircraft*, vol.8, pp. 817–820, 1971.

[WRI 81] Wright W.W., "The effect of diffusion of water into epoxy resins and their carbon-fibre reinforced composites", *Composites*, vol. 12, pp. 201-205,1981.

[WU 06] Wu J. Y., LI J. and Faria R., "An energy release rate-based plastic-damage model for concrete", *International Journal of Solids and Structures*, vol. 43, pp. 583–612, 2006.

[WYL 98] Wylde J. W. and Spelt J. K., "Measurement of adhesive joint fracture properties as a function of environmental degradation", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 18, no. 4, pp. 237-246, 1998.

[X]

[XIA 98] Xiao G. Z. and Shanahan M. E. R., "Swelling of DGEBA/DDA epoxy resin during hydrothermal ageing", *Polymer*, vol. 39, no. 14, pp. 3253-3260, 1998.

[XIN 16] Xin H., Liu Y., Mosallam A. and Zhang Y., "Moisture diffusion and hydrothermal aging of pultruded glass fiber reinforced polymer laminates in bridge application", *Composites Part B: Engineering*, vol. 100, pp. 197-207, 2016.

[Y]

[YAD 87] Yadagiri S., Reddy C. P. and Reddy, T. S., "Viscoelastic analysis of adhesively bonded joints", *Computers & structures*, vol. 27, no. 4, pp. 445-454, 1987.

[YAN 06] Yang J. L., Zhang Z., Schlarb A. K. and Friedrich K., "On the characterization of tensile creep resistance of polyamide 66 nanocomposites. Part II: Modeling and prediction of long-term performance", *Polymer*, vol. 47, no. 19, pp. 6745-6758, 2006.

[YEH 12] Yeh, F. Y., Chang K. C., Liu K. Y., Hung H. H., Chou C. C., Liu T., ... and Chiu, Y. T. "A Novel Composite Emergency Bridge for Disaster Rescue", *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisbon, Portugal, 2012.

[Z]

[ZAN 95] Zanni-Deffarges M. P. and Shanahan M. E. R., “Diffusion of water into an epoxy adhesive: comparison between bulk behaviour and adhesive joints”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 15, no. 3, pp. 137-142, 1995.

[ZHA 08] Zhao G. and Li A., “Numerical study of a bonded steel and concrete composite beam”, *Computers & Structures*, vol. 86, no. 19, pp.1830-1838, 2008.

[ZHO 99(1)] Zhou, J. and Lucas, J. P., “Hygrothermal effects of epoxy resin. Part I: the nature of water in epoxy. *Polymer*, vol. 40, no. 20, pp. 5505-5512, 1999.

[ZHO 99(2)] Zhou, J., & Lucas, J. P., “Hygrothermal effects of epoxy resin. Part II: variations of glass transition temperature. *Polymer*, vol. 40, no. 20, pp. 5513-5522, 1999.

**ANNEXE A : RECAPITULATIF DE TOUTES LES SERIES PUSH-OUT**

Nom de série	Protocole de vieillissement	Methodologie de la préparation
POCB1	Aucun vieillissement – éprouvettes fabriquées sans le traitement des surfaces du tube pultrudé	Méthodologie 1
POCB2	Aucun vieillissement – éprouvettes fabriquées avec le traitement des surfaces du tube pultrudé	Méthodologie 2
POCB3	Humidification (HR = 85%)	Méthodologie 2
POCB4	Immersion dans l'eau à T ambiante	Méthodologie 2
POCB5	Aucun vieillissement – 3 éprouvettes fabriquées avec rectification des dalles et 2 éprouvettes sans rectification	Méthodologie 2&3
POCB6v	2 mois d'immersion dans l'eau à 45°C	Méthodologie 2
POCB6nv	Référence de la série POCB6v	Méthodologie 2
POCB7v	Exposition aux 50 cycles gel/dégel	Méthodologie 3
POCB7nv	Référence de la série POCB7v	Méthodologie 3
POCB8v	4 mois d'immersion dans l'eau à 45°C	Méthodologie 2
POCB8nv	Référence de la série POCB8v	Méthodologie 2
POCB9	Aucun vieillissement – éprouvettes fabriquées avec double serrage pendant la phase de collage	Méthodologie 4
POCB10v	6 mois d'immersion dans l'eau à 45°C	Méthodologie 3
POCB10nv	Référence de la série POCB10v	Méthodologie 3
POCB11v	8 mois d'immersion dans l'eau à 45°C	Méthodologie 3
POCB11nv	Référence de la série POCB11v	Méthodologie 3
POCB12v	10 mois d'immersion dans l'eau à 45°C	Méthodologie 3
POCB12nv	Référence de la série POCB12v	Méthodologie 3
POCB13	12 mois de vieillissement naturel	Méthodologie 3
POCB14	20 mois de vieillissement naturel	Méthodologie 3
POCB15	Aucun vieillissement - joint d'adhésif d'épaisseur 1 mm	Méthodologie 5
POCB16	Aucun vieillissement - joint d'adhésif d'épaisseur 2 mm	Méthodologie 5
POCB17	Aucun vieillissement - influence du mode de chargement	Méthodologie 5
POCB18	Aucun vieillissement- influence du mode de chargement	Méthodologie 5
POCB19	Aucun vieillissement - tube carré	Méthodologie 5
POCB20	Aucun vieillissement - profilé en I	Méthodologie 4
POCB21	Aucun vieillissement - dalles rectifiées	Méthodologie 5
POCB22	Aucun vieillissement - dalles non rectifiées	Méthodologie 4

**Méthodologie de confection des éprouvettes push out :**

**Méthodologie 1** : un seul serre-joint + sans ponçage du pultrudé + sans rectification des pieds de dalles et de la tête du tube pultrudé.

**Méthodologie 2** : un seul serre-joint + ponçage du pultrudé + sans rectification des pieds de dalles et de la tête du tube pultrudé.

**Méthodologie 3** : un seul serre-joint + ponçage du pultrudé + rectification des pieds de dalles et de la tête du tube pultrudé.

**Méthodologie 4** : deux serre-joints (double serrage du joint collé) + ponçage du pultrudé + sans rectification des pieds de dalles et de la tête du tube pultrudé.

**Méthodologie 5** : deux serre-joints (double serrage du joint collé) + ponçage du pultrudé + rectification des pieds de dalles et de la tête du tube pultrudé.



## **ANNEXE B : SERIE POCB5**

Cette série a été préparée dans le but de mesurer les champs de déformations et le glissement relatif entre les deux substrats avec la technique de corrélation d'images mais nous n'avons pas pu capter des déformations et glissement notables à cause de la rupture rapide des éprouvettes push out. Pour cela, nous présentons dans la suite de ce paragraphe les résultats qu'on a eus sur les différentes éprouvettes de cette série. Deux éprouvettes de la série POCB5 ont été testées le 22/11/2016 sans rectification des dalles de béton alors que les trois autres éprouvettes de cette série ont été rectifiées et testées le 18/05/2017.

### ***B.1 Caractérisation du béton***

Le tableau B. 1 présente les résultats d'essais de caractérisation à 85 jours et à 249 jours, pour le béton des éprouvettes push out testées.

Le comportement du béton en compression à l'âge de 85 jours est déterminé par des essais de compression sur 3 éprouvettes cylindriques  $\Phi 16 \times 32 \text{ cm}^2$ . Chacune de ces 3 éprouvettes a été équipée de deux jauges de déformations pour déterminer le module d'Young du béton. Les deux jauges ont été collées dans la direction longitudinale pour mesurer l'évolution de déformations axiales au cours du chargement. La vitesse de chargement de compression est de  $10 \text{ kN.s}^{-1}$ . La machine de compression utilisée est de marque PERRIER avec une capacité de charge maximale de 1250kN.

A 249 jours, la résistance en compression mesurée est la moyenne des résultats de 3 essais de compression réalisés sur 3 éprouvettes cylindriques  $\Phi 16 \times 32 \text{ cm}^2$ . La machine de compression utilisée est de marque CONTROLAB avec une capacité de charge maximale de 3000 kN.

Nous avons remarqué que le comportement des éprouvettes cylindriques de béton en compression à 85 jours est illustré sur la figure B. 1. On peut constater que jusqu'à environ 40 % de la charge ultime, le comportement est quasi-linéaire. Au-dessus de 40 % de la charge ultime, le comportement devient légèrement non linéaire. Le module de Young commence à diminuer avec l'augmentation de charge et la non linéarité devient plus notable avec le développement des fissures visibles dans la matrice du béton au-dessus de 80 % de la charge ultime. La déformation au pic d'effort est comprise entre 1700 et 2223  $\mu\text{m.m}^{-1}$ . Sa valeur moyenne est égale à 1932  $\mu\text{m.m}^{-1}$  et son écart type est de 235  $\mu\text{m.m}^{-1}$ .

A 249 jours, nous avons remarqué que la résistance a légèrement diminué, d'environ 7,7 %. Cette petite réduction peut être attribuée à l'effet de vieillissement du béton mais également à la différence entre les systèmes de pilotage de charge utilisés par les deux machines. En effet, la machine PERRIER est pilotée par un logiciel à partir d'un ordinateur et alors nous pouvons mieux contrôler la vitesse de chargement de  $10 \text{ kN.s}^{-1}$  tandis que la machine hydraulique CONTROLAB est pilotée en régularisation de pression et donc la vitesse d'essai est moins stable dans ce cas. Toutefois, les résultats sont assez satisfaisants.

Série	Age au moment des essais	Résistance moyenne en compression	Module d'Young	Déformation à la rupture
	Jours	MPa	GPa	$\mu\text{m.m}^{-1}$
POCB5 sans rectification	85	$46,9 \pm 4,0$	$39,2 \pm 0,4$	$1932 \pm 235$
POCB5 avec rectification	249	$43,3 \pm 3,4$	-	-

Tableau B. 1 : Résultats des essais de compression sur le béton utilisé pour la série POCB5

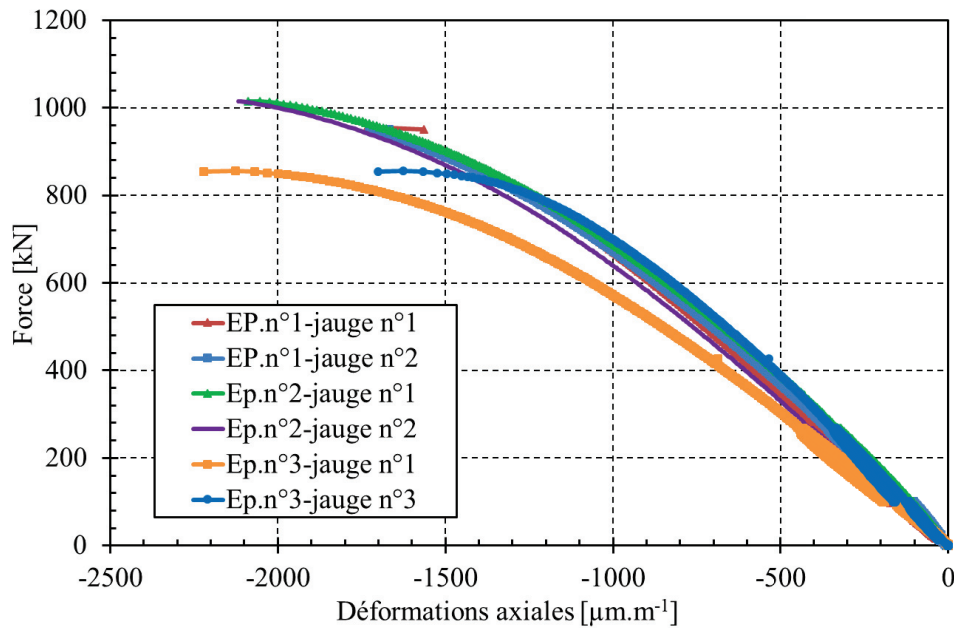


Figure B. 1 : Comportement en compression du béton de la série POCB5 à 85 jours

## B.2 Caractérisation de l'adhésif massif

L'adhésif massif a été caractérisé par des essais de traction sur trois éprouvettes haltères fabriquées en même temps que les éprouvettes push out et testées le jour des essais.

Le tableau B. 2 récapitule les résultats des essais de traction réalisés sur la colle à 60 et 237 jours. Les éprouvettes testées à 237 jours ont été équipées de jauges de déformations et la figure B. 2 présente les courbes contraintes/déformations obtenues de ces éprouvettes testées. On peut constater que le comportement de l'adhésif est élastique linéaire. Le module d'Young moyen est de  $9,1 \pm 2,7$  GPa. La déformation et la contrainte ultimes moyennes sont de  $1331 \pm 621 \mu\text{m.m}^{-1}$  et  $13,2 \pm 2,7$  MPa respectivement. Cette contrainte est nettement supérieure à la contrainte mesurée à 60 jours de l'ordre de  $11,6 \pm 4,7$  MPa.

Séries	Age au moment des essais	Déformation à rupture	Force moyenne à rupture	Contrainte moyenne à rupture	Module d'Young
		$\mu\text{m.m}^{-1}$	N	MPa	GPa
POCB5 sans rectification	60 jours	-	$489 \pm 174,5$	$11,6 \pm 4,7$	-
POCB5 avec rectification	237 jours	$1331 \pm 621$	$506,3 \pm 107,2$	$13,2 \pm 2,7$	$9,1 \pm 2,7$

Tableau B. 2 : Résultats des essais de traction sur l'adhésif massif (série POCB5)

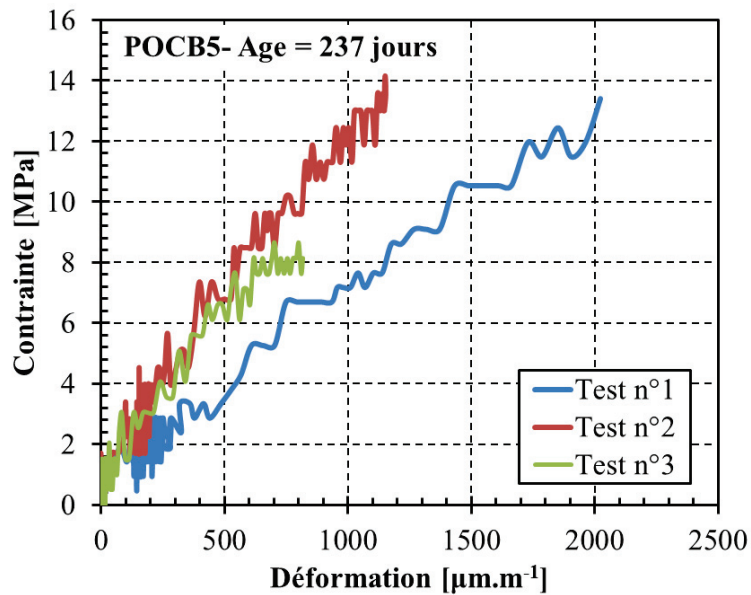


Figure B. 2 : Courbes contrainte/déformations pour les éprouvettes d'adhésif POCB5 à 237 jours

### B.3 Résultats des essais push out

La figure B. 3 avec le tableau B. 3 présentent les résultats des essais push out réalisés. Les résultats montrent que la rectification des dalles de béton a amélioré de façon significative la charge de ruine. La charge de ruine est passée de  $36,8 \pm 28,5$  à  $231,3 \pm 43$  kN avec la rectification des dalles.

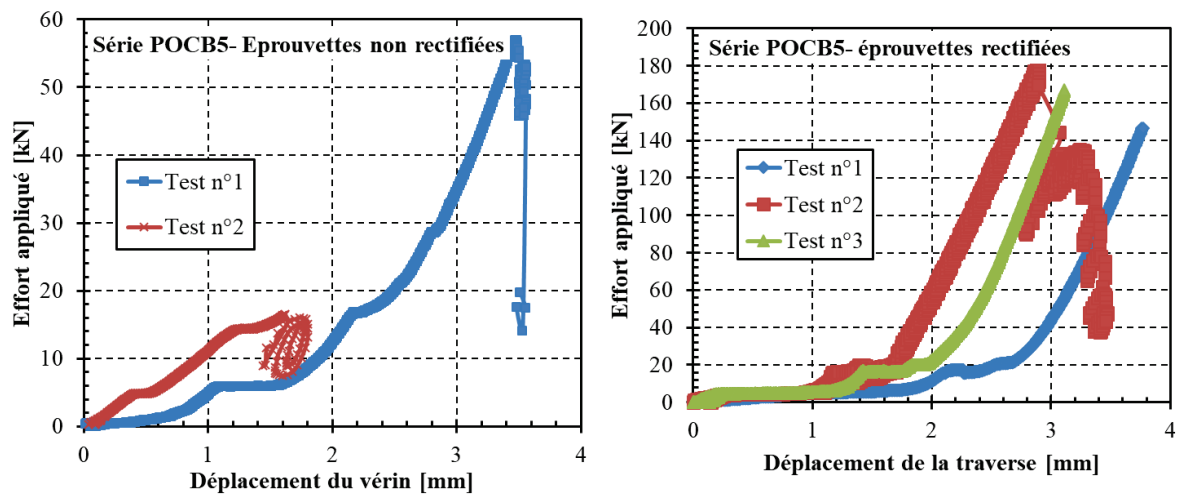


Figure B. 3 : Courbes de l'effort en fonction du déplacement imposé du vérin (série POCB5)

D'autre part, le mode de ruine nous semble inchangé avec la rectification (figures B. 4 et B. 5). Dans les deux cas, le mode de ruine est cohésif dans le béton avec une fine couche de béton de quelques millimètres (environ 2 mm), qui reste attachée au tube pultrudé après la rupture.

Série	Eprouvette	$F_{\max}$ (kN)	$F_{\max}$ moyenne (kN)	Surface de collage (mm <sup>2</sup> )	$\tau_{u,exp}$ (MPa)	$\tau_{u,exp}$ moyenne (MPa)
POCB5 sans rectification	1	56,9	$36,8 \pm 28,5$	29500	1,93	$1,3 \pm 1,0$
	2	16,6		29400	0,6	
POCB5 avec rectification	1	259,5	$231,3 \pm 43$	29600	8,8	$7,9 \pm 1,7$
	2	181,6		29300	6,2	
	3	252,6		29400	8,6	

Tableau B. 3 : Résultats des essais push out sur les éprouvettes de la série POCB5



Figure B. 4 : Mode de ruine typique des éprouvettes POCB5 non rectifiées

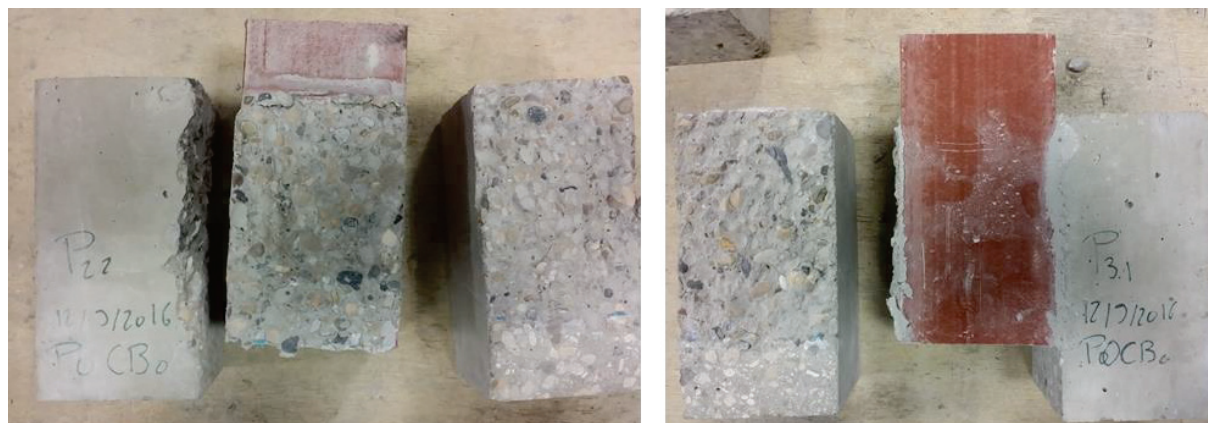


Figure B. 5 : Mode de ruine typique des éprouvettes POCB5 rectifiées

## **ANNEXE C : MESURES DES DEFORMATIONS DES EPROUVETTES PUSH-OUT**

Nous avons, pour deux corps d'épreuve rectifiés (POCB21\_Epn°2, POCB19\_Epn°2), mesuré les déformations à proximité de l'interface dans l'optique de les confronter aux résultats obtenus par une modélisation par éléments finis. Pour cela, des jauges de déformations et des rosettes (longueur de grille de 10 mm) ont été collées sur le tube pultrudé en plusieurs positions. La figure C. 1 montre où ont été positionnées les différentes jauges de déformations sur les deux spécimens.

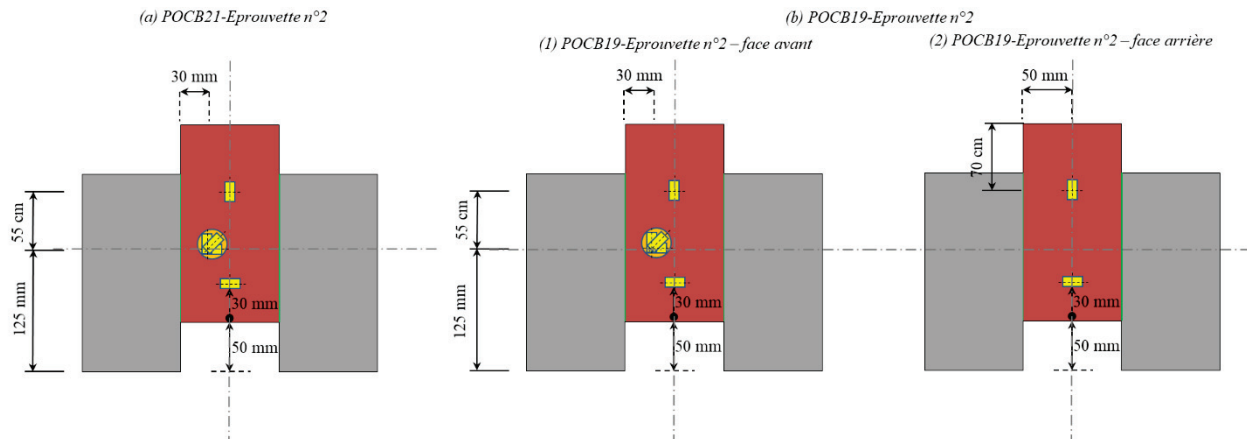


Figure C. 1 : Positionnement des jauges de déformations sur les éprouvettes push out

Les figures C. 2 et C. 3 présentent l'évolution des déformations mesurées avec l'augmentation de la charge appliquée sur l'éprouvette. Nous remarquons que les déformations évoluent quasi linéairement avec l'effort pour les deux éprouvettes testées. A l'approche de la ruine, l'évolution des déformations transversales devient non linéaire.

Pour l'éprouvette POCB19-Epn°2, à environ 70 % de sa charge de ruine, la déformation transversale mesurée par la jauge collée sur la face arrière en bas augmente notablement et brusquement. Cette augmentation est précédée d'un claquement. Nous avons observé le même phénomène avec l'éprouvette de la série POCB21 et pour la même valeur de déformation approximativement (autour de  $500 \mu\text{m.m}^{-1}$ ). Cette valeur correspond à la valeur limite de déformations en traction du béton. On peut alors constater que la fissuration du béton est initiée à ce niveau de chargement.

Aussi, les résultats montrent que la déformation longitudinale dans le tube est beaucoup plus importante dans sa partie proche de l'interface que dans sa partie haute. Cela montre que les propriétés mécaniques du tube pultrudé ne sont pas forcément les mêmes dans ses parois. De plus, les déformations transversales sur les deux parois parallèles du tube ne sont pas de la même intensité. Cela nous amène à conclure que la contrainte de pelage (contrainte perpendiculaire à l'interface collée) existe et n'est pas uniforme sur la largeur collée en bas.

Concernant les mesures effectuées par les rosettes collées à proximité de l'interface, dans le cas de POCB19-Epn°2, nous remarquons que la déformation mesurée transversalement est négative. Ce qui signifie que l'interface est comprimée dans cette zone tandis que dans le cas de POCB21-Epn°2, cette déformation est négligeable. En d'autres termes, on peut dire que le joint dans le cas de POCB21-Epn°2 est sollicité en cisaillement pur.



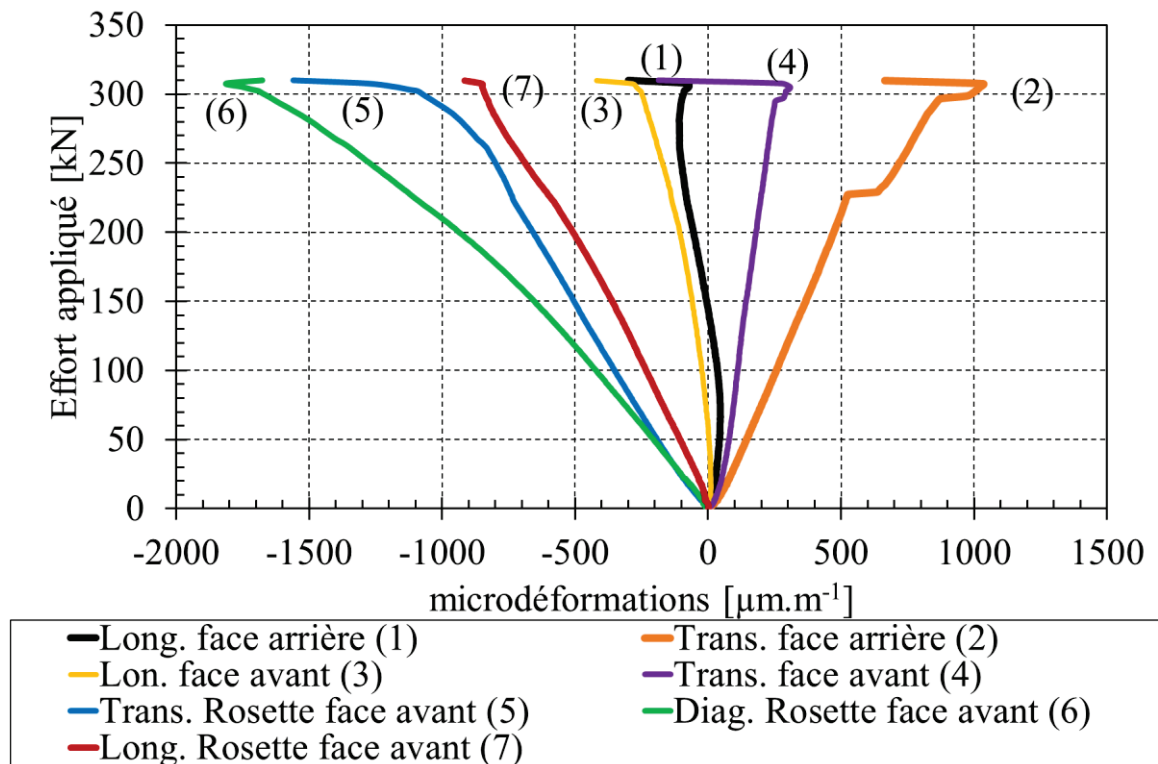


Figure C. 2 : Effort en fonction des déformations mesurées sur le tube pultrudé pour l'éprouvette n°2 de la série POCB19

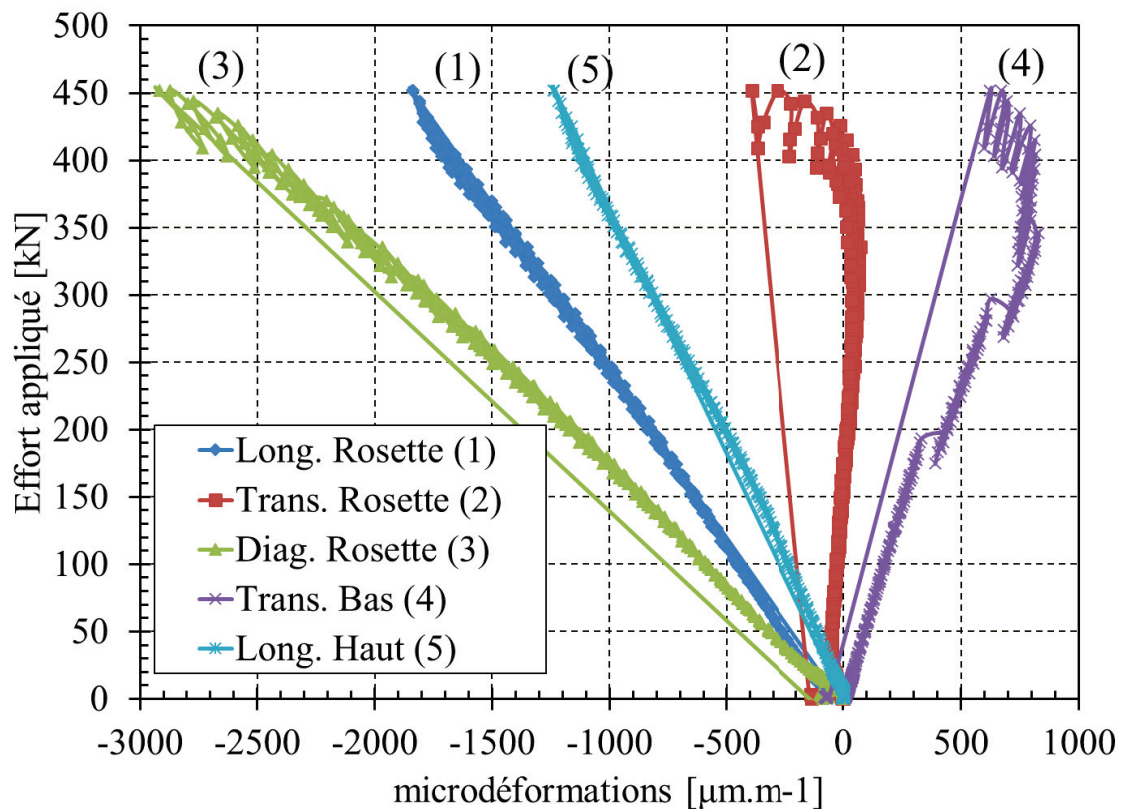


Figure C. 3 : Effort en fonction des déformations mesurées sur le tube pultrudé pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21

**ANNEXE D : RESULTATS DE LA SIMULATION NUMERIQUE AVEC  
LES NOUVEAUX PARAMETRES DU MODELE ELASTOPLASTIQUE  
ENDOMMAGEABLE**

$E_B$	$A_c$	$A_t$	$B_c$	$B_t$	$\varepsilon_{D_0}$	$r_c$	$r_t$
44 GPa	2.05	1.0	2350	12000	$0.810^{-4}$	175 MPa	50 MPa
$\gamma$	$p$	$a$	$A_h$	$B_h$	$C_h$	$\alpha$	$k_0$
0.99	0.4	-1	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	0.5	0.1

Tableau D. 1 : Nouveaux paramètres pour le modèle élastoplastique endommageable du béton

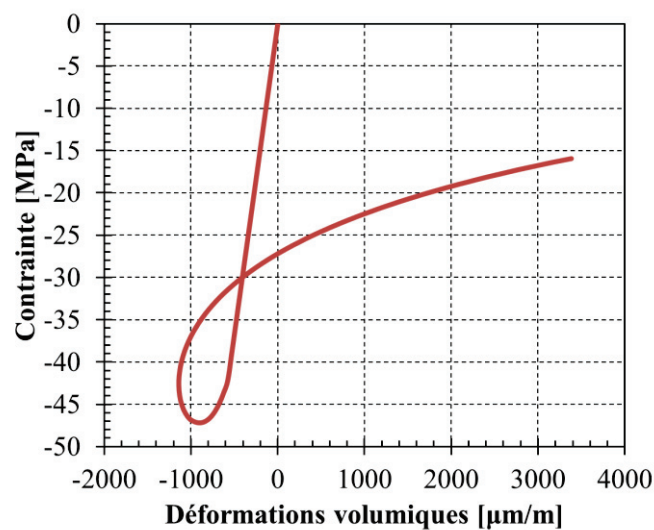


Figure D. 1 : Réponse volumique du béton en compression avec les nouveaux paramètres du modèle plastique endommageable

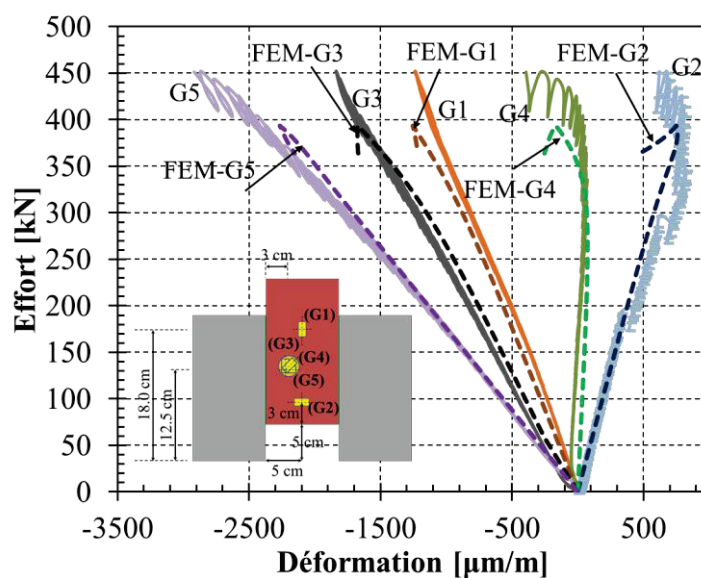


Figure D. 2 : Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec les nouveaux paramètres du modèle plastique endommageable pour l'éprouvette n°2 de la série POCB21

## **ANNEXE E : EUROCODE 2 : MODELE CEB 90 (VERSION 99)**

### **Fonction de fluage**

Le modèle de fluage européen Eurocode 2 est réglementairement le code de calcul à appliquer à tout élément en béton plein ou armé dans des conditions d'états limites de service. Les conditions d'application de ce modèle sont :

$$\begin{aligned} 12 \leq f_c \leq 60 \text{ MPa} \\ \sigma \leq 0.45 f_c \\ 40\% \leq RH \leq 100\% \\ \text{Durée de cure du béton} \geq 0.5 \text{ jours} \\ 10^\circ\text{C} \leq T \leq 20^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (\text{D. 1})$$

La déformation  $\varepsilon^{ve}(t)$  sous la charge du fluage est exprimée par :

$$\varepsilon^{ve}(t) = J(t, t_0) \sigma(t) \quad (\text{D. 2})$$

La forme proposée de la fonction  $J(t, t_0)$  :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + \frac{\Phi(t, t_0)}{E_{28}} \quad (\text{D. 3})$$

avec :

$E(t_0)$ , la raideur tangente instantanée à l'âge  $t_0$  du béton au chargement (D. 4).

$$E(t_0) = 9975 \sqrt[3]{f_{cj}(t_0)} \quad (\text{D. 4})$$

$f_{cj}(t_0)$  est la résistance estimée du béton au temps  $t_0$  (D. 5) à partir de la résistance moyenne de caractérisation du béton à 28 jours  $\overline{f_{c28}}$ .

$$f_{cj}(t_0) = \overline{f_{c28}} e^{s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right)} \quad (\text{D. 5})$$

S est un coefficient relatif au type de ciment :

- S = 0.38 pour les ciments à prise lente
- S = 0.25 pour les ciments à prise normale ou rapide (N ou R)
- S = 0.2 pour les ciments à prise rapide et haute résistance (RS)

Le coefficient de fluage  $\Phi(t, t_0)$  (D. 6) dépend d'un coefficient de fluage fictif  $\Phi_0$  (D. 7) et d'une fonction  $\beta(t - t_0)$  (D. 12) quantifiant l'amplitude de la déformation en fonction de la durée du chargement  $(t - t_0)$ .

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \beta(t - t_0) \quad (\text{D. 6})$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \beta(\overline{f_{c28}}) \beta(t_0) \quad (\text{D. 7})$$

où :

$\Phi_{RH}$  est un facteur qui tient compte de l'humidité relative RH (%) du milieu, calculé par l'équation (éq. (D. 8)) en fonction du rayon moyen de la pièce  $h_0$  (mm).

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{si } \overline{f_{c28}} \leq 35 \text{ MPa} \\ \Phi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad \text{si } \overline{f_{c28}} > 35 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (\text{D. 8})$$

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont deux coefficients fonctions de la résistance du béton,

$$\alpha_1 = [35/\overline{f_{c28}}]^{0.7} \qquad \alpha_2 = [35/\overline{f_{c28}}]^{0.2}$$

Le rayon moyen de la pièce  $h_0$  (en mm) est le rapport de la section transversale  $A_c$  sur le périmètre en contact avec l'air ambiant  $u$ .

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} \qquad (D. 9)$$

Les deux paramètres  $\beta(\overline{f_{c28}})$  et  $\beta(t_0)$  sont respectivement liés à la résistance du béton à 28 jours  $\overline{f_{c28}}$  et à l'âge du béton au moment du chargement  $t_0$ .

$$\beta(\overline{f_{c28}}) = \frac{16.8}{\sqrt{\overline{f_{c28}}}} \qquad (D. 10)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \qquad (D. 11)$$

$$\beta(t - t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \qquad (D. 12)$$

$\beta_H$  est un coefficient lié à l'humidité relative et au rayon moyen de l'élément de béton, déterminé par l'équation (D. 13) :

$$\begin{cases} \beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \\ \text{avec } \beta_H \leq 1500 \text{ si } \overline{f_{c28}} \leq 35 \text{ MPa} \\ \beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \\ \text{avec } \beta_H \leq 1500\alpha_3 \text{ si } \overline{f_{c28}} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \qquad (D. 13)$$

où  $\alpha_3 = [35/\overline{f_{c28}}]^{0.5}$  est un coefficient fonction de la résistance du béton.

Le type de ciment peut influencer la raideur du matériau en fonction de sa vitesse de prise. Un exposant  $\alpha$  est alors introduit pour corriger l'âge  $t_0$  du béton.

$$t_0 = \left[ 1 + \frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} \right]^\alpha t_0 \qquad (D. 14)$$

Avec :

- $\alpha = -1$  pour les ciments à prise lente
- $\alpha = 0$  pour les ciments à prise normale ou rapide (N ou R)
- $\alpha = 1$  pour les ciments à prise rapide et haute résistance (RS)

Enfin, pour prendre en considération les effets de la variation de température sur les déformations de fluage durant la période de l'essai et le service des structures, les déformations doivent être calculées à partir d'un temps équivalent. Dans ce cas, les temps  $t$  et  $t_0$  seront remplacés par des temps équivalents  $t_{0,T}$  et  $t_T$  calculés en fonction de la température du milieu au chargement et à l'instant d'observation, respectivement.

### Déformation de retrait

Selon l'Eurocode 2, la fonction décrivant la déformation libre de retrait s'exprime par :

$$\varepsilon^{ret}(t - t_s) = \varepsilon_{fin}^{ret} \beta_s(t - t_s) \qquad (D. 15)$$

$t_s$  (jours) est l'âge du béton au moment où débutent les échanges hydriques avec le milieu ambiant (durée de cure).  $\varepsilon_{fin}^{ret}$  est la déformation de retrait fictif qui désigne l'amplitude finale de la déformation de retrait

(D. 16) et  $\beta_s(t - t_s)$  (D. 17) est la fonction d'évolution du retrait au cours du temps ( $0 < \beta_s(t - t_s) < 1$ ).

Dans le cas de conservation à l'air ambiant :

$$\varepsilon_{fin}^{ret} = -155.10^{-8} \left( 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right) (160 + \beta_{sc}(90 - \overline{f_{c28}})) \quad (D. 16)$$

Où  $\beta_{sc}$  est un coefficient qui dépend de la nature du ciment utilisé :

- $\beta_{sc} = 4$  pour les ciments à prise lente
- $\beta_{sc} = 5$  pour les ciments à prise normale ou rapide (N ou R)
- $\beta_{sc} = 8$  pour les ciments à prise rapide et haute résistance (RS)

La fonction d'évolution du retrait  $\beta_s(t - t_s)$  est liée au rayon moyen de l'élément  $h_0$  et à la durée de retrait ( $t - t_s$ ).

$$\beta_s(t - t_s) = \left( \frac{t - t_s}{0.035h_0^2 + t - t_s} \right)^{0.5} \quad (D. 17)$$



## ANNEXE F : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB4

La figure F. 1 présente l'évolution du déplacement total et du déplacement relatif à mi portée de la poutre PCB4 au cours du temps, et ce pour trois cas : dalle élastique et GFRP viscoélastique, dalle viscoélastique et GFRP élastique, dalle viscoélastique et GFRP viscoélastique.

Dans le cas où la dalle est supposée élastique au cours du temps, on observe une augmentation de 17.7 % à environ 18000 jours du fluage alors que dans le cas où le profilé est supposé élastique, l'augmentation à 18000 jours est d'environ 26.8 %. Comme dans le cas de la poutre PCB2, la contribution du profilé pultrudé GFRP dans le fluage de la poutre mixte est non négligeable.

Dans les cas où les deux constituants de la poutre sont supposés viscoélastiques, on observe une augmentation d'environ 50 % après 50 ans (18500 jours) du fluage. Au niveau de déplacement, le fluage du GFRP est non négligeable et doit être pris en compte durant la phase de dimensionnement de la poutre. La flèche de la poutre augmente de 12.1 (L/247) à 18.3 (L/164) après 50 ans de fluage.

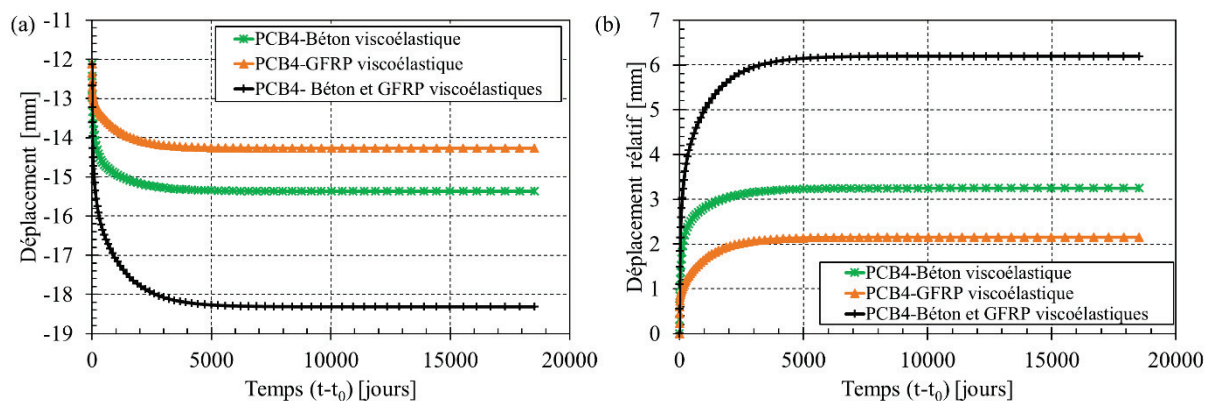


Figure F. 1 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB4

La figure F. 2 présente l'évolution du digramme des déformations à mi travée de la poutre PCB4 au cours du temps. Nous remarquons que, quelle que soit la fibre considérée (l'altitude), les déformations augmentent au cours du temps. Dans les 142 premiers jours du fluage, l'évolution des déformations est très importante alors qu'avec l'augmentation de durée, la vitesse et le taux du fluage diminuent et tendent vers zéro. D'autre part, nous remarquons sur cette figure que les déformations autour du joint collé (dalle inférieure et semelle supérieure) n'évoluent pas de façon significative au cours du temps. Après 50 ans du fluage, la déformation en fibre supérieure de la dalle vaut environ -1,31 ‰ et celle en fibre inférieure du profilé environ -3,33 ‰. Ces déformations sont beaucoup plus petites que les déformations ultimes obtenues à la rupture pour la poutre PCB1 (-3.74 ‰ (béton), 10,4 ‰ (profilé)), on peut donc raisonnablement constater que la structure sera stable et aucun écrasement du béton par compression n'aura lieu après cette durée.

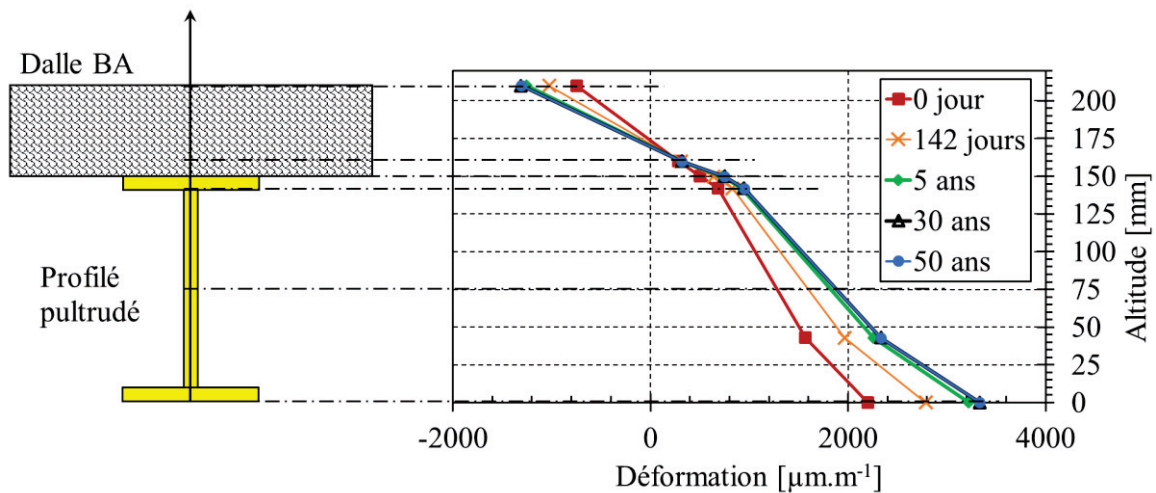


Figure F. 2 : Evolution des déformations en SC de la poutre PCB4 au cours du temps

Les contraintes dans la section à mi portée sont redistribuées au fil du temps sous l'effet du fluage de la poutre, comme le montrent les figures F. 3, F. 4 et F. 5. Comme dans le cas de la poutre PCB2, nous remarquons que la profondeur de la partie comprimée dans la dalle du béton augmente au cours du temps avec une contrainte normale relativement constante, alors le moment de la dalle (de la partie comprimée de la dalle) diminue au cours du temps, entraînant une augmentation de celui de la partie tendue de la poutre. Ceci est confirmé par l'augmentation des contraintes de traction dans le profilé pultrudé au cours du temps. Cependant, au-delà de 1000 jours du fluage, nous remarquons que la redistribution de contraintes devient non significative.

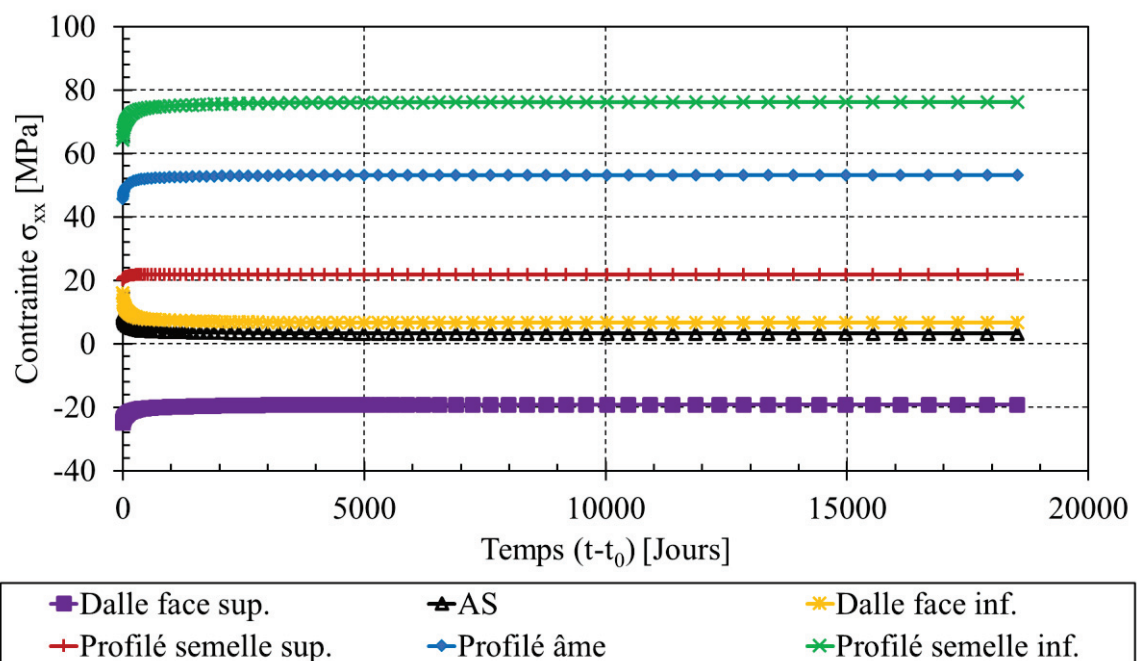


Figure F. 3 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB4

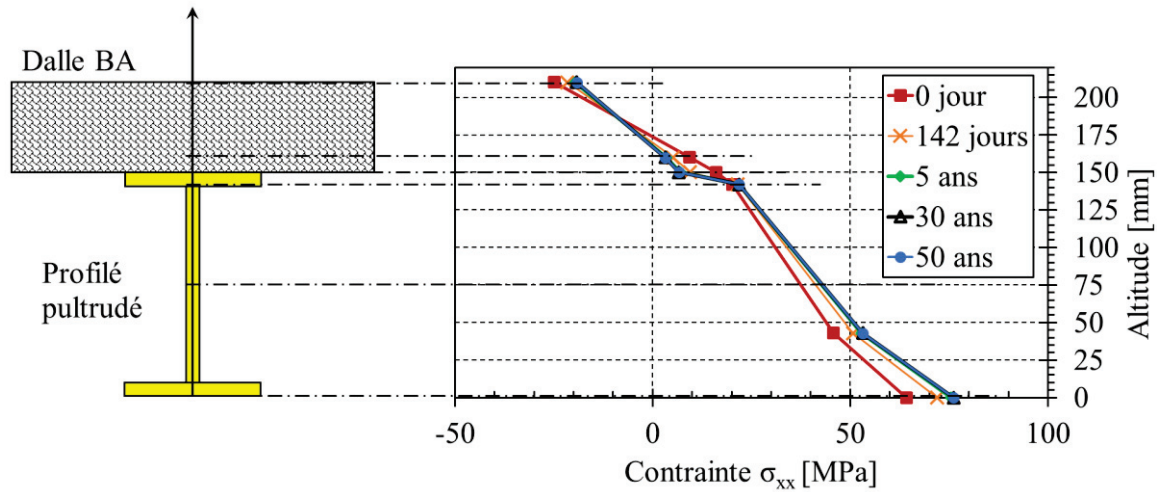


Figure F. 4 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB4

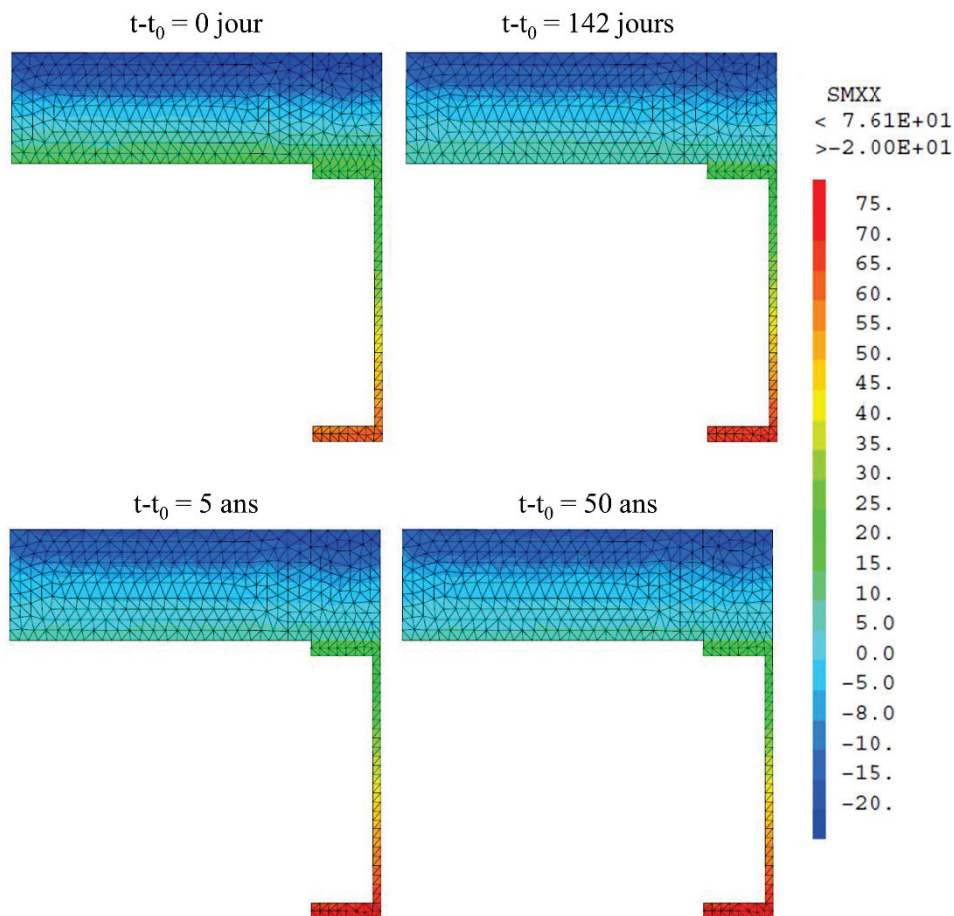


Figure F. 5 : Cartographie de la redistribution des contraintes axiales dans la section centrale

La figure F. 6 présente l'évolution des contraintes de cisaillement au niveau du joint de colle, à différents instants, calculées dans la dalle de béton aux niveaux des points de Gauss. Nous constatons qu'elles sont uniformément réparties sur la majorité de la longueur du joint, et qu'elles diminuent autour de la section d'appui et au niveau de la section centrale. De plus, les contraintes de cisaillement sont relativement constantes au cours du temps. La valeur maximale atteinte par la contrainte du cisaillement est d'environ 2.31 MPa.

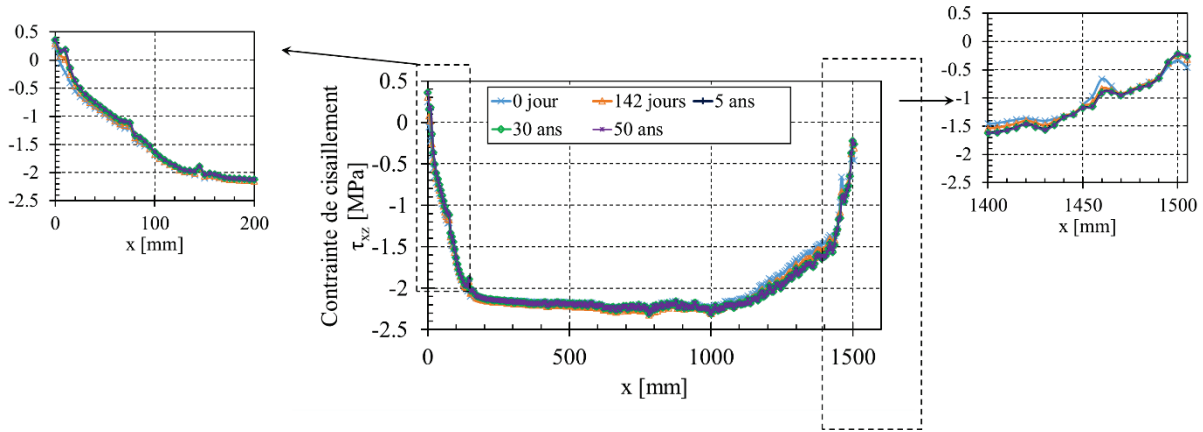


Figure F. 6 : Distribution de la contrainte de cisaillement à l’interface béton/adhésif le long du joint collé pour la poutre PCB4

## ANNEXE G : POUTRE HYBRIDE COLLEE PCB5

La figure G. 1 présente l'évolution du déplacement total et du déplacement relatif à mi portée de la poutre PCB5 au cours du temps, et ce pour trois cas : dalle élastique et GFRP viscoélastique, dalle viscoélastique et GFRP élastique, dalle viscoélastique et GFRP viscoélastique.

Dans le cas où la dalle est supposée élastique au cours du temps, on observe une augmentation de 17.9 % à environ 18000 jours (50 ans) du fluage alors que dans le cas où le profilé est supposé élastique, l'augmentation à 18000 jours est d'environ 40.5 %. Comme dans les cas des poutres PCB2 et PCB4, encore une fois, la contribution du profilé pultrudé GFRP est non négligeable. On observe également que le fluage du béton contribue à augmenter significativement la flèche de la poutre PCB5.

Dans le cas où les deux constituants de la poutre sont supposés viscoélastiques, on observe une augmentation d'environ 67.5 % après 50 ans du fluage. Au niveau de déplacement, le fluage de la GFRP est non négligeable et doit être pris en compte durant la phase de dimensionnement de la poutre. La flèche de la poutre augmente de 12.3 (L/244) à 20.6 (L/146) après 50 ans du fluage.

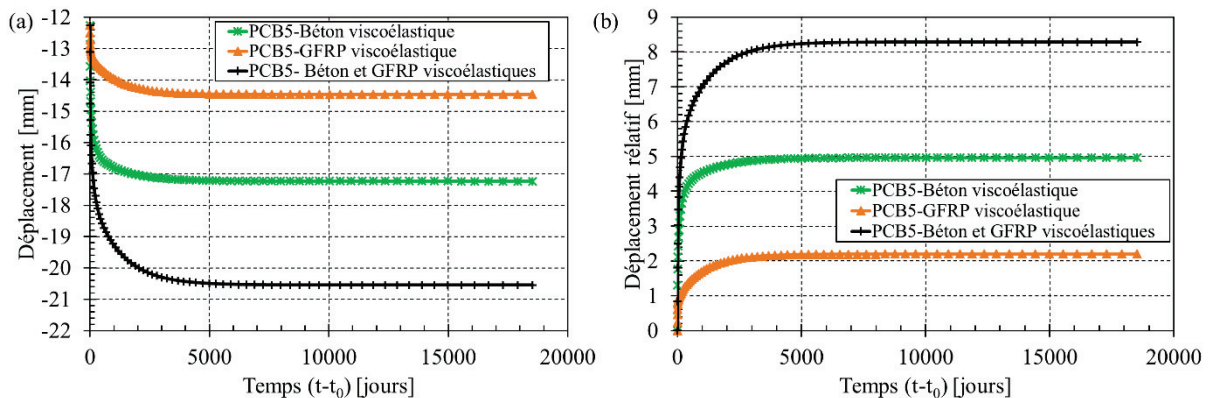


Figure G. 1 : Evolution (a) du déplacement total et (b) du déplacement relatif, à mi portée, au cours du temps pour la poutre PCB5

Examinons maintenant l'évolution des déformations de la section centrale de la poutre PCB5 donnée dans la figure G. 2. Nous remarquons que, quelle que soit la fibre considérée (l'altitude), les déformations augmentent au cours du temps. Dans les 142 premiers jours du fluage, l'évolution des déformations est très importante alors qu'avec l'augmentation de durée, la vitesse et le taux du fluage diminuent et tendent vers zéro. D'autre part, nous remarquons sur cette figure que les déformations autour du joint collé (dalle inférieure et semelle supérieure) n'évoluent pas de façon significative au cours du temps. Après 15 ans du fluage, la déformation en fibre supérieure de la dalle vaut environ -1,57 ‰ et celle en fibre inférieure du profilé environ -3,65 ‰. Ces déformations sont beaucoup plus petites que les déformations ultimes obtenues à la rupture pour la poutre PCB1 (-3.74 ‰ (béton), 10,4 ‰ (profilé)), on peut donc raisonnablement constater que la structure sera stable et aucun écrasement du béton par compression aura lieu après cette durée.



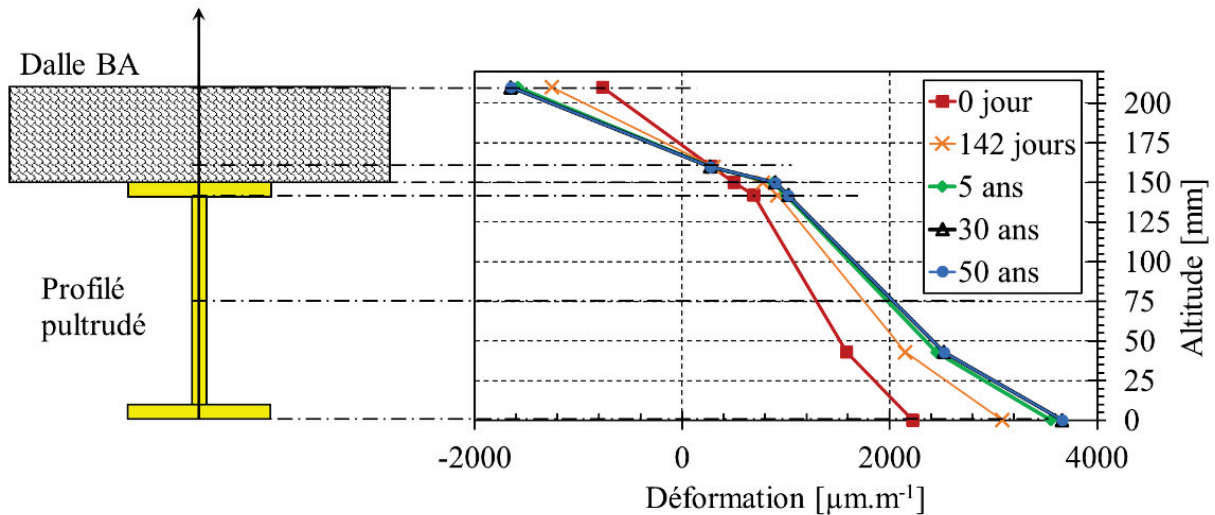


Figure G. 2 : Evolution des déformations en SC de la poutre PCB5 au cours du temps

Si l'on observe l'évolution de la contrainte dans la fibre la plus comprimée dans la section centrale de la poutre PCB5, on constate que la contrainte se relaxe de manière viscoélastique. De façon similaire, les contraintes dans la fibre inférieure de la dalle et au niveau des armatures diminuent au cours du temps, comme le montre les figures G. 3, G. 4 et G. 5. Nous pouvons constater une augmentation de la profondeur de la partie comprimée dans du béton. En revanche, les contraintes dans le profilé augmentent au cours du temps. L'augmentation est très significative dans les 500 premiers jours du fluage.

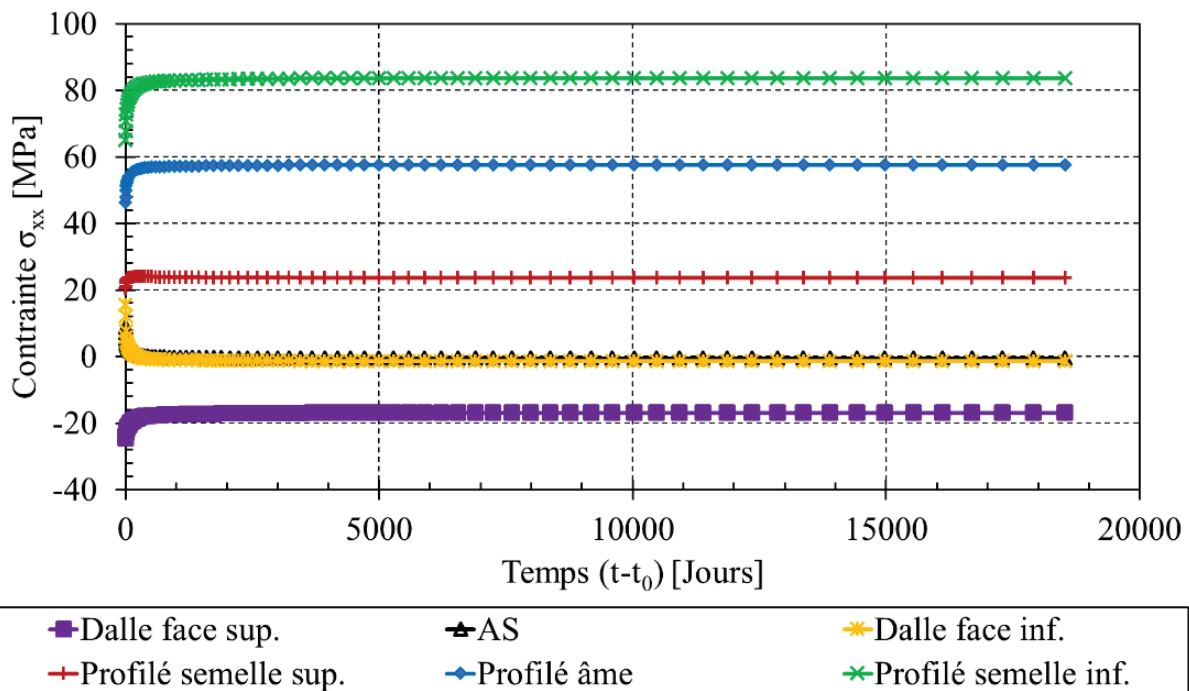


Figure G. 3 : Redistribution des contraintes dans la section centrale pour la poutre PCB5

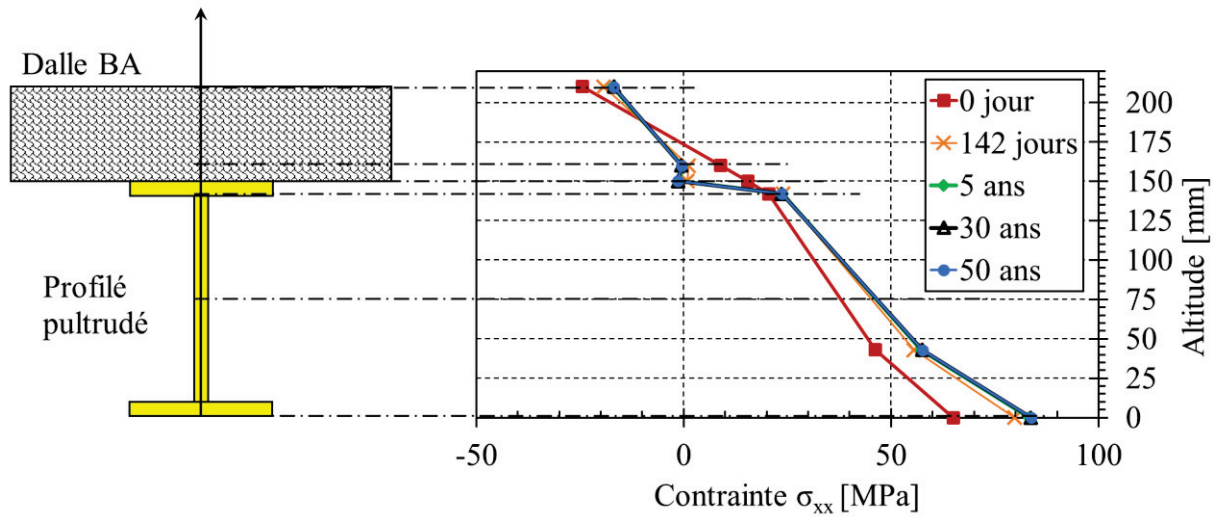


Figure G. 4 : Diagramme des contraintes en section centrale pour la poutre PCB5

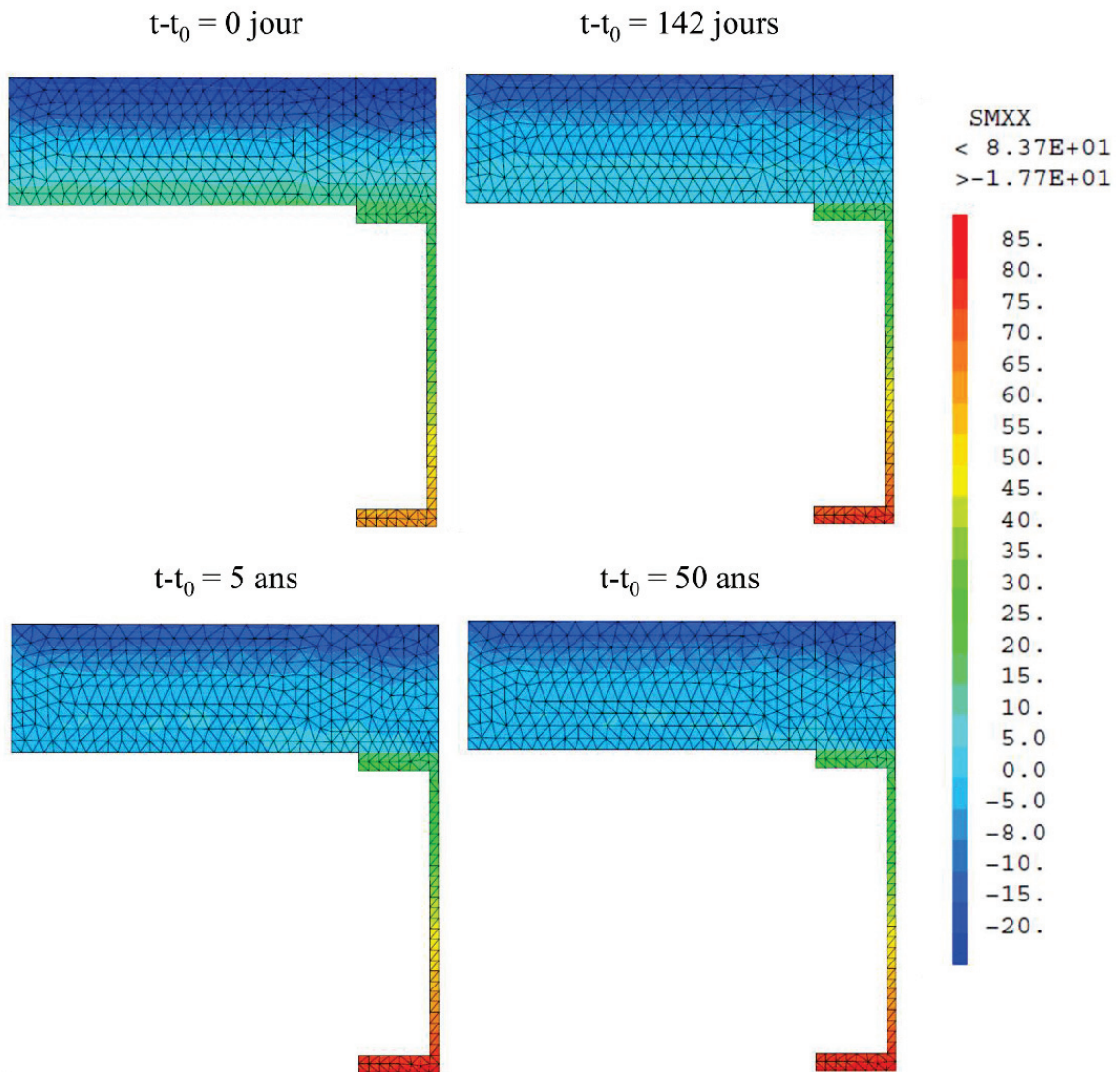


Figure G. 5 : Cartographie de la redistribution des contraintes axiales dans la section centrale

La figure G. 6 présente l'évolution des contraintes de cisaillement au niveau du joint de colle, à différents instants, calculées dans la dalle de béton aux niveaux des points de Gauss pour la poutre PCB5. Encore une fois, nous constatons que les contraintes de cisaillement  $\tau_{xz}$  sont uniformément réparties sur la majorité de la longueur du joint, et qu'elles diminuent autour de la section d'appui et au niveau de la section centrale. Ces contraintes de cisaillement et leur distribution sont relativement peu influencées par le fluage au cours du temps. La valeur maximale atteinte par la contrainte du cisaillement est d'environ 2.23 MPa.

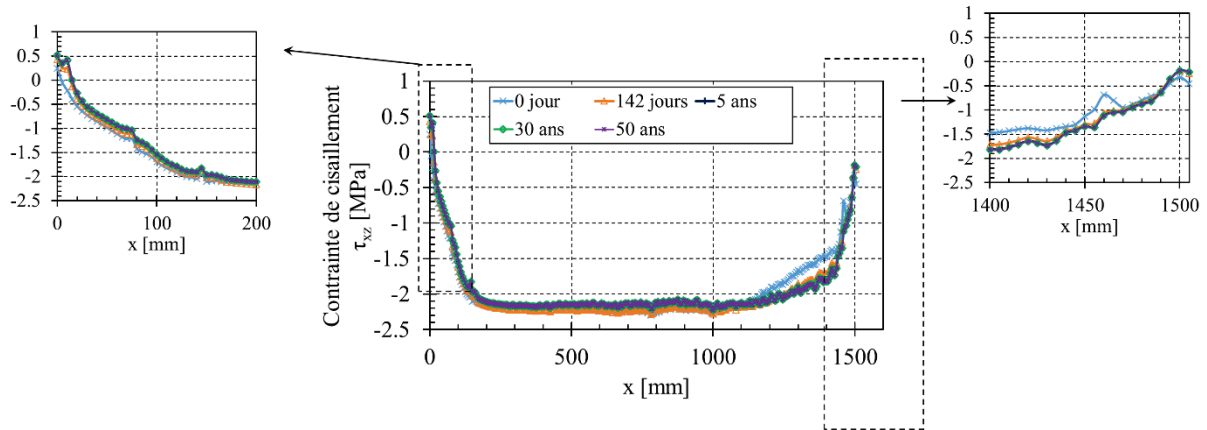


Figure G. 6 : Distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface béton/adhésive le long du joint collé pour la poutre PCB5