



HAL
open science

Analyse du comportement à la fissuration des structures en béton armé avec liaisons d'armatures

Amine Ben-Dahou

► To cite this version:

Amine Ben-Dahou. Analyse du comportement à la fissuration des structures en béton armé avec liaisons d'armatures. Matériaux. Université Claude Bernard - Lyon I, 2025. Français. ⟨NNT : 2025LYO10104⟩. ⟨tel-05293696⟩

HAL Id: tel-05293696

<https://theses.hal.science/tel-05293696v1>

Submitted on 2 Oct 2025

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.



Distributed under a Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0 - Attribution - Non-commercial use - No Derivative Works - International License

**THESE de DOCTORAT DE
L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON 1**

**École Doctorale MEGA ED162
Mécanique, Énergétique, Génie-Civil, Acoustique**

Discipline : Matériaux et structures

Soutenue publiquement le 24/06/2025, par :
BEN-DAHOU Amine

**Analyse du comportement à la fissuration des
structures en béton armé avec liaisons
d'armatures**

Devant le jury composé de :

GIROUX Stephanie	Professeure des Universités, Université Claude Bernard Lyon 1	Présidente du jury
MALECOT Yann	Professeur des Universités, Université Grenoble Alpes	Rapporteur
TOUSSAINT Evelyne	Professeure des Universités, Université Clermont Auvergne	Rapporteuse
DJELAL-DANTEC Chafika	Professeure des Universités, Université d'Artois	Examinatrice
SAIDI Mohamed	Maître de Conférences, Université Savoie Mont Blanc	Examineur
BOISSON Richard	Directeur technique, LINXION By Bartec Group	Invité
HUET Philippe	Président, LINXION By Bartec Group	Invité
DOLO Jean-Marie	Directeur technique et de l'innovation, EIFFAGE INFRASTRUCTURES	Invité
GABOR Aron	Professeur des Universités, Université Claude Bernard Lyon 1	Directeur de thèse
FERRIER Emmanuel	Professeur des Universités, Université Claude Bernard Lyon 1	Co-directeur de thèse
MICHEL Laurent	Maître de conférences HDR, Université Claude Bernard Lyon 1	Co-encadrant de thèse

Remerciement

Avant tout, je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à **Monsieur Aron GABOR**, directeur du **Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction (LMC2)** et mon **directeur de thèse**, pour m'avoir accueilli au sein de son laboratoire et pour avoir accepté de diriger cette thèse. Son accueil généreux, ainsi que la qualité du cadre de recherche qu'il a su instaurer, ont été des éléments essentiels dans le bon déroulement de mon travail. Sa rigueur scientifique, sa vision claire et ses conseils pertinents ont été pour moi des repères constants tout au long de ces années. J'ai beaucoup appris à ses côtés, tant sur le plan technique que sur le plan humain.

Je tiens également à remercier très sincèrement **Monsieur Emmanuel FERRIER** et **Monsieur Laurent MICHEL**, mes co-directeurs de thèse, pour leur implication exemplaire et leur accompagnement précieux durant toute la durée de ce travail. Leur disponibilité, leur écoute bienveillante et leur engagement m'ont été d'un grand soutien à chaque étape, qu'il s'agisse de la réflexion scientifique, de l'expérimentation ou de la rédaction. Leurs conseils avisés, leur patience et leur encouragement m'ont permis de progresser avec confiance, de surmonter les difficultés rencontrées.

À eux trois, je dois non seulement l'orientation scientifique de cette thèse, mais également un encadrement humain remarquable, marqué par la pédagogie et la générosité. Leur complémentarité, leur enthousiasme pour la recherche et leur souci constant de faire avancer mes travaux dans les meilleures conditions ont grandement contribué à la richesse de cette expérience doctorale. Je leur adresse toute ma reconnaissance et mes plus sincères remerciements.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'évaluer ce travail de thèse. Je remercie très sincèrement Madame **Stephanie GIROUX**, Professeure des Universités à l'Université Claude Bernard Lyon 1, pour avoir présidé ce jury, ainsi que Madame **Evelyne TOUSSAINT**, Professeure des Universités à l'Université Clermont Auvergne, et Monsieur **Yann MALECOT**, Professeur des Universités à l'Université Grenoble Alpes, pour avoir accepté la charge de rapporteurs de ce manuscrit. Je remercie également Monsieur **Mohamed SAIDI**, Maître de Conférences, IUT de Chambéry- Université Savoie Mont Blanc et Madame **Chafika DJELAL-DANTEC**, Professeure des Universités à l'Université d'Artois, pour leur participation en tant qu'examineurs et pour l'attention portée à mes travaux. Je leur suis reconnaissant pour le temps qu'ils ont consacré à cette évaluation et pour la richesse de leurs remarques, qui ont contribué à enrichir cette thèse.

Je tiens également à remercier chaleureusement les acteurs industriels pour leur accompagnement précieux tout au long de cette thèse, inscrite dans le cadre du projet de recherche RAFAL. Mes sincères remerciements vont à Monsieur **Philippe HUET**, Président de **LINXION by Bartec Group**, à Monsieur **Richard BOISSON**, Directeur technique de **LINXION**, ainsi qu'à Monsieur **Jean-Marie DOLO**, Directeur technique et de l'innovation chez **EIFFAGE Infrastructures**. Je les remercie vivement pour leur pilotage attentif du projet, la qualité de leurs remarques techniques, ainsi que pour leur confiance et leur engagement dans la valorisation et l'industrialisation des résultats de cette recherche. Leur implication active a contribué à faire de cette thèse un véritable pont entre recherche académique et applications concrètes sur le terrain.

Je tiens à remercier chaleureusement l'ensemble des membres permanents du LMC2 pour leur accueil, leur disponibilité et leur esprit collaboratif. Je souhaite adresser un remerciement tout particulier à **Monsieur Emmanuel JANIN** et **Norbert COTTET**, techniciens du laboratoire, pour leur soutien technique constant et leur précieuse aide lors des essais expérimentaux. **Ramia BEN AMOR**, notre secrétaire du laboratoire, pour son efficacité et son accompagnement tout au long des démarches administratives.

Je remercie également l'ensemble des doctorants du laboratoire, avec qui j'ai partagé une ambiance de travail chaleureuse et enrichissante. Merci pour ces moments de complicité, d'entraide et de soutien : **Mohamed Nasser, Hassan, Duc Mha et Rofaida.**

À mes amis **Sarra, Ismail, Fatima, Hassan** et **Amal**, je veux dire merci pour leur présence, leur écoute et leur soutien moral indéfectible tout au long de cette aventure.

Je tiens également à adresser un remerciement très spécial à **mon oncle Abdelmotalib**, dont les conseils avisés ont fortement influencé ma décision de m'engager dans ce doctorat. Son regard confiant et son expérience ont su me guider à un moment clé, et je lui en suis profondément reconnaissant.

Enfin, je dédie une pensée toute particulière à **ma famille**, véritable pilier tout au long de ce parcours. Merci à **mon père Omar**, à **ma mère Rachida** et **ma chérie Yamina** pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leur confiance, même à distance. Leur présence, même silencieuse, a été pour moi une source constante de courage et de stabilité. Merci à **ma sœur Ibtissam** et à **mon petit frère Taha**, leurs encouragements sincères, et les moments partagés qui ont su alléger les périodes de doute ou de fatigue.

Résumé

Les structures en béton armé jouent un rôle fondamental dans les infrastructures modernes, où elles sont soumises à des conditions de sollicitation diverses, notamment dans des environnements critiques tels les centrales nucléaires. Afin de garantir la performance à long terme de ces ouvrages, une attention particulière doit être portée aux systèmes de connexion des armatures, qui assurent la continuité mécanique entre les barres d'armature et le béton. Traditionnellement, ces connexions étaient réalisées par recouvrement ou par soudure. Cependant, ces méthodes présentent des limitations importantes en termes de congestion et de performance mécanique, en particulier dans des applications où la sécurité et la durabilité sont primordiales. C'est dans ce contexte que les coupleurs mécaniques, capables de garantir une transmission efficace des charges, ont vu leur utilisation se développer.

Cette thèse se concentre sur l'étude des systèmes de connexion des armatures dans les éléments en béton armé, en particulier les coupleurs mécaniques. L'objectif principal est d'évaluer l'influence de la géométrie des coupleurs et du procédé de réalisation du filetage des barres d'armature, dit « normalisation », qui permet d'éliminer les déformations résiduelles et d'améliorer la transmission des efforts entre la barre et le coupleur. Ce processus de normalisation joue un rôle crucial dans la réduction des concentrations de contraintes à l'interface barre-coupleur, et donc dans l'optimisation de la performance mécanique des systèmes de connexion. L'objectif est de mieux comprendre leur impact sur le comportement structural, en particulier dans des configurations soumises à des sollicitations de traction et de flexion.

Les travaux expérimentaux réalisés dans cette thèse comprennent plusieurs séries de tests visant à analyser le comportement des barres d'armature et des tirants en béton armé équipés de coupleurs. Des essais de traction ont été menés sur les barres d'armature, permettant d'évaluer la résistance à la traction et la distribution des contraintes dans les éléments armés. Des essais de traction sur des tirants en béton armé ont été réalisés pour simuler les conditions réelles de sollicitation des structures. Enfin, des essais de flexion quatre points ont permis d'analyser la réponse des poutres en béton armé sous des charges de flexion, dans le but de mesurer l'impact des coupleurs sur la capacité portante des poutres.

La modélisation numérique a été développée à l'aide du logiciel ABAQUS, en se concentrant sur les tirants en béton armé. Le modèle numérique a été validé par comparaison avec les résultats expérimentaux, permettant ainsi d'étudier les effets de la géométrie du coupleur et du procédé de normalisation de la liaison sur le comportement mécanique. Les résultats ont révélé que la normalisation des armatures permet une distribution plus homogène des efforts, contrairement aux barres non normalisées qui entraînent des concentrations de déformations plastiques à l'interface barre-coupleur. Ces observations ont des implications directes pour l'optimisation des pratiques de conception et de dimensionnement des structures en béton armé.

En conclusion, cette thèse permet d'approfondir la compréhension des mécanismes de transfert de charge à l'interface barre-coupleur et de proposer des recommandations pour améliorer la performance des systèmes de connexion dans les structures en béton armé. Ces travaux offrent des perspectives pour le perfectionnement des modèles de conception, avec un potentiel d'application dans des domaines où la sécurité et la durabilité sont des priorités.

Mots-clés : béton armé, coupleurs mécaniques, essais expérimentaux, traction, flexion, modélisation numérique, ABAQUS, transfert de charge, normalisation de la liaison.

Abstract

Reinforced concrete structures play a fundamental role in modern infrastructures, where they are subjected to a wide range of loading conditions, particularly in critical environments such as nuclear reactors. To ensure the long-term performance of these structures, particular attention must be paid to the reinforcement connection systems that ensure mechanical continuity between the reinforcing bars and the concrete. Traditionally, these connections were made by overlapping or welding. However, these methods present significant limitations in terms of congestion and mechanical performance, particularly in applications where safety and durability are crucial. It is in this context that mechanical couplers, able to ensure efficient load transmission, have seen their use increased.

This thesis focuses on the study of reinforcement connection systems in reinforced concrete elements, in particular mechanical connections. The main objective is to evaluate the influence of connection geometry and the threading process for reinforcing bars, known as “normalisation”, which eliminates residual deformations and improves the transfer of loads between the bar and the connection. This normalisation process plays a crucial role in reducing stress concentrations at the bar-coupler interface, and therefore in optimizing the mechanical performance of connection systems. The aim is to understand their impact on structural behavior, particularly in configurations subjected to tensile and bending stresses.

The experimental work carried out in this thesis includes several series of tests aimed at analyzing the behavior of reinforcing bars and reinforced concrete ties with connection systems. Tensile tests were carried out on reinforcing bars, to evaluate tensile strength and stress distribution in the reinforced elements. Tensile tests on reinforced concrete ties were carried out to simulate actual structural loading conditions. Finally, four-point bending tests were used to analyze the response of reinforced concrete beams under bending loads, with the aim of measuring the impact of couplers on the beams' load-bearing capacity.

Numerical simulation was carried out using ABAQUS software, focusing on reinforced concrete ties. The numerical model has been validated by comparison with experimental results, allowing us to study the effects of coupler geometry and connection normalisation procedure on mechanical behavior. The results revealed that normalizing the reinforcement resulted in a more homogeneous distribution of stresses, in contrast to non-normalized bars, which lead to concentrations of plastic deformation at the bar-coupler interface. These observations have direct implications for the optimization of design and dimensioning practices for reinforced concrete structures.

In conclusion, this thesis provides an improved understanding of load transfer mechanisms at the bar-coupler interface, and offers recommendations for improving the performance of connection systems in reinforced concrete structures. This work offers perspectives for the enhancement of design models, with potential application in areas where safety and durability are priorities.

Keywords: reinforced concrete, mechanical connections, experimental tests, tension, bending, numerical modeling, ABAQUS, load transfer, connection normalisation.

Table des matières

REMERCIEMENT	3
RESUME	6
ABSTRACT	8
INTRODUCTION GENERALE	12
CHAPITRE 01 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	16
1. INTRODUCTION	17
2. METHODES DE LIAISONNEMENT DES BARRES D'ARMATURES	18
2.1. <i>Recouvrement des barres d'armature : une méthode traditionnelle</i>	18
2.1.1. Réglementations et normes pour le calcul des recouvrements	18
2.1.2. Étude du comportement mécanique des structures en béton armé intégrant des recouvrements....	21
2.1.3. Les performances des recouvrements	24
2.1.4. Limitations majeures du recouvrement.....	24
2.2. <i>Soudage des barres d'armature</i>	25
2.2.1. Principes et techniques de soudage des armatures.....	25
2.3. <i>Codes règlementaires</i>	26
2.3.1. Étude du comportement mécanique des structures en béton armé intégrant des soudures	27
2.3.2. Les performances des soudures des barres d'armature	28
2.3.3. Limites et inconvénients des soudures.....	28
2.3.4. Applications des soudures dans les structures nucléaires.....	29
2.3.5. Conclusion.....	29
2.4. <i>Coupleurs mécaniques</i>	30
2.4.1. Les types des coupleurs mécaniques	30
2.4.2. Codes règlementaires pour les coupleurs mécaniques.....	34
3. COMPORTEMENT MECANIQUE DES COUPLEURS MECANQUES	34
3.1. <i>Comportement en Traction Directe</i>	34
3.1.1. Techniques de mesure	35
3.1.2. Comportement global :	38
3.1.3. Comportement local.....	42
3.2. <i>Comportement mécanique des poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures</i>	44
3.2.1. Techniques de mesures.....	44
3.2.2. Comportement global des poutres.....	56
3.2.3. Comportement local.....	59
4. CONCLUSION.....	63
CHAPITRE 02 : ÉTUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT EN TRACTION DES BARRES D'ARMATURE ET DES TIRANTS EN BETON ARME AVEC COUPLEURS	65
1. INTRODUCTION	66
2. ESSAI DE TRACTION DIRECT SUR LES BARRES AVEC COUPLEURS	67

2.1.	<i>Préparation des échantillons</i>	67
2.2.	<i>Protocole d'essai</i>	68
2.3.	<i>Courbes contrainte-déformation</i>	68
3.	ESSAIS DE TRACTION DIRECTE SUR LES TIRANTS EN BETON ARME.....	71
3.1.	<i>Matériaux</i>	71
3.1.1.	Béton.....	71
3.1.2.	Acier.....	71
3.2.	<i>Préparation des échantillons</i>	74
3.3.	<i>Programme expérimental</i>	77
3.3.1.	Protocole de l'essai.....	77
3.3.2.	Techniques de mesure et évaluation des données.....	77
3.4.	<i>Résultats expérimentaux</i>	79
3.4.1.	Schéma de fissuration.....	79
3.4.2.	Charge de fissuration.....	85
3.4.3.	Ouverture de fissure.....	86
3.4.4.	Courbes charge-déplacement.....	90
4.	CONCLUSIONS.....	94

CHAPITRE 03 : COMPORTEMENT EN FLEXION DE POUTRES EN BETON ARME AVEC COUPLEURS D'ARMATURES – ETUDE ET ANALYSE EXPERIMENTALE. 96

1.	INTRODUCTION.....	97
2.	COMPORTEMENT STATIQUE.....	97
2.1.	<i>Description des échantillons</i>	98
2.2.	<i>Description des matériaux</i>	101
2.3.	<i>Techniques de mesure</i>	102
2.3.1.	Capteurs d'effort et de déplacement.....	102
2.3.2.	Jauges de déformation.....	103
2.3.3.	Technique de corrélation d'images digitale.....	103
2.3.4.	Capteurs à fibres optiques.....	105
3.	RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	108
3.1.	<i>Courbes charge flèche</i>	108
3.2.	<i>Dégradation de rigidité</i>	111
3.3.	<i>Mécanismes de fissuration</i>	113
3.3.1.	Schéma de fissuration.....	113
3.3.2.	Analyse de l'ouverture des fissures par corrélation d'image digitale.....	117
3.4.	<i>Analyse de la déformation de l'acier</i>	121
3.4.1.	Mesure par les jauges de déformation.....	121
3.4.2.	Mesure des déformations par la fibre optique.....	124
4.	EFFET DE POSITION DE LA LAISON.....	130
4.1.	<i>Description des échantillons</i>	130
4.2.	<i>Description des matériaux</i>	132
4.3.	<i>Techniques de mesure</i>	132

4.4.	<i>Résultats expérimentaux</i>	134
4.4.1.	Courbes charge-flèche.....	134
4.4.2.	Analyse de la déformation de l'acier	136
4.4.3.	Analyse de la fissuration à l'aide de la corrélation d'images numériques (DIC) et du scanner 3D ..	137
5.	COMPORTEMENT CYCLIQUE.....	145
5.1.	<i>Principe de chargement</i>	146
5.2.	<i>Résultats expérimentaux</i>	146
5.2.1.	Courbes charge-flèche.....	146
5.2.2.	Analyse de la fissuration à l'aide de la corrélation d'images (DIC)	148
6.	CONCLUSION.....	153
CHAPITRE 04 : MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DES COUPLEURS D'ARMATURES SUR LA		
REPOSE MECANIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME		155
1.	INTRODUCTION	156
2.	ABAQUS POUR LA MODELISATION DU BETON ARME	156
2.1.	<i>Abaqus/Standard et Abaqus/Explicite</i>	156
3.	MODELISATION DES MATERIAUX SUR ABAQUS.....	158
3.1.	<i>Béton</i>	158
3.2.	<i>Acier</i>	163
4.	MODELE NUMERIQUE	163
4.1.	<i>Modélisation des matériaux</i>	163
4.2.	<i>Modélisation du coupleur</i>	164
4.3.	<i>L'interaction acier béton</i>	164
4.4.	<i>Dimensions géométriques</i>	164
4.5.	<i>Les conditions aux limites</i>	165
5.	VALIDATION DU MODELE	166
5.1.	<i>Effet de maillage</i>	166
5.2.	<i>Effet de l'angle de dilatation</i>	167
5.3.	<i>Modélisation de la normalisation des liaisons d'armatures</i>	168
6.	CONCLUSION.....	172
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES		173
PUBLICATIONS SCIENTIFIQUES		180
BIBLIOGRAPHIE		181

Liste des figures

Figure 1. 1: Recouvrement des barres d'armatures [1], [6], a) zone de recouvrement, b) mécanisme d'apparition des fissures dans la zone des recouvrement, c) exemple réel de l'utilisation de recouvrement.	18
Figure 1. 2 : Rupture des liaisons par recouvrement : (a) Séisme de Loma Prieta [26], (b) rupture à l'extrémité des liaisons par recouvrement [27](c) et (d) rupture à la base de la colonne.	24
Figure 1. 3 : Raccordement des barres par soudage : (a) suivant l'axe des barres, (b) bout à bout (soudure en bout) et (c) par forgeage (GPW)[31].	25
Figure 1. 4 : Raccordement GPW de mauvaise qualité : (a) chauffage inadéquat, (b) pression insuffisante, (c) excentricité inacceptable des barres.[31]	29
Figure 1. 5 : a) coupleurs à vis de cisaillement : composants et installation, b) coupleurs à filetage à vis de cisaillement, c) coupleurs à verrouillage à boulon décalé.....	30
Figure 1. 6 : Coupleurs à tête d'extrémité : (a) schéma illustratif, (b) photo réelle.	31
Figure 1. 7 : Coupleurs swaged : (a) insertion et compression de la première barre, (b) insertion et compression de la seconde barre, (c) jonction obtenue par manchon comprimé.Coupleurs à manchon injecté.....	32
Figure 1. 8 : Installation des connexions par manchons remplis de coulis.	33
Figure 1. 9 : Coupleurs filetés : (a) Coupleur à filetage parallèle, (b) Coupleur à filetage conique, (c) Coupleurs pour relier des barres de diamètres différents.....	33
Figure 1. 10 : Dispositif d'essai de traction directe sur les barres d'armature [38]	35
Figure 1. 11: Utilisation des LVDT pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques : barre isolée : (a) aperçu de la mise en place ; (b) résultats expérimentaux.[39]	36
Figure 1. 12: Utilisation des LVDT pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques, tirants en béton armé : (a) aperçu de la mise en place ; (b) résultats expérimentaux[40]	36
Figure 1. 13 : Utilisation des jauges de déformation pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques : (a) vue d'ensemble de la mise en place[39] ; (b) résultats expérimentaux[41].....	37
Figure 1. 14 : Utilisation de la DIC pour l'analyse mécanique des tirants en béton armé avec coupleurs [42] : (a) Zone de mesure[42] ; (b) Distribution du déplacement relatif à la surface des tirants[40] ; (c) Répartition des fissures et déplacements relatifs de la surface en béton de l'éprouvette [41].....	38
Figure 1. 15 : Modes de rupture des barres d'armatures avec coupleurs selon le type de coupleur : [43] [48] [49].....	40

Figure 1. 16 : Courbes charge-déplacement des barres de référence (SB S1-S3) et des barres avec coupleurs Groupe 2 [43].	40
Figure 1. 17 : [a-c] [48] Courbes contrainte-déformation mesurées pour des coupleurs mécaniques de différentes géométries sous chargement monotone, [d] Courbes force-déformation pour des tirants équipés de coupleurs à filetage parallèle présentant diverses formes géométriques extérieures, [e] État de fissuration des tirants avec coupleurs à filetage parallèle de géométries variées [53].	41
Figure 1. 18 : a) Systèmes de coupleurs b) Critère de ductilité pour l'évaluation des performances des coupleurs mécaniques de différentes formes géométriques [55].	42
Figure 1. 19 : Performance comparative des assemblages mécaniques : a) résistance à la limite d'élasticité ($f_{u,sp}/f_{y,b}$), b) résistance ultime ($f_{u,sp}/f_{u,b}$), c) ductilité ($\epsilon_{u,sp}/\epsilon_{u,b}$), d) taille relative du coupleur (d_{cLc}/d_{bLcr}) ; (PTC* inclut PTC et PTSC, TTC* inclut TTC et TTSC) [55].	43
Figure 1. 20 : a-c) : Dispositifs d'essai de flexion quatre points utilisés pour l'étude des coupleurs dans les poutres en béton armé, b) dimension de la poutre en béton armé [56] [57] [58]	44
Figure 1. 21 : Mise en place de l'LVDT sur la poutre pour le mesure de la flèche [62] [63]	45
Figure 1. 22 : Courbes de la charge en fonction de la flèche mesurée par le LVDT [56] [64]	45
Figure 1. 23 : a) et b), Mise en place des jauges dans les poutres[68] [69], c) et d) courbes Contraintes déformation mesurées par les jauges de déformation [56] [70]	46
Figure 1. 24 : Mise en place de la DIC : a. Poutre de chargement, b. Capteur de déplacement, c. application du mouchetis sur la surface, f. Caméra. [76] [77]	46
Figure 1. 25 : Suivi des mécanismes de fissurations par la corrélation d'images : a) [78], c) [57], d) [79] suivi de l'évolution de l'ouverture des fissures dans la poutres, b) [80] calcul de l'ouverture de fissure en fonction de la charge de flexion	47
Figure 1. 26 : Composantes principales d'un capteur a fibre optique [81] [82]	48
Figure 1. 27 : Capteur interférométrique de Michelson [86]	49
Figure 1. 28 : Schéma du capteur interférométrique de Fabry-Perrot [86]	50
Figure 1. 29 : Capteur à réseaux de Bragg [82]	50
Figure 1. 30 : Spectre de diffusion lumineuse dans la silice [93]	51
Figure 1. 31 : Principe de la rétrodiffusion de Rayleigh [82]	52
Figure 1. 32 : Principe de la rétrodiffusion de Brillouin [95]	53
Figure 1. 33 : Application des capteurs à fibres optiques dans des poutres en béton armé [112]: (a) disposition du ferrailage et localisation de la fibre optique ; (b) fibre optique équipée d'un revêtement additionnel ; (c) composants de la fibre optique utilisée ; (d) résultats expérimentaux d'un essai de flexion en quatre points avec identification des fissures.	55

Figure 1. 34 : Comparaison des profils de déformation distribués obtenus par DOFS intégrés dans une poutre en béton armé à deux niveaux de charge différents pour (a) un DOFS robuste et (b) un DOFS fin[109].	55
Figure 1. 35 : Application des capteurs à fibres optiques dans des poutres en bois-béton [113] [82]: (a) positionnement de la fibre optique ; (b) Exportation des résultats expérimentaux de déformation d'un essai de flexion à trois points.	56
Figure 1. 36 : Définition de la relation Moment-Courbure locale et moyenne dans la poutre [122] [125]	56
Figure 1. 37 : Géométrie et position des coupleurs testés par : a) [126], b) [127]	57
Figure 1. 38 : a) courbes charge –flèche) [126] ,b) courbes moment-flèches des poutres avec coupleurs [127]	58
Figure 1. 39 : Schéma de fissuration des poutres avec coupleurs d'armatures [56] [135] [136]	59
Figure 1. 40: Détails des liaisons (double-grouted sleeves) – (a) GSW (W-1 et W-2), (b) GSWT (T-1 et T-2), (c) image.	60
Figure 1. 41 : Mesure des déformations, dans les poutres en béton armé avec coupleur d'armatures, a) poutres avec armatures continues, b) poutres avec coupleurs d'armatures : mesure au centre, c) poutres avec coupleurs d'armatures mesure à l'extrémité de des coupleurs [56]	61
Figure 1. 42 : Mécanismes de fissuration dans les poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures	62
Figure 2. 1 : Détail de l'instrumentation	67
Figure 2. 2 : Instrumentation des barres d'armature pour l'essai de traction	67
Figure 2. 3 : Détail des échantillons : a) barre continue, b) barre avec liaison.	68
Figure 2. 4 : Courbe contrainte-déformation	68
Figure 2. 5 : Photos des barres continues à la rupture	69
Figure 2. 6 : Photos des barres à rupture avec liaisons d'armatures	70
Figure 2. 7 : Résultats mesure de jauge	70
Figure 2. 8 : Histogrammes de la résistance moyenne du béton en MPa.	71
Figure 2. 9 : a) Processus classique de filetage des liaisons mécaniques, b) la définition de la normalisation	73
Figure 2. 10 : Courbes contrainte-allongement pour 5 liaisons lisses avec filetage selon ISO15835-2009	73

Figure 2. 11 : Courbes contrainte-allongement pour 5 liaisons lisses normalisées avec filetage selon ISO15835-2009	74
Figure 2. 12 : Géométrie du coupleur : a) coupleur lisse, b) coupleur à haute adhérence, c) coupleur Olive, d) coupleur gros et court, e) coupleur long.....	74
Figure 2. 13 : Caractéristiques du tirant : a) dimensions globales, b) position des coupleurs centrés dans le bloc béton, c) position des coupleurs excentré de 1/3 de la longueur de tirant.....	75
Figure 2. 14 : Caractéristiques géométriques du tirant en [mm] et la position des coupleurs centrés dans le bloc béton du béton	76
Figure 2. 15 : Photos de dispositif de l'essai de traction.....	77
Figure 2. 16 : Photos du dispositif de la corrélation d'images.....	78
Figure 2. 17 : Traitement des images après les essais : définition des ROI et ZOI et visualisation du champ de déformation obtenu par DIC	79
Figure 2. 18 : Déformations et fissuration d'un tirant en béton armé : concept de répartition des charges [41]	80
Figure 2. 19 : Distribution des déformations dans l'armature avant (a) et après (b) la fissuration [151]	80
Figure 2. 20 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de renforcement : Effet de la géométrie du coupleur	81
Figure 2. 21 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de renforcement : Effet de la normalisation	83
Figure 2. 22 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de position des coupleurs	84
Figure 2. 23 : Histogrammes des charges d'ouverture de la première fissure pour tous les types d'échantillons.....	85
Figure 2. 24 : Histogrammes des charges d'ouverture de la première fissure pour tous les types d'échantillons : l'influence de la normalisation sur ce paramètre.	86
Figure 2. 25 : Méthode de mesure de l'ouverture de la fissure moyenne par la DIC	86
Figure 2. 26 : Comparaison des courbes charge-ouverture des fissures expérimentales avec la courbe théorique de l'Eurocode2	89
Figure 2. 27 : Courbes charge-déplacement pour des tirants en béton armé utilisant différentes méthodes de liaison des barres d'armature-centrées.....	91
Figure 2. 28 : Courbes charge-déplacement pour des tirants en béton armé utilisant différentes méthodes de liaisons d'armatures -Non centrées(a-e), f) courbe générale de toutes les configurations.....	92

Figure 2. 29 : a) Décroissance de la charge associée à la formation de fissures dans les tirants en béton armé, b) décroissance de la charge due au glissement des barres dans les blocs d'essai. ...	93
Figure 2. 30 : Profil de déformation d'un tirant fissuré mesuré par corrélation d'images numériques	93
Figure 3. 1 : Dispositif d'essai mis en place pour les essais de flexion 4 points.....	98
Figure 3. 2 : Géométrie de la poutre en béton armé avec la position du coupleur.....	100
Figure 3. 3 : Géométrie et position des coupleurs dans la poutre	100
Figure 3. 4 : Valeurs de résistance moyenne en compression du béton.....	101
Figure 3. 5: a) Préparation des éprouvettes, b) réalisation de l'essai de compression c) mesure de la résistance du béton par la machine du laboratoire.....	102
Figure 3. 6: a) Mise en place du capteur de force, b) mise en place du capteur de déplacement	102
Figure 3. 7 : Positionnement des jauges d'extensométrie dans les poutres.....	103
Figure 3. 8: Dispositif d'essai : a-b) éclairage de la zone d'intérêt, c) enregistrement des résultats, c) camera d'acquisition	104
Figure 3. 9 : Préparation de l'éprouvette pour la corrélation d'images : a) zone d'intérêt, b) application de la peinture blanche, c) application du mouchetis.....	104
Figure 3. 10 : Traitement des images après les essais : définition des ROI et ZOI et visualisation du champ de déformation obtenu par DIC	105
Figure 3. 11 : positionnement des fibres optiques de type : EpsilonSensor dans la poutre en béton armé.....	106
Figure 3. 12 : Composants de la fibre optique utilisée [86]	107
Figure 3. 13 : a-b) Dispositif et mise en place de la fibre optique, c) composantes de l'interrogateur ODISI [169].....	107
Figure 3. 14 : Courbes de la charge appliquée en fonction de la flèche des poutres, avec toutes les configurations de renforcement.....	108
Figure 3. 15 : Définition des forces et flèche élastiques, force et flèche maximales[170].....	109
Figure 3. 16 : Courbes charges flèche des poutres P-REF,P-ONC,P-ONNC	110
Figure 3. 17 : Définition des paramètres de rigidité sur les courbes de la charge en fonction de la flèche pour les essais de flexion 4 points [171].....	111
Figure 3. 18 : Dégradation de la rigidité pour les poutres P-REF, P-ONC, P-GCC,P-CL, P-RC.	112
Figure 3. 19 : Définition de la zone d'analyse par corrélation d'images numériques sur la poutre.	113

Figure 3. 20 : État de fissuration des poutres avec différentes configurations de liaisonnement après la rupture.....	114
Figure 3. 21 : Évolution des schémas de fissuration et des ouvertures de fissures mesurées par corrélation d'images pour différentes configurations de coupleurs d'armatures, sous des charges de $0.2 F_y$ à F_y	115
Figure 3. 22 : Espacement moyen entre les fissures pour tous les types des poutres.....	116
Figure 3. 23 : a) Schéma de l'emplacement relatif des sous-images déformées et non déformées sur l'élément [174], b) schéma des sous-images avec mouchetis sur la surface.....	118
Figure 3. 24 : Changements des positions relatives après l'apparition de fissures : a) avant fissuration, b) après fissuration, c) déplacement relatif.....	118
Figure 3. 25 : a) Définition de l'ouverture de la fissure la plus grande dans la poutre, b) mesure de l'ouverture de fissure par la DIC avec le logiciel GOM Correlate [175].....	119
Figure 3. 26 : Courbes Force-Ouverture de fissure obtenues par la DIC : a) effet de normalisation	120
Figure 3. 27 : a) Définition de l'ouverture de la fissure moyenne dans la poutre, b) mesure de l'ouverture de fissure par la DIC avec le logiciel GOM Correlate [175].....	120
Figure 3. 28 : Évolution de l'ouverture de fissure moyenne en fonction de la charge appliquée jusqu'à 3 % de la force limite d'élasticité pour toutes les configurations de poutres.	121
Figure 3. 29 : Courbes charges déformations mesurées par les jauges de déformation : a) P-REF, b) P-ONC, c) P-GCC, d) P-CLC, e) P-REF, f) P-ONC, g) P-GCC, d) P-CLC.....	123
Figure 3. 30 : Diagramme des moments et la section transversale de la poutre	124
Figure 3. 31 : Comparaison des distributions de déformation issues de l'analyse mécanique et de la fibre optique pour les toutes les poutres pour un chargement de 1 kN	125
Figure 3. 32 : Corrélation entre la distribution des fissures et les profils de déformations mesurés par fibre optique dans la poutre P-REF	125
Figure 3. 33 : Poutre avec liaison Lisse normalisée	126
Figure 3. 34 : Poutre avec liaison Olive Normalisée.....	126
Figure 3. 35 : Poutre avec liaison Olive Non Normalisée.....	127
Figure 3. 36 : Poutre avec liaisons Haute Adhérence Normalisée.	127
Figure 3. 37 : Poutre avec armatures de recouvrement.	127
Figure 3. 38 : Profils initiaux de déformation longitudinale mesurés par fibre optique localisation des premières concentrations de déformation selon le type de poutre	128
Figure 3. 39 : Profils de déformations pour les poutres avec toutes les configurations, pour un niveau de chargement de 5kN.	129

Figure 3. 40 : Géométrie des armatures utilisées pour les différentes poutres. (a) Poutre avec armatures continues (PMAC). (b) Poutre avec armatures de recouvrement (PMAR). (c) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont la même distribution sur toute la poutre. (d) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont été enlevés sur la zone centrale sur la distance de la longueur d'enrobage (PMALNC). (e) Poutre avec attelages décalés dans la zone centrale (PMALCD)	131
Figure 3. 41 : Exemple d'instrumentation de barres d'acier avec des jauges de déformation	133
Figure 3. 42 : Mesure du champ de déplacement par DIC.....	133
Figure 3. 43 : Mesure tridimensionnelle du champ à l'aide d'un scanner 3D. La zone bleue correspond à la surface déjà scannée.....	134
Figure 3. 44 : Comportement charge-flèche de poutres en béton armé soumises à une charge monotone.....	135
Figure 3. 45 : Evolution des déformations le long de la barre d'armature en fonction du niveau de charge (poutre avec barres d'armature à recouvrement - PMAR).....	137
Figure 3. 46 : Évolution de la déformation le long de l'armature en fonction du niveau de charge (poutre avec barres d'armature non confinées dans la zone centrale - PMALNC)	137
Figure 3. 47 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMAC. Cinq fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr05.	138
Figure 3. 48 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMALC. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04.....	139
Figure 3. 49 : Évolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMALCD. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04.....	139
Figure 3. 50 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMAR. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04.	140
Figure 3. 51 : Distribution des fissures et position des étriers transversaux pour les différentes configurations de poutres testées sous chargement monotone.....	141
Figure 3. 52 : Images 3D de la rupture de différentes poutres obtenues par la procédure de balayage	142
Figure 3. 53 : Fissure principale de la poutre armature continue à 25 mm de flèche	142
Figure 3. 54 : Fissure principale de la poutre avec liaison confinée à 25 mm de flèche.....	143
Figure 3. 55 : Géométrie des armatures utilisées pour les différentes poutres. (a) Poutre avec armatures continues (PMAC). (b) Poutre avec armatures de recouvrement (PMAR). (c) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont la même distribution sur toute la poutre.	146

Figure 3. 56 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec une barre d'armature continue (charge monotone et cyclique)	147
Figure 3. 57 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec recouvrement (charge monotone et cyclique).	147
Figure 3. 58 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec une barre d'armature connectée à un coupleur confiné (charge monotone et cyclique).	148
Figure 3. 59 : Position des deux premières fissures, notées Cr1 et Cr2, analysées lors du chargement cyclique des poutres.....	148
Figure 3. 60 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCAC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.....	149
Figure 3. 61 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCAC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.....	149
Figure 3. 62 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCAR, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.....	150
Figure 3. 63 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCAR, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.....	150
Figure 3. 64 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCALC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.....	151
Figure 3. 65 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCALC, dans le cas de charges cycliques pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.	151
Figure 4. 1 : Développement du modèle par éléments finis sur Abaqus [180]	157
Figure 4. 2 : (a) Surface d'écoulement dans un plan déviatorique ; (b) Surface potentielle dans un plan méridien [180].	158
Figure 4. 3 : Courbes contrainte-déformation pour le béton [197]	159
Figure 4. 4 : Comportement du béton en compression simple [199]	160
Figure 4. 5 : Modèle de rigidification en traction simplifié de Nayal et Rasheed [197].	160
Figure 4. 6 : Réponse du modèle à la traction simple selon Abaqus [199].	161

Figure 4. 7 : Élément de 8 nœuds	164
Figure 4. 8 : Géométrie de l'éprouvette de test	164
Figure 4. 9 : Modèles tridimensionnels d'éléments finis des éprouvettes d'essai.....	165
Figure 4. 10 : Conditions aux limites et de chargement.....	165
Figure 4. 11: Courbe force-déformation expérimentale vs numérique des tirants en béton armé selon l'étude de Bomba [178].	166
Figure 4. 12 : Résultats numériques avec différents maillage vs résultats expérimental	166
Figure 4. 13 : Influence de l'angle de dilation sur la réponse contrainte-déformation du tirant en béton armé (comparaison numérique/expérimentale)	167
Figure 4. 14 : Influence de l'angle de dilation sur l'état d'endommagement en traction directe des tirants en béton armé (modèle CDP dans Abaqus) (a) 15° ; (b) 25° ; (c) 35° ; (d) 55°.....	168
<i>Figure 4. 15: Zone de la barre d'acier où les propriétés mécaniques sont modifiées pour simuler la normalisation.</i>	169
Figure 4. 16 : État de damage sous traction dans le tirant avec liaison normalisée et non normalisée	169
Figure 4. 17 : Courbes force-déformation des tirants avec liaisons normalisées et non normalisées	170
Figure 4. 18 : Distribution des déformations plastiques dans les liaisons normalisées et non normalisée	170

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : Dispositions réglementaires relatives aux recouvrements des barres.	20
Tableau 1. 2 : Dispositions réglementaires relatives aux soudures des barres.....	26
Tableau 1. 3 : Dispositions réglementaires relatives aux coupleurs mécaniques.....	34
Tableau 2. 1 : Résultats des essais de traction.....	69
Tableau 2. 2 : Mesure des déformations à l'environ de la liaison d'armature (+2 cm et + 10 cm)	71
Tableau 2. 3 : Propriétés mécaniques de l'acier	72
Tableau 2. 4 : Types de liaisons d'armatures centrées testées lors des essais de traction directe : variation de la géométrie	75
Tableau 2. 5 : Types de liaisons d'armatures excentrées testées lors des essais de traction directe : étude de la normalisation.....	75
Tableau 2. 6 : Paramètres des équipements utilisés pour la DIC	78
Tableau 2. 7 : Paramètres d'analyse de la DIC	79
Tableau 2. 8: Comparaison des valeurs des ouvertures de Fissures à 0,8 f_y avec les valeurs théoriques pour différentes configurations de tirants, % : Le rapport de différence par rapport à l'ouverture Théorique.....	87
Tableau 2. 9 : Comparaison des valeurs d'ouverture des fissures à 0,8 f_{yk} avec les valeurs théoriques pour différentes configurations de tirants, % : Le rapport de différence par rapport à l'ouverture Théorique.....	90
Tableau 3. 1 : Désignation des poutres et nombre d'échantillons pour chaque type	99
Tableau 3. 2 : Paramètres matériels du DIC.....	105
Tableau 3. 3 : Paramètres de l'analyse DIC.....	105
Tableau 3. 4 : Caractéristiques de l'interrogateur ODiSI-6 [169].....	107
Tableau 3. 5 : Valeurs expérimentales pour chaque configuration	110
Tableau 3. 6 : Valeurs de l'effort pour les configurations normalisées et non normalisées	111
Tableau 3. 7 : Ouverture de la plus grande fissure dans les poutres pour 0,2 F_{yk} , 0,4 F_{yk} et 0,8 F_{yk} pour chaque configuration.....	119
Tableau 3. 8 : Description des poutres testées.....	130
Tableau 3. 9 : Résistance à la compression du béton	132
Tableau 3. 10 : Principaux résultats expérimentaux pour les phases de fissuration, d'élasticité et de rupture	135

Tableau 3. 11 : Valeurs caractéristiques de la déformation de l'acier correspondant aux différents états de chargement : fissuration, élasticité et rupture.....	136
Tableau 3. 12: Charge d'ouverture de fissure obtenue par DIC pour les trois premières fissures de la zone centrale (F1, F2 et F3) dans le cas d'essais monotones. Le terme "Grad" fait référence au gradient.....	140
Tableau 3. 13 : Espacement entre les fissures	143
Tableau 3. 14 : Valeurs théoriques de l'espacement des fissures selon EC2	144
Tableau 3. 15 : Valeurs d'ouverture des fissures pour une charge de service de 85 kN	145
Tableau 4. 1 : Paramètres du modèle de plasticité du béton (CDP) utilisés dans la modélisation sous ABAQUS	162
Tableau 4. 2 : Paramètres mécaniques de l'acier utilisés dans la modélisation sous ABAQUS .	163
Tableau 4. 3 : Résultats des valeurs d'effort et contrainte à rupture pour les barres avec liaisons normalisées et non normalisées.....	168

Introduction générale

Le génie civil est une discipline où les structures doivent faire face à des sollicitations variées tout au long de leur cycle de vie. Dans le cadre des ouvrages en béton armé, cette problématique est d'autant plus cruciale. En effet, les structures en béton armé, qui combinent à la fois les propriétés de résistance à la compression du béton et la résistance à la traction de l'acier, sont utilisées dans une multitude d'applications allant des ponts aux bâtiments, en passant par les tunnels et autres infrastructures critiques telles que les centrales nucléaires. Toutefois, la durabilité et la sécurité de ces structures peuvent être compromises par des facteurs de dégradation, des erreurs de conception, des problèmes de mise en œuvre, et des changements dans les conditions d'utilisation au fil du temps. Ces facteurs peuvent notamment affecter la qualité des liaisons entre les barres d'armature et ainsi altérer la performance globale de l'ouvrage.

La liaison entre les différentes barres d'armature est un élément fondamental dans le comportement mécanique du béton armé, car elle joue un rôle central dans la transmission des efforts internes (traction, compression, torsion) au sein de la structure. En effet, une structure en béton armé est soumise à diverses sollicitations mécaniques qui nécessitent une répartition efficace des forces pour garantir son bon fonctionnement et sa durabilité. L'efficacité de cette transmission dépend directement de la qualité des connexions entre les barres d'armature, qui doivent permettre une continuité structurale optimale, évitant ainsi les points faibles susceptibles de compromettre la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Pour assurer cette transmission des efforts, plusieurs systèmes de connexion sont utilisés, notamment les soudures et les recouvrements de barres d'armature. Toutefois, ces méthodes traditionnelles présentent des limites qui peuvent affecter la performance globale des structures en béton armé.

Le soudage des armatures, bien qu'offrant une liaison mécanique directe et robuste, est une opération délicate qui requiert un strict contrôle des paramètres de mise en œuvre. En effet, les variations de température induites par le soudage peuvent engendrer des modifications de la distribution des déformations dans les barres, altérant ainsi leurs propriétés mécaniques. De plus, cette technique est souvent difficile à appliquer en milieu de chantier, notamment pour les armatures de grande section ou présentant une géométrie complexe, ce qui peut compromettre la qualité de la connexion.

D'autre part, le recouvrement des armatures repose sur la transmission des efforts par adhérence et frottement entre les barres superposées. Bien que largement utilisé en raison de sa simplicité de mise en œuvre, ce procédé présente plusieurs inconvénients. Il entraîne notamment une augmentation de la densité d'armatures dans certaines zones critiques de la structure, ce qui peut engendrer des difficultés de mise en place du béton et une réduction de son enrobage. Cette congestion excessive de l'acier peut également altérer le comportement mécanique global, en influençant l'adhérence entre l'acier et le béton, et en générant des concentrations de contraintes préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage.

Face à ces limitations, les coupleurs mécaniques sont apparus comme une solution alternative et prometteuse. Ces dispositifs permettent de connecter les barres d'armature sans recourir à la soudure ni augmenter excessivement le volume de béton, ce qui en fait une solution intéressante, notamment pour les structures nécessitant une grande résistance mécanique. Leur principal avantage réside dans la possibilité d'obtenir une liaison mécanique plus efficace, en termes de résistance et de durabilité, tout en réduisant l'impact sur la géométrie de l'élément. Toutefois, leur efficacité dépend fortement de plusieurs paramètres, notamment la géométrie du coupleur, la qualité du filetage des barres d'armature, le procédé de fabrication et la mise en œuvre de la liaison.

Une question clé dans la conception de ces systèmes de connexion est le procédé de fabrication du filetage des barres d'armature. En effet, le processus de filetage, nommé dans le contexte de la thèse la normalisation, joue un rôle majeur dans l'élimination des déformations résiduelles générées lors de la fabrication du filetage de l'armature de la liaison, et influence directement la performance des connexions. La normalisation est un procédé qui vise à réduire les contraintes internes dans le matériau, créant ainsi une liaison plus homogène et plus résistante. Cependant, l'influence de ce procédé sur la résistance mécanique des connexions n'est pas entièrement comprise, ce qui justifie la nécessité d'étudier de manière approfondie l'impact de ces paramètres géométriques et procéduraux.

Les études menées jusqu'à présent sur les liaisons mécaniques des barres d'armature à filetage parallèle se sont principalement focalisées sur l'analyse du comportement des barres elles-mêmes, en termes de résistance et de modes de rupture, plutôt que sur leur influence à l'échelle des éléments structuraux en béton armé. En particulier, peu de recherches ont exploré l'effet de ces dispositifs sur le comportement global et local d'éléments structurels tels que les poutres et les tirants, qui sont pourtant largement sollicités dans les ouvrages en génie civil.

Dans ce contexte et dans le cadre du projet **RAFAL** (Réponses Anti-Fissuration des Armatures Liaisonnées), porté par **LINXION By Bartec Group** et labellisé par le pôle **Nuclear Valley**, vise à développer des nouvelles liaisons mécaniques à filetage parallèle pour les armatures du béton armé, capables de limiter la fissuration des structures sollicitées, notamment dans le secteur **nucléaire**. Cofinancé par le programme **France Relance**, le projet est mené en collaboration avec plusieurs partenaires stratégiques : **EDF**, **Eiffage infrastructures**, le laboratoire **LMC²** de l'Université Lyon 1 (recherche expérimentale et modélisation). L'objectif principal de cette thèse est d'évaluer l'influence des liaisons d'armatures à filetage parallèle, de leur géométrie et du procédé de réalisation de ces éléments, désigné dans cette étude sous le terme de normalisation, sur la réponse mécanique des structures en béton armé. L'accent est mis sur l'analyse des modes de rupture des éléments en béton armé de type poutres et tirants avec ces liaisons. La réponse charge-flèche est étudiée afin de caractériser la rigidité et la ductilité. L'initiation des fissures et leur propagation sont également analysées, en mettant en évidence leur répartition, leur ouverture et leur influence sur la déformation des barres d'armature. Enfin, une attention particulière est portée à la distribution des contraintes et des déformations au sein des liaisons filetéées et dans la barre d'armature, afin de mieux comprendre les interactions locales et leur effet sur le comportement global des structures en béton armé.

Afin d'atteindre ces objectifs, une méthodologie expérimentale rigoureuse a été adoptée, reposant sur une série d'essais mécaniques permettant d'évaluer la performance des liaisons filetées dans des conditions représentatives des sollicitations réelles en structure.

Dans un premier temps, des essais de traction ont été réalisés sur des barres d'armature, avec et sans liaison mécanique, conformément à la norme EN ISO 15630-1. Les barres d'armature, de diamètre 20 mm et de nuance S500B, ont été utilisées dans ces tests. L'objectif principal était de déterminer les propriétés mécaniques des barres d'armature liaisonnées, et de les comparer avec celles d'une armature continue de référence. Les principales caractéristiques évaluées ont inclus le module d'élasticité, la limite élastique, la contrainte à la rupture, les déformations associées ainsi que les modes de ruptures.

Ensuite, des essais de traction ont été réalisés sur des tirants en béton armé avec ces dispositifs de liaison. L'objectif principal de ces tests était d'évaluer l'effet de la présence des coupleurs mécaniques, de leur géométrie extérieure ainsi que du procédé de normalisation sur le comportement global et local des tirants en béton armé. Ces essais ont permis d'analyser l'impact de ces paramètres de conception des liaisons sur la distribution des contraintes et sur les schémas de déformation et des fissures. Un accent particulier a été mis sur l'initiation et l'ouverture des fissures dans le béton, permettant ainsi d'étudier les mécanismes de rupture et leur influence sur la résistance et la performance de ces éléments en béton armé.

Les essais de flexion ont été réalisés sur des poutres en béton armé intégrant des systèmes de liaison, afin d'évaluer l'impact de la géométrie extérieure des liaisons, ainsi que sur le procédé de normalisation des armatures, qui consiste à éliminer les contraintes résiduelles induites par le processus d'emboutissage des barres d'acier, sur le comportement non linéaire des poutres, en particulier en ce qui concerne la rigidité, la résistance en flexion et la capacité portante. Des analyses détaillées ont été menées sur les courbes charge-flèche, la distribution et l'ouverture des fissures dans le béton, ainsi que sur les déformations des armatures.

Pour ce faire, des techniques de mesure avancées ont été mis en place : la **corrélation d'images numériques (DIC)** a été choisie pour sa capacité à fournir une cartographie précise et sans contact de champs de déformation en surface du béton, ce qui permet de suivre l'évolution des fissures avec une résolution spatiale élevée ; En complément, les **capteurs à fibre optique distribuée (DFOS)** ont été employés pour mesurer les déformations internes le long du béton, ce qui permet de détecter l'apparition et la propagation des fissures, y compris dans des zones non visibles. Cette approche a ainsi permis d'établir des corrélations entre l'évolution des fissures dans le béton et les caractéristiques géométriques des coupleurs utilisés.

Les résultats ont permis de mettre en évidence l'importance de la géométrie des liaisons, et de la normalisation dans l'optimisation des performances des poutres en béton armé. En particulier, les liaisons à géométrie réduite normalisées se sont avérées efficaces pour améliorer le transfert de charge, limiter l'apparition des fissures et garantir une répartition homogène des déformations.

Une modélisation numérique des liaisons d'armatures a été réalisée à l'aide du logiciel ABAQUS, dans le but de valider un modèle numérique basé sur les essais expérimentaux réalisés précédemment. Cette modélisation permet d'analyser l'influence des liaisons d'armatures sur le comportement mécanique des éléments en béton armé, en particulier les tirants. L'étude s'est concentrée sur l'impact des paramètres clés tels que le procédé de fabrication des coupleurs et les variations géométriques extérieures, notamment le diamètre et la longueur, sur la réponse locale et globale des tirants en béton armé. Les simulations ont permis d'évaluer les mécanismes de transfert des efforts, les concentrations de contraintes, ainsi que l'interaction entre les armatures et le béton, offrant ainsi une meilleure compréhension du rôle crucial des coupleurs dans la performance structurelle des éléments en béton armé.

En conclusion, une synthèse globale sera présentée, dans laquelle les résultats majeurs et les principales conclusions de l'étude seront récapitulés. Des perspectives de recherche future seront également proposées et détaillées. Ce mémoire se conclura par une présentation détaillée de la liste des références bibliographiques, qui constitue la base documentaire ayant guidé cette recherche.

Cette thèse ouvre la voie à des améliorations dans la conception des systèmes de connexion, visant à garantir une performance accrue et une durabilité optimale des structures, notamment face à des charges et des sollicitations extrêmes. Les résultats de cette étude contribueront à l'élaboration de nouvelles recommandations et normes techniques pour les connexions d'armatures en béton armé, en particulier dans les infrastructures critiques comme celles du secteur nucléaire. Elle participe également à l'élargissement des connaissances sur le comportement des liaisons et leur utilisation dans le béton armé, offrant ainsi des solutions pour renforcer la sécurité des ouvrages dans le génie civil.

Chapitre 01 : Revue bibliographique

Ce chapitre présente une synthèse des connaissances actuelles sur les techniques de liaison des barres d'armature dans les structures en béton armé. Il couvre tout d'abord les principes fondamentaux des différentes méthodes de connexion, en détaillant leurs performances mécaniques et leurs limites. Une attention particulière est portée aux coupleurs mécaniques, qui se distinguent par leur capacité à assurer une transmission optimale des efforts tout en réduisant la congestion des armatures. Enfin, une analyse approfondie des études existantes est réalisée afin d'évaluer leur influence sur le comportement des éléments en béton armé, notamment en termes de résistance à la fissuration et de répartition des déformations. Cette revue bibliographique constitue ainsi une base essentielle pour situer le cadre de la présente recherche et identifier les enjeux scientifiques liés à l'optimisation des systèmes de connexion des armatures.

1. Introduction

Les structures en béton armé jouent un rôle fondamental dans les infrastructures modernes, notamment dans des applications critiques telles que les ponts, les barrages et les centrales nucléaires. Ces ouvrages doivent répondre à des exigences élevées de durabilité, de sécurité et de résistance aux charges extrêmes. Le béton armé tire sa robustesse de la combinaison du béton qui résiste bien à la compression et des armatures métalliques qui supportent les efforts de traction. Cependant, pour que ces armatures transmettent efficacement les charges, une continuité mécanique est nécessaire. Cela impose des exigences élevées en matière de conception et d'installation des systèmes de connexion. Dans ce contexte, les systèmes de connexion des barres d'armature sont cruciaux pour garantir la continuité structurelle et la performance mécanique.

Historiquement, les connexions entre les barres d'armature ont été réalisées à l'aide de méthodes traditionnelles qui reposent principalement sur deux techniques majeures : le recouvrement et les soudures. Ces méthodes, bien qu'ayant été largement adoptées pendant des décennies, présentent des limitations significatives, en particulier lorsqu'elles sont appliquées dans des environnements complexes ou critiques comme les structures nucléaires.

Ce chapitre propose une revue de la littérature sur les méthodes de liaison des barres d'armatures dans les éléments en béton armé. Tout d'abord, les différentes techniques de liaisonnement des barres seront présentées, en mettant en avant leurs principes, leurs performances et leurs limites. Ensuite, une attention particulière sera portée aux coupleurs mécaniques, qui se distinguent par leur capacité à garantir une transmission efficace des efforts tout en réduisant la congestion des armatures. Ces dispositifs offrent des avantages considérables en matière de mise en œuvre et de comportement structurel, ce qui justifie leur adoption croissante dans les ouvrages soumis à des exigences de performance élevées. Enfin, une analyse approfondie des performances des coupleurs sera réalisée à travers les études existantes, en examinant les méthodes de mesure, leur impact sur la résistance à la fissuration, la répartition des déformations et les mécanismes de fissuration et de rupture sur des éléments en béton armé de types tirants et poutres. Cette revue permettra ainsi de situer le cadre de la présente recherche et d'identifier les défis scientifiques et techniques liés à l'utilisation des coupleurs d'armatures dans les structures en béton armé.

2. Méthodes de liaisonnement des barres d'armatures

2.1. Recouvrement des barres d'armature : une méthode traditionnelle

Le recouvrement des barres d'armature est l'une des techniques les plus anciennes et les plus simples pour connecter les barres dans les structures en béton armé [1] [2]. Cette méthode repose sur l'adhérence entre le béton et l'acier pour permettre le transfert des efforts. Dans cette configuration, deux barres sont superposées sur une certaine longueur (Figure 1. 1) appelée longueur de recouvrement qui est calculée en fonction des dimensions des barres, de leur position, les propriétés mécaniques du béton et la position de coulée et des contraintes mécaniques exercées sur la structure [3] [4] [5].

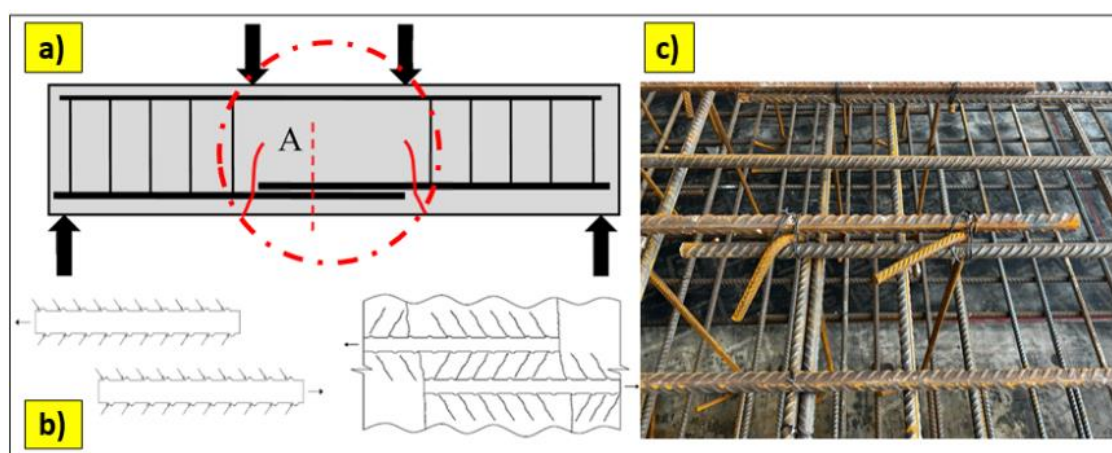


Figure 1. 1: Recouvrement des barres d'armatures [1], [6], a) zone de recouvrement, b) mécanisme d'apparition des fissures dans la zone des recouvrement, c) exemple réel de l'utilisation de recouvrement.

Dans le contexte des structures complexes et hautement sollicitées, telles que les centrales nucléaires, le respect des exigences relatives aux recouvrements devient particulièrement difficile à assurer. En raison des charges extrêmes, des conditions environnementales sévères et des effets sismiques potentiels, ces infrastructures requièrent une continuité optimale des armatures pour garantir leur sécurité et leur durabilité. Cependant, la forte densité des armatures, les restrictions d'espace et les exigences strictes en matière de contrôle de la fissuration rendent l'application des recouvrements traditionnelle complexe. De plus, la nécessité de respecter des tolérances de construction très strictes ainsi que la difficulté d'assurer un enrobage adéquat autour des armatures compliquent davantage leur mise en œuvre, posant ainsi un défi majeur pour la conception et l'exécution de ces structures.

2.1.1. Réglementations et normes pour le calcul des recouvrements

Les exigences relatives aux recouvrements définies dans les codes de conception sont généralement classées en trois catégories : les exigences générales, les exigences spécifiques aux barres en traction et les exigences applicables aux barres en compression. Les normes réglementaires les plus couramment utilisées sont l'ACI 318 [5], l'UBC 97 [7] et la NF EN 1992 [8], qui seront détaillées dans cette étude.

a) NF EN 1992

- Les liaisons par recouvrement ne doivent pas être placées dans des zones où les efforts internes, tels que les moments où les forces sont élevés, notamment au niveau des articulations plastiques.
 - Les recouvrements doivent être disposés de manière symétrique afin d'assurer une répartition homogène des efforts.
 - L'espacement libre entre les barres chevauchées ne doit pas excéder 4 fois le diamètre de l'armature (4Φ) ou 50mm.
 - La distance longitudinale séparant deux recouvrements adjacents doit être au minimum égale à 0,3 fois la longueur du recouvrement.
 - Dans le cas de recouvrements adjacents, l'espacement libre entre les barres ne doit pas être inférieur à 2 fois le diamètre de l'armature (2Φ) ou 20mm.
 - Le pourcentage maximal de barres en traction pouvant être chevauchées est de 100 % lorsque les barres sont disposées en une seule couche et de 50 % lorsqu'elles sont réparties sur plusieurs couches. En revanche, toutes les barres en compression ainsi que les armatures secondaires de distribution peuvent être chevauchées au sein d'une même section.
- La longueur de recouvrement est calculée avec l'équation :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b.rqd} \quad (1.1)$$

Les coefficients α_1 à α_5 prennent en compte divers facteurs influençant l'efficacité du recouvrement, tels que la forme des barres, l'enrobage du béton, ainsi que le confinement assuré par l'armature transversale ou par une pression transversale appliquée. Ces coefficients sont définis dans le tableau 8.2 de la NF EN 1992. Le coefficient α_6 , dont la valeur varie entre 1 et 1,5, dépend du pourcentage de barres ancrées par rapport à la surface totale de la section transversale, conformément aux indications du tableau 8.3 de la NF EN 1992 [9].

Avec :

$$l_0 \geq l_{0,min} = \max [0,3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd}; 15 \cdot \Phi; 20\text{cm}] \quad (1.2)$$

$$l_{b.rqd} = \left(\frac{d_b}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (1.3)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (1.4)$$

Le coefficient η_1 reflète la qualité de l'adhérence entre le béton et l'acier ainsi que la position des barres lors du coulage Il est fixé à 1 pour un état jugé « bon » et réduit à 0,7 dans les autres

cas. Le coefficient η_2 est lié au diamètre de la barre, avec une valeur de 1 pour $d_b \leq 32$ et $(132 - d_b)/100$ pour les autres cas. f_{ctd} est la résistance à la traction de conception du béton.

b) ACI318-19 [10]

La longueur de recouvrement de la traction dans l'ACI318-19 peut être obtenue selon les équations données dans le tableau 1 et l'équation générale donnée dans l'équation 5 :

Tableau 1. 1 : Dispositions réglementaires relatives aux recouvrements des barres.

Conditions	diamètre ≤ 6 mm	diamètre ≥ 7 mm
L'espacement libre des barres développées ou recouvertes n'est pas inférieur à d_b , le recouvrement libre n'est pas inférieur à d_b , le recouvrement libre est au moins de d_b , et les étriers ou traverses sur toute la longueur ne sont pas inférieurs au minimum prévu par le Code ; L'espacement libre des barres ou fils développés par recouvrement pas inférieur à $2d_b$ et l'enrobage du béton pas inférieur à d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ (1. 5)	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{20\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ (1. 6)
Autres cas	$\left(\frac{3f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{50\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ (1. 7)	$\left(\frac{3f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{40\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ (1. 8)

$$\left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (1. 9)$$

Avec $K_{tr} = 40A_{tr}/sn$

c_b correspond à la plus petite des deux valeurs suivantes : la moitié de l'espacement entre axe des barres et la distance entre le centre de la barre et la surface de béton la plus proche. $\psi_t \psi_e$ ne doit pas dépasser 1,7. Les autres paramètres seront expliqués dans la nomenclature.

Certaines restrictions spécifiques s'appliquent à la conception des liaisons par recouvrement :

- Lorsque la longueur de recouvrement est calculée, l_d ne peut pas être réduite par le rapport $A_{s,provided}/A_{s,required}$
- Selon l'article 25.5.1.1, la liaison par recouvrement n'est pas autorisée pour les barres plus grandes que le n° 11, sauf dans les cas prévus à l'article 25.5.5.3.

- c) Selon l'article 25.5.1.3, joints sans contact dans les éléments de flexion : l'espacement transversal entre axe des barres jointes ne doit pas dépasser le minimum de $1/5 l_d$ et 6 pouces.
- d) Selon l'article 18.6.3.3, les recouvrements ne doivent pas être utilisés :
- Dans les joints ;
 - A une distance de deux fois la profondeur de la poutre à partir de la face du joint ;
 - A une distance de deux fois la profondeur de la poutre à partir des sections critiques.

Il convient de préciser qu'il existe également plusieurs directives pour les éclisses de recouvrement et la longueur de développement qui sont fournies par le comité ACI 408 (par exemple, ACI 408R-3) et qui peuvent être prises en compte par les chercheurs et les concepteurs [11] [12].

2.1.2. Étude du comportement mécanique des structures en béton armé intégrant des recouvrements

De nombreuses études ont été réalisées pour évaluer les performances mécaniques des recouvrements, en particulier en termes de résistance, de durabilité, et de comportement sous diverses sollicitations. Ces travaux ont permis de mieux comprendre les facteurs influençant l'efficacité du recouvrement, tels que la longueur de recouvrement, les caractéristiques des matériaux (acier et béton), ainsi que les conditions environnementales.

Plusieurs études ont examiné le comportement des recouvrements dans les poutres en béton armé soumises à des essais de flexion à quatre points. L'étude menée par T. K. Hassan et al [13] a montré que l'augmentation de la longueur de développement et l'ajout de renforts transversaux étaient nécessaires pour garantir une performance adéquate, notamment pour les barres de grand diamètre (28 et 63 mm). Toutefois, malgré ces ajustements, une fissuration précoce et un glissement des barres ont été observés, mettant en évidence une diminution de la rigidité des poutres et une réduction progressive de leur capacité portante.

De manière similaire, l'étude de M. I. Mousa [14] a analysé le comportement de flexion de poutres avec des recouvrements de longueurs variables. Les résultats ont montré que l'ajout d'un renfort transversal concentré aux extrémités améliore la résistance à la fissuration et la charge ultime. Cependant, les poutres testées ont montré des niveaux élevés de déformations sous charge, suggérant que le recouvrement des barres reste une zone de fragilité qui compromet la ductilité et la redistribution des efforts en cas de surcharge.

L'effet du chargement cyclique a été exploré dans l'étude de M. A. Najafgholipour et al [15], où neuf poutres en béton armé de grande échelle ont été testées. Les résultats ont mis en évidence que les poutres avec recouvrements conformes à l'ACI 318-14 présentaient une ductilité réduite de 40 % par rapport aux poutres sans liaison, conduisant à une défaillance prématurée sous chargement réversible. Une augmentation de la longueur de la liaison a permis d'améliorer la performance, mais au prix d'une augmentation de la quantité d'armature et d'une complexité accrue dans le dimensionnement et la mise en œuvre sur chantier.

L'étude de R. T. S. Mabrouk et A. Mounir [16] a également révélé que l'ajout d'étriers dans la zone de recouvrement pouvait améliorer la ductilité et réduire le glissement des barres. Cependant, les résultats ont montré que, sans un confinement adéquat, les recouvrements favorisent la propagation des fissures, compromettant la capacité des poutres à dissiper l'énergie sous chargement dynamique.

Enfin, l'étude de A. M. Tarabia et al [17] sur les dalles en béton armé a démontré que les recouvrements, en l'absence de confinement transversal, entraînaient une rupture fragile et une réduction significative de la ductilité. L'ajout de confinement a amélioré la résistance, mais la nécessité d'un renfort supplémentaire rend la mise en œuvre plus contraignante, augmentant ainsi la complexité et le coût de la construction.

Les zones critiques des structures, comme les joints poutre-colonne et les murs porteurs, sont particulièrement sensibles aux limitations des recouvrements. L'étude de Athanasios I. Karabinis [18] a analysé le comportement des joints poutre-colonne sous charge cyclique inversée. Il a été observé que l'utilisation de crochets pour les liaisons réduisait le glissement des barres, mais qu'elle ne suffisait pas à éviter une perte progressive de capacité portante après plusieurs cycles de charge. L'ajout d'étriers dans la zone de recouvrement a amélioré la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie des poutres, mais a également augmenté la congestion des armatures, rendant le bétonnage plus difficile.

L'influence des recouvrements dans les murs en béton armé a été étudiée par D. Tarquini et al [19], qui a testé 24 échantillons soumis à des cycles tension-compression. Les résultats ont montré que la capacité de déformation des liaisons dépend fortement de leur longueur et du confinement transversal. Toutefois, même avec un renforcement optimisé, des fissures longitudinales et un glissement excessif des barres ont été observés, ce qui compromet la capacité des murs à résister aux charges sismiques et à maintenir leur intégrité structurelle.

Dans le cas des colonnes, l'étude de C. Goksu [20] a révélé que les recouvrements de barres longitudinales, même avec des crochets à 180°, restaient une source de fragilité sous chargement latéral cyclique. Les colonnes avec des recouvrements courts (25ϕ et 35ϕ) ont présenté une dégradation rapide de la résistance et des déformations importantes dues au glissement des barres. Seules les liaisons plus longues (44ϕ et 55ϕ) ont offert une performance comparable à celle des colonnes avec barres continues, mais avec une augmentation significative de la quantité d'acier nécessaire, rendant la solution peu viable économiquement et difficile à mettre en œuvre sur site.

L'ajout de confinement transversal a souvent été proposé comme une solution pour améliorer la performance des recouvrements. L'étude de W. Nawaz et al [21] a testé des liaisons confinées dans du béton léger autoplaçant, montrant une amélioration notable de la résistance et de la ductilité. Cependant, les résultats ont également révélé que même avec confinement, des fissures longitudinales et une perte progressive de capacité de liaison restaient inévitables sous charges répétées.

De même, les travaux de C. S. Lee et S. W. Han [22] ont analysé 119 échantillons avec confinement spiralé et a conclu que cette configuration réduisait la longueur d’liaison nécessaire. Toutefois, malgré l’amélioration observée, le confinement spiralé ne résout pas totalement les problèmes de glissement des barres ni la perte de capacité sous charges extrêmes, ce qui limite son application dans des structures soumises à de fortes sollicitations dynamiques, comme les centrales nucléaires.

L’étude de H. Chen *et al* [23] a examiné le comportement des liaisons non-contact à l’interface entre colonnes de pont et pieux forés. Les résultats ont montré que l’augmentation de l’écart d’épissage entraînait une diminution de la capacité portante tout en favorisant l’apparition de fissures de cisaillement et de fissures de décollement. Les simulations numériques 2D et 3D ont confirmé ces observations en révélant une augmentation de l’angle des fissures de cisaillement, atteignant un maximum de 45° à l’extrémité des barres de dowel. Bien que la capacité portante ultime soit restée relativement stable, la présence de ces fissures remet en question la fiabilité de ce type de connexion sous sollicitations répétées.

L’étude de M. Masud *et al.* [24] a approfondi cette analyse en testant onze échantillons avec différentes longueurs d’épissage, taux d’armature et résistances du béton. Il a été constaté qu’une augmentation de l’espacement des liaisons réduisait la rigidité structurelle et amplifiait l’angle des fissures de cisaillement. L’ajout de tiges d’armature a permis d’améliorer la résistance à la traction et de limiter l’ampleur de ces fissures, mais n’a pas totalement compensé la perte de rigidité induite par l’espacement des barres. De plus, les variations de longueur d’épissage prescrites par les codes de conception ont montré un impact limité sur l’amélioration de la rigidité initiale, suggérant que ces normes ne garantissent pas nécessairement une performance optimale dans des géométries complexes.

Dans une autre étude de M. Masud *et al* [24], il a exploré l’effet de la distance d’épissage sur la performance des connexions entre colonnes non circulaires et pieux forés. Les résultats ont montré qu’une augmentation de la distance d’épissage réduisait significativement la capacité portante et favorisait le développement de fissures inclinées et de fissures de déchirement au niveau des barres liaisonnées. Toutefois, les résultats suggèrent que des liaisons sans contact peuvent être utilisées de manière sûre si des recommandations précises sont suivies, notamment celles des spécifications AASHTO LRFD.

Enfin, l’étude de B. S. Hamad et M. Y. Mansou [25], a examiné l’effet de l’espacement des barres dans les liaisons sous tension, en se concentrant sur différentes configurations conformes aux normes ACI 318–89. Les résultats ont montré que l’augmentation de l’espacement des liaisons favorisait l’angle et la propagation des fissures. Une limite de 30 % de la longueur d’épissage a été recommandée pour l’espacement transversal, tandis qu’un espacement clair de 5db a été proposé pour améliorer la performance des connexions en béton armé.

2.1.3. Les performances des recouvrements

1. **Simplicité de mise en œuvre** : Cette technique ne nécessite pas de dispositifs ou d'équipements spécialisés. Elle peut être exécutée sur le chantier avec des moyens traditionnels, ce qui en fait une méthode accessible dans de nombreuses situations.
2. **Économie initiale** : Comparée à des technologies plus avancées comme les coupleurs ou les soudures, le recouvrement est initialement moins coûteux, car il évite l'achat de matériel spécialisé ou l'intervention de personnel qualifié.
3. **Large adoption historique** : Le recouvrement a été normalisé et utilisé pendant des décennies, ce qui en fait une solution éprouvée pour des projets simples ou standard.

2.1.4. Limitations majeures du recouvrement

Malgré sa simplicité et son économie apparente, le recouvrement présente plusieurs inconvénients qui en limitent l'utilisation dans des contextes exigeants, comme les structures nucléaires ou les ouvrages soumis à des charges extrêmes (Figure 1. 2) tels que :

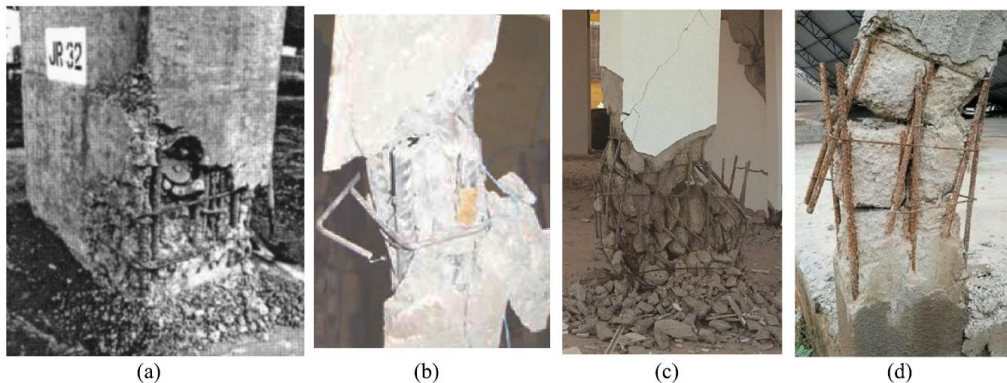


Figure 1. 2 : Rupture des liaisons par recouvrement : (a) Séisme de Loma Prieta [26], (b) rupture à l'extrémité des liaisons par recouvrement [27](c) et (d) rupture à la base de la colonne.

1. **Longueur de recouvrement importante** : pour garantir un transfert efficace des efforts, la longueur de recouvrement doit être proportionnelle au diamètre des barres. Par exemple, pour une barre d'un diamètre standard de 25 mm, la longueur nécessaire peut atteindre 50 fois ce diamètre, soit 1,25 m. Cette exigence peut conduire à une augmentation significative de la quantité d'acier utilisée et au surdimensionnement de certaines parties de la structure.
2. **Problèmes de congestion dans les zones fortement armées** : dans des éléments complexes, comme les nœuds de cadres ou les jonctions poutre-colonne, l'encombrement des barres de recouvrement peut poser des problèmes pratiques. Cette congestion rend le coulage et la vibration du béton plus difficiles, compromettant parfois la qualité globale de l'ouvrage et augmentant les risques de défauts.
3. **Performance sous charges dynamiques et sismiques** : les charges cycliques ou dynamiques, typiques des environnements soumis à des vibrations (centrales nucléaires, infrastructures industrielles) ou des séismes affectent directement l'adhérence entre l'acier

et le béton. Les microfissures qui apparaissent autour des barres diminuent la résistance à long terme et peuvent entraîner une défaillance prématurée de la connexion.

4. **Faible durabilité en environnement agressif** : dans les structures exposées à des environnements corrosifs ou à de hautes températures, comme celles rencontrées dans les centrales nucléaires, la corrosion de l'acier ou l'endommagement du béton diminue l'efficacité du recouvrement. La dégradation des matériaux peut compromettre la sécurité structurelle.
5. **Normes restrictives pour les structures critiques** : pour des infrastructures stratégiques comme les centrales nucléaires, les normes et les réglementations imposent des exigences strictes en matière de fiabilité et de sécurité. Le recouvrement est souvent jugé insuffisant pour répondre à ces critères, en raison des risques de défaillances localisées ou progressives.

En résumé, si le recouvrement des barres d'armature reste une solution viable pour des projets simples ou des structures non critiques, ses limitations deviennent évidentes dans des applications complexes. Dans le contexte des infrastructures modernes et des structures sensibles, comme les centrales nucléaires, des solutions alternatives telles que les coupleurs d'armatures ou les soudures sont désormais privilégiées. Ces technologies offrent une meilleure efficacité mécanique, réduisent les problèmes de congestion et garantissent une fiabilité accrue, même dans des environnements sévères.

2.2. Soudage des barres d'armature

Le soudage des barres d'armature représente une méthode directe de liaison [28] [29] [30], permettant de créer une continuité mécanique solide entre deux barres en acier. Cette technique repose sur le principe de fusion des extrémités métalliques pour former une connexion homogène. Bien qu'efficace dans de nombreux contextes, son application reste conditionnée à des exigences techniques et normatives rigoureuses, en particulier dans des environnements critiques comme les structures nucléaires.

2.2.1. Principes et techniques de soudage des armatures

Le soudage des barres d'armature peut être réalisé selon différentes méthodes adaptées aux contraintes spécifiques de chaque projet (

Figure 1. 3).

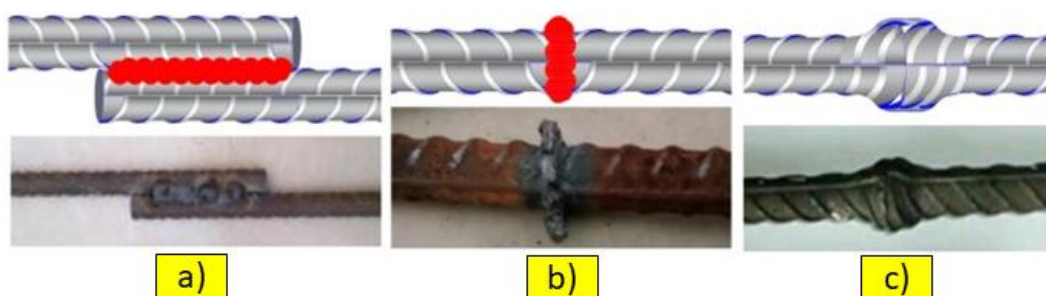


Figure 1. 3 : Raccordement des barres par soudage : (a) suivant l'axe des barres, (b) bout à bout (soudure en bout) et (c) par forgeage (GPW)[31].

1. **Soudure par recouvrement** (suivant l'axe des barres) : Bien que moins courante, cette méthode implique de superposer deux barres sur une longueur limitée, puis de souder leurs zones de recouvrement. Toutefois, cette technique peut être encombrante et difficile à mettre en œuvre dans des espaces restreints (
2. Figure 1. 3a).
3. **Soudure bout à bout** : Cette technique consiste à chauffer les extrémités des barres jusqu'à leur point de fusion, puis à les presser ensemble pour créer une liaison uniforme. Elle est particulièrement adaptée aux barres de grand diamètre et offre une continuité mécanique exceptionnelle (
4. Figure 1. 3b).
5. **Soudage par pression sous gaz (par forgeage)** : Cette méthode consiste à chauffer les extrémités des barres à l'aide d'un gaz sous pression, permettant ainsi de les assembler par fusion. Elle offre une excellente qualité de soudure, réduit les contraintes thermiques, et est adaptée aux environnements nécessitant une précision élevée(
6. Figure 1. 3b).

2.3.Codes règlementaires

En complément des critères spécifiés dans les codes de conception pour l'utilisation des liaisons soudées, tels que l'emplacement et le nombre d'liaisons, il est également essentiel de tenir compte des dispositions générales relatives au soudage. Cette section se concentre exclusivement sur les critères spécifiques aux liaisons soudées (Tableau 1. 2). Pour les exigences générales liées au soudage, les lecteurs sont encouragés à consulter les codes de référence pertinents [32] [33].

Tableau 1. 2 : Dispositions réglementaires relatives aux soudures des barres

Code	Recommandations
Eurocode 2	1.2.5 : le soudage doit être conforme aux critères énoncés dans le tableau 3.4 de la CE 2. 1.2.6 Seules les barres ayant le même diamètre nominal peuvent être soudées ensemble.
ACI 318–19	Selon l'article 25.5.7.1 : Une liaison soudée doit développer au moins $1,25 f_y$ des barres en tension ou en compression. Une liaison soudée est principalement destinée aux barres de diamètre 6 et plus dans les membrures principales. Selon la norme AWS D1.4, les soudures directes bout à bout sont préférables pour les barres numérotées 7 et plus. 18.2.8.1 : Les liaisons soudées ne peuvent pas être utilisées à moins de $2 \times$ la profondeur de l'élément à partir de la face du poteau ou de la poutre pour les cadres de moment spécial ou à partir des sections critiques.

2.3.1. Étude du comportement mécanique des structures en béton armé intégrant des soudures

Dans la littérature, plusieurs études ont analysé le comportement mécanique des structures en béton armé intégrant des soudures, en se concentrant sur leur réponse sous différentes sollicitations. Ces recherches ont porté sur des éléments structurels tels que les poutres, les colonnes et les nœuds poutre-colonne, en évaluant notamment la résistance, la ductilité et la dissipation d'énergie des connexions soudées. Si certaines études ont mis en évidence des améliorations en termes de performance mécanique, d'autres ont souligné des limites importantes, notamment la sensibilité des soudures aux concentrations de contraintes, au vieillissement et aux sollicitations cycliques prolongées.

L'étude expérimentale menée par A. Kheyroddin et H. Dabiri [34] a évalué le comportement sismique de nœuds poutre-colonne avec deux types de liaisons des armatures : les soudures par pression sous gaz (GPW) et les coupleurs mécaniques à filetage parallèle. Les résultats montrent que les coupleurs sur 50 % des barres améliorent la ductilité de déplacement de **15 %** et l'énergie dissipée de **8 %** par rapport à la configuration sans raccord. En revanche, les soudures GPW, bien qu'efficaces, présentent une mise en œuvre plus délicate et une variabilité plus marquée. Lorsque les coupleurs sont utilisés sur 100 % des barres, la ductilité diminue de **22 %**, mais la performance globale reste conforme aux exigences sismiques. Grâce à leur assemblage contrôlé et à leur robustesse, les coupleurs à filetage parallèle apparaissent comme une solution plus fiable, notamment dans des conditions de chantier.

Dans les travaux de A. Kheyroddin et al [35], ont comparé les effets des liaisons par forgeage (GPW) et par recouvrement sur le comportement sismique de colonnes en béton armé soumises à des charges cycliques. Quatre colonnes à l'échelle 1/3 ont été testées. Les résultats montrent que le forgeage, qu'il soit appliqué au milieu ou à la base des colonnes, améliore significativement la ductilité de déplacement (jusqu'à **+35 %**) et l'énergie dissipée (**+30 %**). À l'inverse, les liaisons par recouvrement réduisent ces indicateurs, avec une baisse de ductilité pouvant atteindre **25 %** par rapport aux colonnes sans raccord. Le positionnement des liaisons joue également un rôle clé : celles forgées à la base permettent une meilleure rigidité initiale et n'affectent pas négativement le moment ultime. Ces résultats confirment l'intérêt du forgeage comme solution fiable pour le raccord des barres longitudinales dans les zones sismiquement sollicitées.

L'étude menée par H. Rodrigues et al [36] a évalué la performance des poteaux en béton armé réparés par soudage des barres longitudinales après endommagement sismique. Six colonnes (à l'échelle 1/3) ont été testées sous chargements horizontaux uniaxiaux et biaxiaux, avec des efforts axiaux constants ou variables. Les résultats montrent que les colonnes réparées par soudure ont atteint une résistance maximale comparable, voire supérieure, à celle des colonnes non endommagées : jusqu'à **+4 %** de gain en capacité portante sous chargement uniaxial. En ce qui concerne la ductilité, une augmentation de 10 à 15 % a été observée pour les essais biaxiaux, avec une diminution de la dégradation de rigidité à dérive égale. De plus, l'énergie dissipée cumulée des poteaux réparés est restée supérieure en uniaxial (**+5 %**) et légèrement inférieure en biaxial (**-3 %**) par rapport aux poteaux d'origine. Malgré ces résultats encourageants, la mise en œuvre

du soudage sur chantier impose un contrôle strict des paramètres (type d'électrode, longueur du cordon, qualité d'exécution), ce qui peut constituer un frein dans des contextes sensibles comme les installations nucléaires. Par ailleurs, la durabilité à long terme et la résistance à la fatigue des soudures sous sollicitations cycliques restent à approfondir.

L'étude de M. K. Sharbatdar et al [37] a analysé le comportement en flexion de poutres en béton armé utilisant la soudure par forgeage (GPW) pour le raccordement des barres longitudinales, comparé à des liaisons par recouvrement. Quatre poutres ont été testées en flexion quatre points : une de référence sans raccordement, une avec 100 % de liaisons par forgeage au centre, une autre avec 50 % de forgeage, et une dernière avec des liaisons par recouvrement. Les résultats montrent que le forgeage sur 100 % des barres améliore la rigidité, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie. Par exemple, le forgeage total augmente la ductilité de déplacement de 75 % par rapport à l'éprouvette de référence. En revanche, lorsque seulement 50 % des barres sont raccordées par forgeage, bien que la ductilité augmente encore (jusqu'à 25 % de plus que le forgeage total), l'absorption d'énergie diminue de 27 %, révélant une distribution non homogène des efforts. Enfin, les liaisons par recouvrement présentent les plus faibles performances. Ces résultats soulignent l'importance d'un raccordement uniforme par forgeage sur l'ensemble des barres pour garantir un comportement sismique optimal.

2.3.2. Les performances des soudures des barres d'armature

Les soudures présentent plusieurs avantages significatifs qui en font une méthode efficace pour relier des barres d'armature dans des structures exigeantes :

- **Réduction de l'encombrement** : Contrairement au recouvrement, les soudures ne nécessitent pas de longueur supplémentaire, ce qui permet d'optimiser l'espace disponible, en particulier dans les zones fortement armées.
- **Transmission directe des efforts** : La soudure assure une continuité mécanique complète entre les barres, supprimant la dépendance à l'adhérence avec le béton.
- **Optimisation des matériaux** : En éliminant la nécessité de longues zones de recouvrement, les soudures permettent de réduire la consommation d'acier, contribuant ainsi à diminuer les coûts et le poids de la structure.

2.3.3. Limites et inconvénients des soudures

Malgré leurs avantages, les soudures des barres d'armature présentent également des limitations et des défis techniques qui doivent être pris en compte (Figure 1. 4) :

1. **Exigences de qualité** : Les soudures nécessitent une expertise technique élevée et doivent être réalisées conformément à des normes strictes, telles que l'EN ISO 17660. Une mauvaise soudure peut entraîner des défauts, comme des fissures, des porosités ou des inclusions, qui compromettent la résistance et la durabilité des connexions.
2. **Sensibilité à la corrosion** : Les zones soudées sont particulièrement vulnérables à la corrosion, surtout dans des environnements agressifs (milieux marins, structures nucléaires). Des traitements de protection, comme des revêtements anticorrosion, sont souvent nécessaires pour garantir la durabilité des connexions.

3. **Comportement sous charges dynamiques** : Les soudures peuvent être sensibles à la fatigue lorsqu'elles sont exposées à des charges cycliques ou dynamiques, comme celles générées par des séismes ou des vibrations. Des solutions spécifiques, comme des traitements thermiques post-soudage, peuvent être nécessaires pour améliorer leur performance.
4. **Contraintes thermiques résiduelles** : Le processus de soudage génère des contraintes thermiques dans le matériau, ce qui peut affecter les propriétés mécaniques des barres. Une attention particulière doit être portée à la gestion de ces contraintes, en particulier dans les structures critiques.

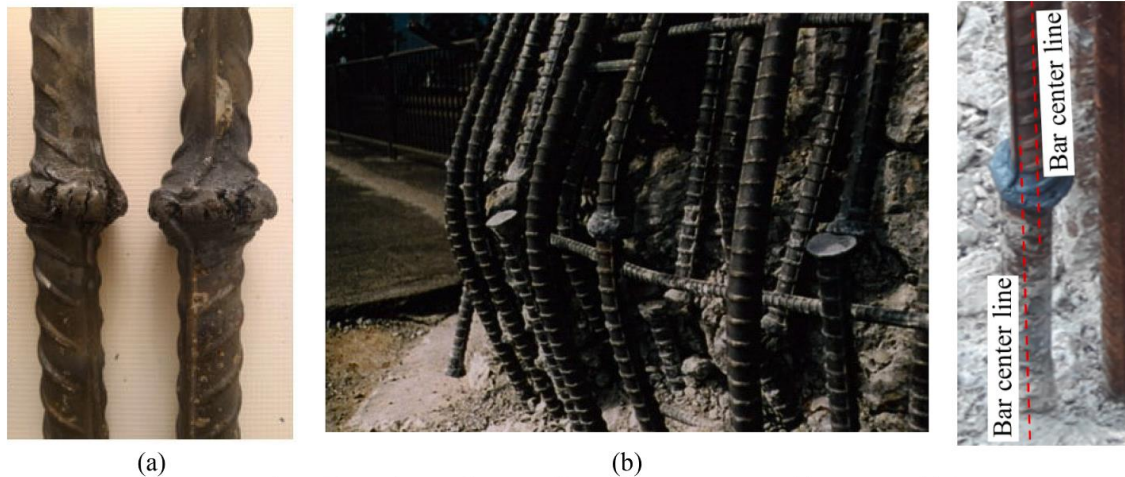


Figure 1. 4 : Raccordement GPW de mauvaise qualité : (a) chauffage inadéquat, (b) pression insuffisante, (c) excentricité inacceptable des barres.[31]

2.3.4. Applications des soudures dans les structures nucléaires

Dans le contexte des structures nucléaires, où les exigences en termes de durabilité, de fiabilité et de sécurité sont particulièrement élevées, les soudures des barres d'armature peuvent être utilisées pour des applications spécifiques. Cependant, leur utilisation est souvent limitée par :

- La nécessité de contrôles non destructifs systématiques pour vérifier la qualité des soudures;
- Les défis posés par les environnements exposés à des radiations ou à des conditions thermiques extrêmes ;
- La recherche de solutions plus fiables et standardisées, comme les coupleurs mécaniques.

2.3.5. Conclusion

Les soudures des barres d'armature constituent une méthode efficace et compacte pour relier des barres dans des structures en béton armé. Cependant, leur mise en œuvre exige un contrôle rigoureux de la qualité et une attention particulière aux conditions environnementales et aux charges appliquées. Dans des environnements critiques comme les installations nucléaires, où la fiabilité des connexions est primordiale, les soudures peuvent être utilisées de manière complémentaire ou être remplacées par des technologies plus récentes, comme les coupleurs

d'armature, qui offrent des performances similaires tout en simplifiant les processus de mise en œuvre.

2.4. Coupleurs mécaniques

Face à ces limites, et en raison des exigences croissantes en matière de sécurité et d'efficacité dans des ouvrages critiques, l'industrie a progressivement adopté des solutions alternatives. Les coupleurs d'armatures se sont ainsi imposés comme une technologie prometteuse, capable de surmonter les inconvénients des méthodes traditionnelles. Ces dispositifs permettent d'assurer une continuité mécanique directe entre les barres, avec un encombrement réduit et des performances optimisées, même dans des conditions environnementales difficiles.

Ces avantages sont particulièrement cruciaux dans les structures complexes, comme les centrales nucléaires, où les espaces confinés, les charges extrêmes, et les conditions environnementales sévères nécessitent des solutions innovantes et robustes.

2.4.1. Les types des coupleurs mécaniques

- **Coupleurs à vis de cisaillement**

Les coupleurs à vis de cisaillement, également appelés coupleurs à boulons ou bar-lock, permettent de connecter des barres d'acier à l'aide de vis installées sur un manchon. Les barres sont insérées dans le manchon sur des longueurs égales, puis les vis sont serrées jusqu'à ce que les barres soient fixées. La transmission des efforts en traction s'effectue grâce à la friction générée entre les extrémités des vis et la surface des barres, ainsi qu'à un rail de cisaillement intégré au manchon. La Figure 1. 5 illustre les composants des coupleurs à vis de cisaillement et leur processus d'installation.

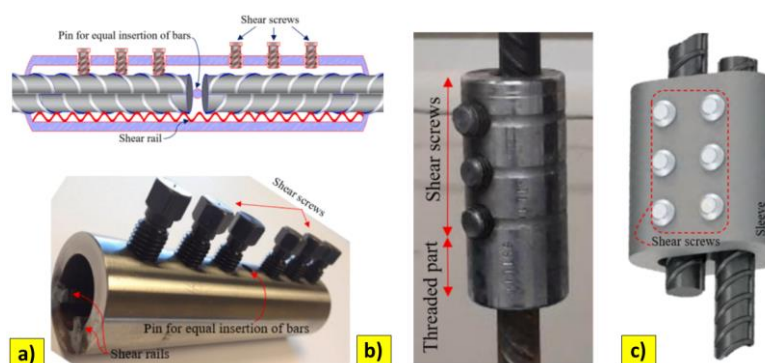


Figure 1. 5 : a) coupleurs à vis de cisaillement : composants et installation, b) coupleurs à filetage à vis de cisaillement, c) coupleurs à verrouillage à boulon décalé.

Il existe des variantes combinant coupleurs filetés et à vis de cisaillement :

- 1 **Coupleurs à vis de cisaillement et filetage** : une barre est filetée pour être insérée dans la partie filetée du manchon, tandis que l'autre barre est fixée par des vis. Cette méthode est

adaptée aux barres difficiles à fileter (par exemple, celles intégrées dans du béton et ne pouvant être tournées).

- 2 **Coupleurs à verrouillage par boulons décalés** : les barres sont insérées dans un manchon, puis fixées par des boulons de verrouillage .

- **Coupleurs à tête d'extrémité**

Ce type de coupleur repose sur des petites pièces soudées aux extrémités des barres d'acier (têtes) et sur des pièces mâles/femelles présentes aux extrémités des barres, comme illustré dans la **Figure 1. 6**. La transmission des efforts se fait par les pièces métalliques mâles/femelles des barres. Bien que la préparation des barres pour ce type de connexion puisse être chronophage, cette méthode est particulièrement adaptée aux barres impossibles à tourner ou difficilement accessibles pour des coupleurs filetés, à vis ou à manchon injecté.

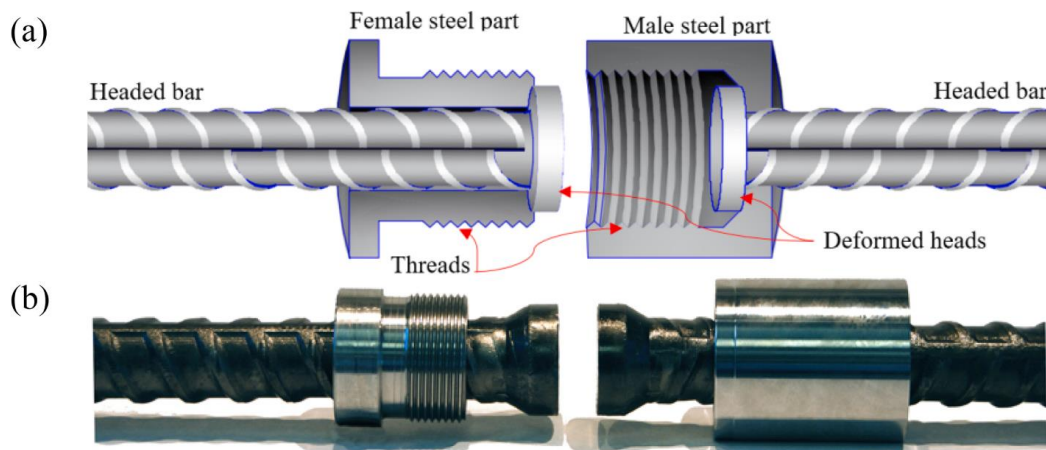


Figure 1. 6 : Coupleurs à tête d'extrémité : (a) schéma illustratif, (b) photo réelle.

- **Coupleurs swaged**

Dans cette méthode, les barres sont insérées dans un manchon en acier doux, puis pressées à l'aide d'une machine hydraulique. La pression latérale déforme le manchon, remplissant les espaces entre les nervures des barres. Lorsqu'un effort de traction est appliqué, la friction entre le manchon déformé et les nervures des barres empêche leur glissement.

Les dimensions des coupleurs swaged dépendent du diamètre des barres et peuvent varier en fonction des fournisseurs ou des spécifications de conception. En général, la longueur, le diamètre et le poids de ces coupleurs se situent respectivement entre 108–280 mm, 20–70 mm et 0,17–2,56 kg. La pression requise pour assurer leur performance optimale varie entre 40 et 70 MPa. Plus de détails sur les procédures d'installation et les propriétés de ces coupleurs sont disponibles sur les sites des fournisseurs spécialisés. La Figure 1. 7 illustre cette méthode de jonction.

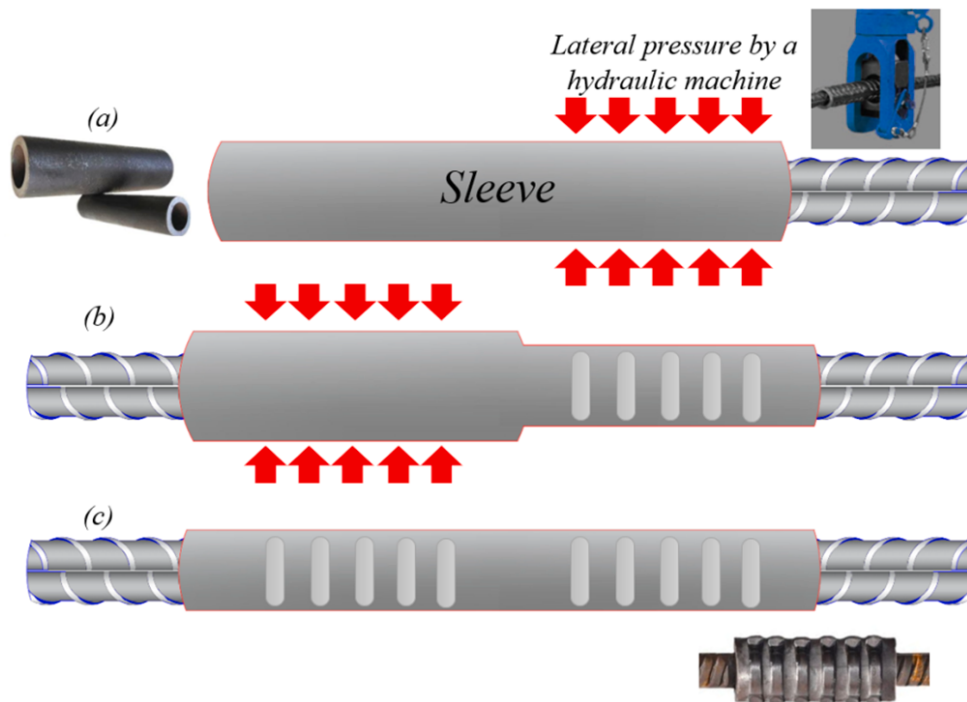


Figure 1. 7 : Coupleurs swaged : (a) insertion et compression de la première barre, (b) insertion et compression de la seconde barre, (c) jonction obtenue par manchon comprimé. Coupleurs à manchon injecté

- **Les coupleurs à manchon injecté**

comprennent trois éléments principaux : un manchon, un matériau de scellement (grout) et deux orifices (entrée et sortie pour le grout), comme illustré dans la figure 11. Les barres sont insérées dans le manchon, puis celui-ci est rempli de grout à haute résistance (ou de matériaux alternatifs tels que de la résine époxy). Le matériau est injecté par l'orifice d'entrée, tandis que l'orifice de sortie sert à évacuer les bulles d'air.

La performance de ces coupleurs dépend de plusieurs paramètres, notamment les propriétés et la géométrie du manchon, la résistance du grout et l'adhérence entre le grout et le manchon. De nombreuses études ont exploré l'influence de ces paramètres sur le comportement des coupleurs. Par exemple, l'ajout de filets, de nervures ou de cales sur la surface interne du manchon, l'installation de boulons de verrouillage ou l'insertion de barres hélicoïdales dans le grout peuvent améliorer l'adhérence et la résistance à la traction (Figure 1. 8).

Des configurations innovantes ont également été proposées, comme des manchons mi-filetés mi-injectés, des manchons remplis de résine pour les barres en polymère renforcé de fibres (FRP) ou encore des manchons en matériau composite léger à profil ondulé. Ces solutions, visent à améliorer les performances des connexions dans diverses applications.

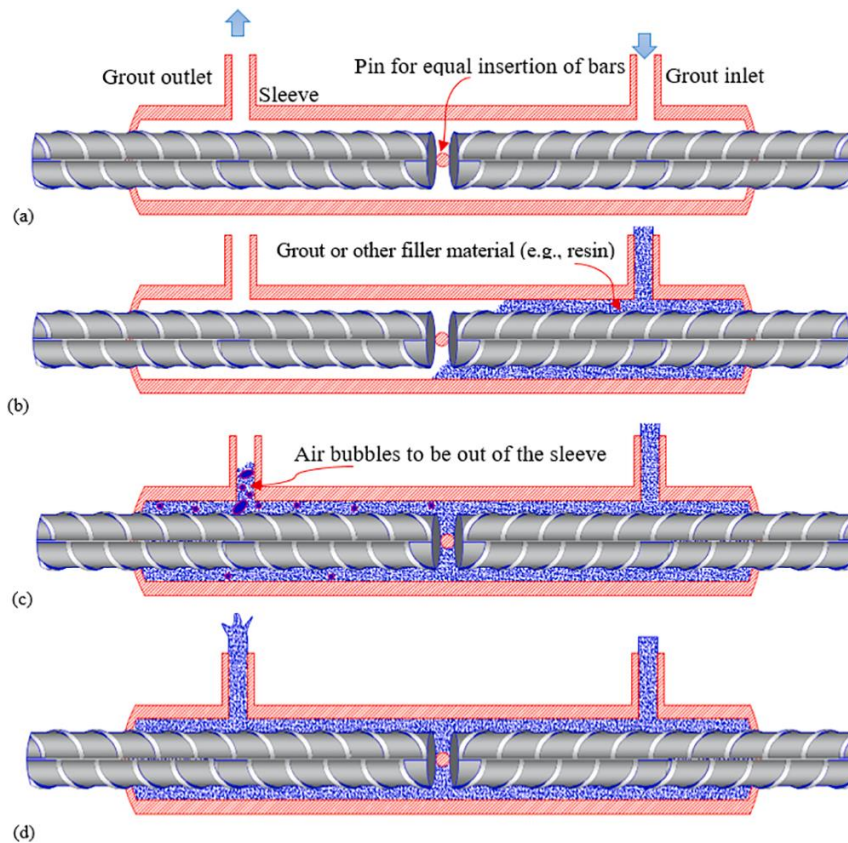


Figure 1. 8 : Installation des connexions par manchons remplis de coulis.

Parmi les différentes méthodes de raccordement, les coupleurs à filetage parallèle sont reconnus pour offrir les performances les plus élevées en termes de résistance et de ductilité. Cette méthode consiste à fileter les extrémités des barres longitudinales et à les raccorder à l'aide d'un manchon fileté de manière parallèle, ce qui garantit un transfert de charge uniforme et efficace. Ces coupleurs sont particulièrement adaptés aux applications exigeantes, notamment dans les zones à forte activité sismique, grâce à leur capacité à maintenir l'intégrité structurelle sous des charges importantes. De plus, leur conception simple et leur facilité d'installation en font une solution fiable et performante dans de nombreux scénarios de construction.

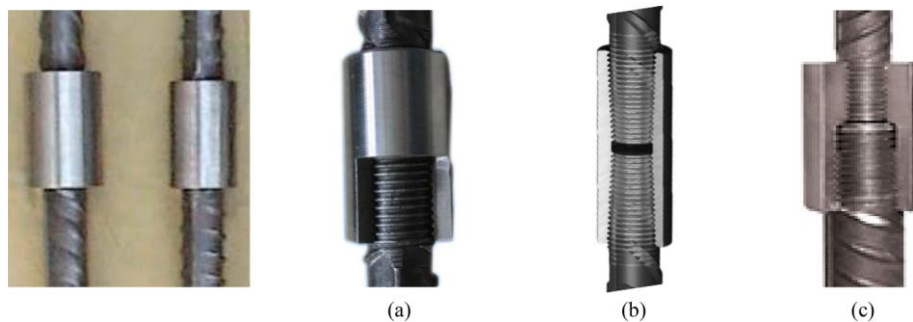


Figure 1. 9 : Coupleurs filetés : (a) Coupleur à filetage parallèle, (b) Coupleur à filetage conique, (c) Coupleurs pour relier des barres de diamètres différents.

2.4.2. Codes règlementaires pour les coupleurs mécaniques

Les critères requis par les codes de conception concernent tous les types de coupleurs mécaniques. Autrement dit, les paramètres influençant les performances des liaisons mécaniques (par exemple, la longueur, l'épaisseur) ne sont pas pris en compte par les codes existants. Plusieurs études ont donc été réalisées afin d'élaborer des critères fiables devant être intégrés dans les codes de conception. Les dispositions limitées des codes existants sont présentées dans le Tableau 1. 3 . Il convient de noter qu'une liaison mécanique de type 1 est une liaison complète qui développe, en traction ou en compression, au moins $1,25 f_y$ de la barre, tandis que le type 2 est une liaison qui respecte les exigences d'une liaison mécanique de type 1 et développe également la résistance en traction spécifiée de la barre d'armature (ACI 318-19 : 18.2.7.1).

Tableau 1. 3 : Dispositions réglementaires relatives aux coupleurs mécaniques

Code	Recommandations
ACI 318–19	25.5.7.1 : Les coupleurs mécaniques des barres doivent développer au moins $1,25 f_y$ des barres en traction ou en compression. 18.2.7.2 : sauf pour les coupleurs mécaniques de type 2 sur les barres de grade 60, les liaisons mécaniques ne peuvent pas être utilisées (a) à moins de $2 \times$ la profondeur de l'élément à partir de la face du poteau ou de la poutre pour les cadres de moment spécial ou à partir des sections critiques. Les coupleurs mécaniques de type 2 sur les barres Grade 60 sont autorisées à n'importe quel endroit, mais pas à moins de $0,5 h$ de la face des joints.

3. Comportement Mécanique des Coupleurs Mécaniques

3.1. Comportement en Traction Directe

Dans cette partie, nous aborderons le comportement en traction directe des barres d'armatures avec des coupleurs mécaniques, tant dans un contexte isolé que lorsqu'elles sont intégrées au béton armé. Afin de comparer leur performance mécanique avec celle des barres continues, en évaluant des paramètres essentiels tels que la résistance ultime, la ductilité, la déformation au glissement et le mode de rupture. Pour cela, différents types d'essais expérimentaux sont utilisés, notamment des tests de traction directe (Figure 1. 10). Ces essais permettent de simuler les conditions réelles de charge et d'étudier le transfert des efforts dans les coupleurs, ainsi que leur impact sur la continuité structurelle et le comportement global et local de l'élément testé.

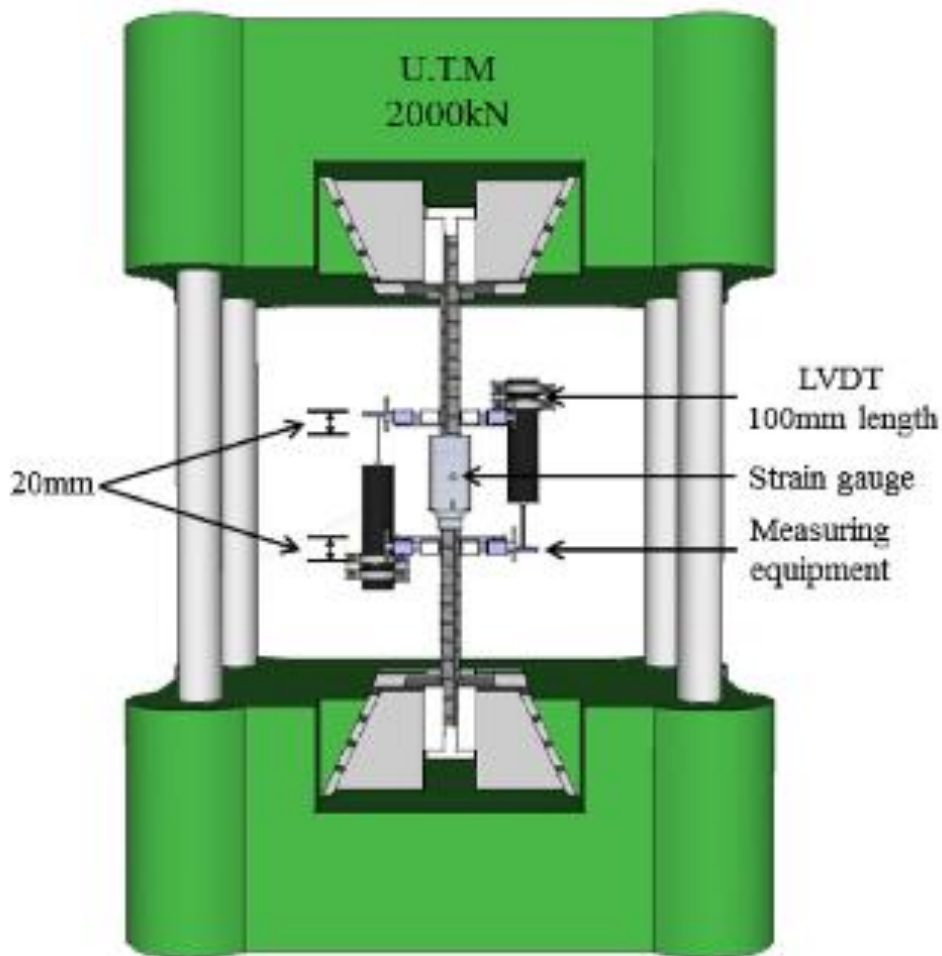


Figure 1. 10 : Dispositif d'essai de traction directe sur les barres d'armature [38]

3.1.1. Techniques de mesure

L'étude et la caractérisation expérimentale des éléments testés avec des coupleurs mécaniques sont réalisées à l'aide de diverses techniques de mesure, généralement centrées sur les zones de raccordement et les barres d'armatures. Ces dispositifs permettent d'évaluer le comportement mécanique des éléments sous traction directe et d'analyser l'influence de plusieurs paramètres tels que la géométrie, la position et le procédé de réalisation de ces coupleurs sur la résistance des matériaux, le transfert des charges, les déformations et la fissuration. Les sous-sections suivantes présentent les capteurs et outils de mesure les plus couramment utilisés pour l'étude des coupleurs mécaniques

- **Linear Variable Differential Transformer (LVDT)**

La mesure par LVDT appliquée aux coupleurs mécaniques consiste à fixer deux supports sur les barres d'armatures de part et d'autre du coupleur et à placer un LVDT entre eux dans le sens de mesure du déplacement souhaité, comme illustré sur la (Figure 1. 11.a, Figure 1. 12.a). Cette technique permet de mesurer le déplacement relatif entre les deux supports, ce qui permet de calculer la déformation au niveau de la zone de raccordement (Figure 1. 11.b, Figure 1. 12.b).

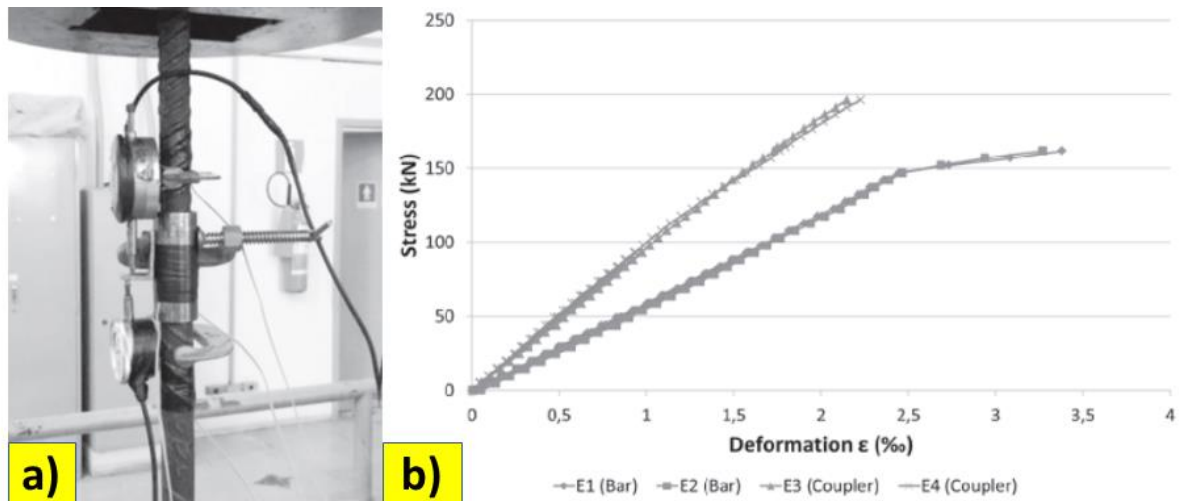


Figure 1. 11: Utilisation des LVDT pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques : barre isolée : (a) aperçu de la mise en place ; (b) résultats expérimentaux.[39]

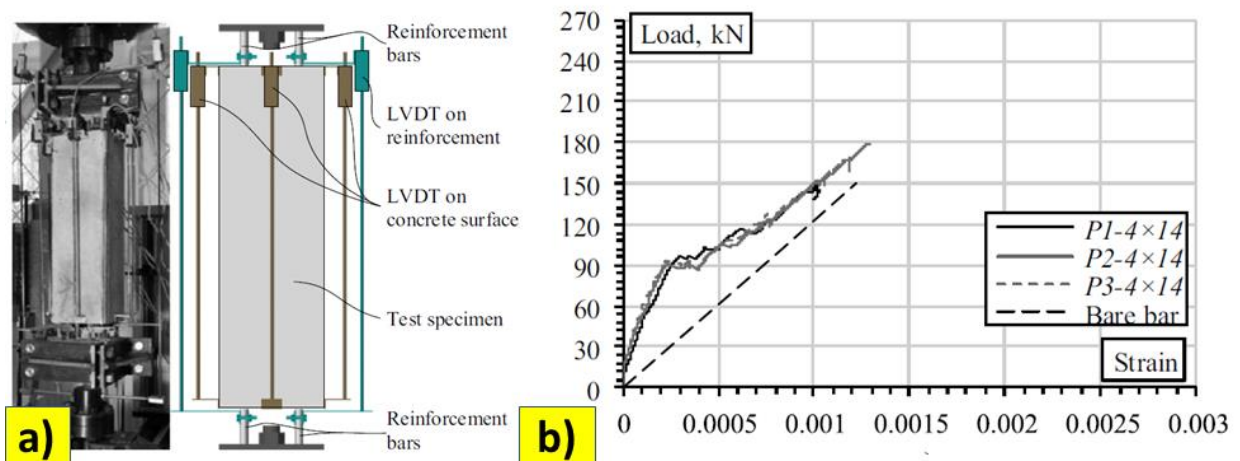


Figure 1. 12: Utilisation des LVDT pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques, tirants en béton armé : (a) aperçu de la mise en place ; (b) résultats expérimentaux[40]

L'utilisation des LVDT pour l'évaluation des coupleurs mécaniques, que ce soit sur des barres isolées ou des tirants en béton armé, permet d'obtenir une mesure globale du comportement mécanique des éléments testés. Cette précision est assurée à condition que l'espacement entre les supports soit suffisant pour capter un maximum de fissures dans la zone de mesure. Cependant, cette technique ne permet pas d'analyser le comportement local ni de déterminer la répartition détaillée des déplacements et des déformations le long de l'élément testé, ou des informations détaillées sur les fissures dans le cas des tirants. De plus, en raison de leur taille, de leur forme et de leur mode de mesure, les LVDT sont limités aux mesures en surface et ne peuvent être intégrés au cœur du matériau, ce qui peut restreindre leur utilisation pour certaines analyses plus fines pour analyser le comportement local.

- **Jauges de déformation**

Les jauges de déformation figurent parmi les techniques les plus répandues pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques dans les barres d'armature et les tirants en béton armé. Elles mesurent avec précision les déformations des barres en se basant sur la variation de la résistance électrique le long de la jauge. Fixées en surface des barres, comme illustré sur la Figure 1. 13.a, elles permettent d'obtenir une mesure locale des déformations avec une grande précision (Figure 1. 13.b). Cependant, ces capteurs présentent certaines limites : leur capacité maximale de déformation est souvent inférieure à celle induite par l'ouverture des fissures dans les tirants en béton armé. Ainsi, lorsqu'une fissure se forme à leur emplacement, elles se rompent, limitant leur efficacité dans le suivi du comportement des éléments testés. Par conséquent, les jauges de déformation ne permettent ni d'évaluer le comportement global des éléments étudiés ni de suivre l'évolution des fissures dans les éléments en béton armé.

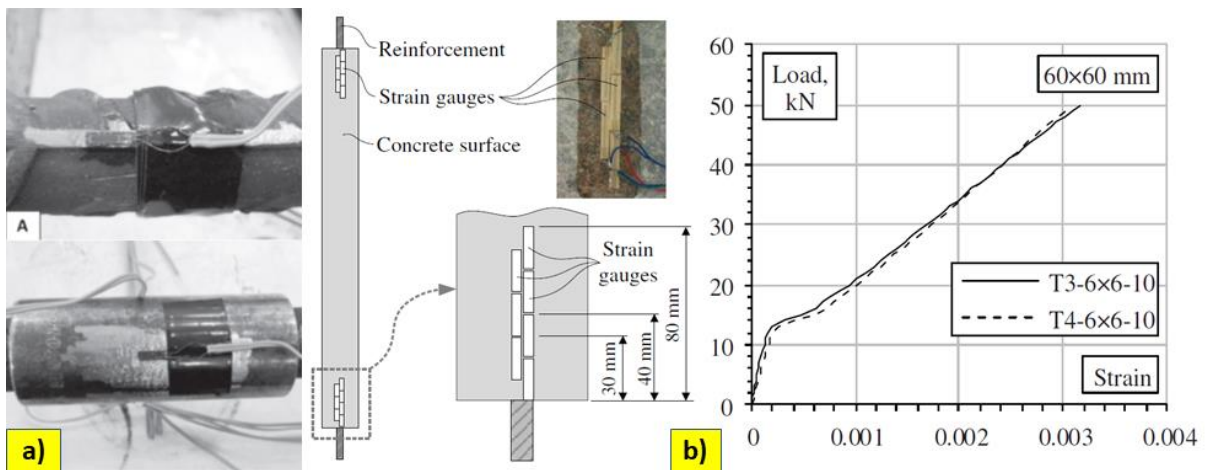


Figure 1. 13 : Utilisation des jauges de déformation pour la caractérisation mécanique des coupleurs mécaniques : (a) vue d'ensemble de la mise en place[39] ; (b) résultats expérimentaux[41].

- **Technique de corrélation d'images digitale**

La Corrélation d'Image Digitale (DIC) est une technique avancée de mesure utilisée pour analyser le comportement mécanique des tirants en béton armé avec de coupleurs. Cette méthode repose sur l'acquisition d'images de la zone de mesure durant l'essai, qui sont ensuite corrélées entre elles. Le principe consiste à diviser chaque image en petites facettes (pixel), et à suivre leurs déplacements et déformations en fonction de l'évolution de leur intensité lumineuse. Un mouchetis aléatoire, constitué de taches noires et blanches, est appliqué sur la surface du béton afin d'améliorer la précision de l'analyse de déformation. Cette approche permet non seulement d'observer l'évolution des déplacements et des déformations sur la surface du béton autour des coupleurs, mais aussi de suivre le développement des fissures qui peuvent apparaître dans les zones de sollicitation des tirants (Figure 1. 14). De plus, la DIC permet de définir des jauges fictives sur la surface de mesure, permettant ainsi de quantifier la déformation locale dans toutes les directions sur un plan donné.

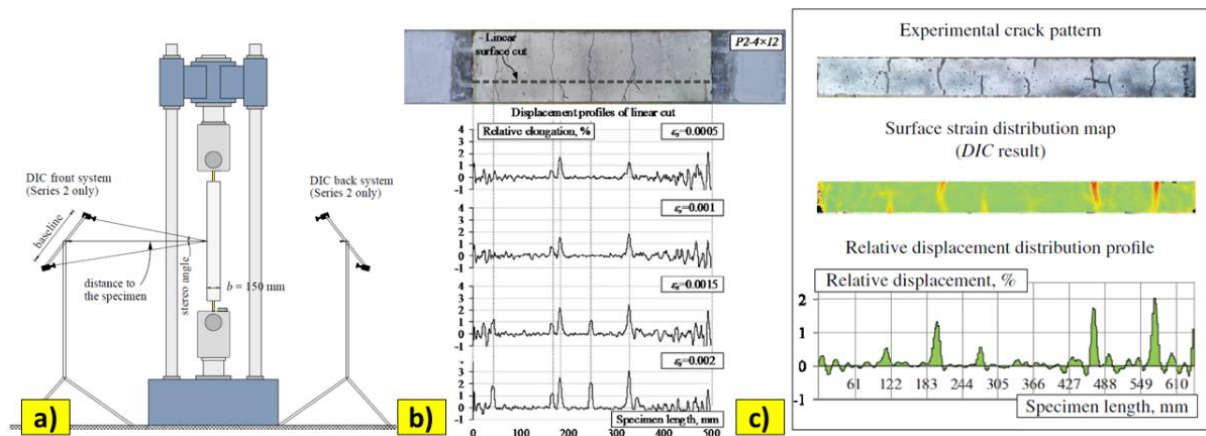


Figure 1. 14 : Utilisation de la DIC pour l'analyse mécanique des tirants en béton armé avec coupleurs [42] : (a) Zone de mesure[42] ; (b) Distribution du déplacement relatif à la surface des tirants[40] ; (c) Répartition des fissures et déplacements relatifs de la surface en béton de l'éprouvette [41].

Toutefois, la précision de cette méthode dépend de divers facteurs, tels que la qualité du mouchetis, l'éclairage de la surface de béton, les mouvements hors plan, ainsi que la performance de la caméra et des algorithmes utilisés pour le traitement des images.

3.1.2. Comportement global :

Les coupleurs mécaniques jouent un rôle essentiel dans l'assemblage des barres d'armature, permettant de garantir la transmission efficace des efforts de traction tout en limitant la densité des armatures. De nombreuses études expérimentales ont été menées afin d'évaluer le comportement global en traction des barres d'armature et des tirants en béton armé avec les coupleurs mécaniques. Les résultats montrent que ce comportement est influencé par plusieurs paramètres, notamment le type et la géométrie des coupleurs. Selon la littérature, les coupleurs mécaniques influencent le mode de rupture, les mécanismes de fissuration, ainsi que les courbes charge-flèche et charge-déformation des éléments testés. Influençant directement la performance mécanique des éléments testés. Les sections suivantes présenteront une synthèse des principaux résultats issus de ces études afin d'analyser l'influence de ces paramètres sur le comportement global des éléments testés.

Les modes de rupture des coupleurs à filetages parallèles identifiés dans la littérature [43] [44] [45] [46] [47]:

Rupture de la barre (Mode ductile) :

- **Mode I : Rupture de la barre en dehors du coupleur**
 - La rupture se produit à une distance suffisante du coupleur (généralement $> 2d_b$).
 - Ce mode est le plus souhaitable, car il montre que le coupleur est plus résistant que la barre elle-même.

- Il s'agit d'une **rupture ductile**, indiquant que le système coupleur-barre fonctionne de manière optimale.
- **Mode II : Rupture de la barre au niveau du coupleur**
 - La rupture de la barre se produit au niveau de l'extrémité du coupleur ou à une courte distance ($\leq 2d_b$).
 - Ce mode peut être dû à une concentration de contraintes près du filetage.
 - Bien que la rupture reste ductile, elle est moins favorable qu'une rupture éloignée du coupleur.

Avec d_b : le diamètre de la barre.

Rupture fragile du coupleur :

- **Mode III : Rupture du coupleur par fissuration ou cisaillement**
 - Le coupleur se rompt avant la barre, ce qui est un échec critique du système.
 - Cela peut être dû à une résistance insuffisante du matériau du coupleur ou à un mauvais filetage.
 - Ce mode est considéré comme **non acceptable**, car il signifie que le coupleur est le maillon faible de l'assemblage.

Rupture par dévissage ou glissement du filetage :

- **Mode IV : Arrachement du filetage (slip failure)**
 - Le filetage de la barre s'arrache sous l'effet de la traction.
 - La barre glisse hors du coupleur sans rupture franche.
 - Ce mode est souvent causé par un filetage mal usiné, un mauvais serrage ou un mauvais engagement de la barre dans le coupleur.
 - Il est **non recommandé**, car il indique une défaillance du système d'assemblage.

En résumé, **les modes I et II sont préférés**, car ils garantissent une rupture ductile de la barre, tandis que **les modes III et IV** sont des défaillances du coupleur et doivent être évités.

La littérature indique que, sous l'effet d'un effort de traction sur les barres d'armature munies de coupleurs, la rupture se produit systématiquement dans la barre, hors de la zone du coupleur et du filetage. Cela démontre que le coupleur garantit une transmission efficace des efforts sans représenter un point de faiblesse structurelle (Figure 1. 15).



Figure 1. 15 : Modes de rupture des barres d'armatures avec coupleurs selon le type de coupleur : [43] [48] [49]

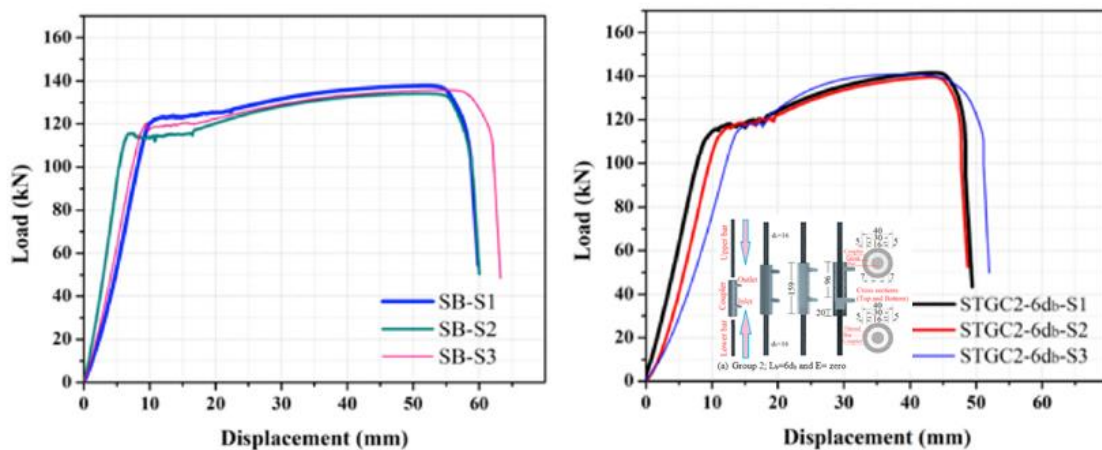


Figure 1. 16 : Courbes charge-déplacement des barres de référence (SB S1-S3) et des barres avec coupleurs Groupe 2 [43].

Avec les valeurs de charge ultime et élastique obtenues, la géométrie du coupleur ne semble pas avoir une influence significative sur le comportement global de la barre en termes de résistance ultime et de limite élastique. Par exemple, comme montrées dans les études de H. H. Ghayeb, H. A . Razak [43] (

Figure 1.16), les valeurs moyennes des charges à la limite élastiques pour les barres de référence et celles avec coupleurs sont respectivement 112,67 kN et 110,50 kN à 131,60 kN selon la longueur d'ancrage. De même, les charges ultimes varient entre 135,83 kN pour les barres de référence et 135,17 kN à 158,01 kN pour les barres avec coupleurs. Ces résultats suggèrent que, malgré les différences de configuration géométrique des coupleurs, la transmission des efforts dans le système d'assemblage reste efficace et permet d'atteindre des performances comparables à celles d'une barre continue.

Cependant, la géométrie du coupleur peut encore jouer un rôle dans la distribution des contraintes locales, influençant la propagation des fissures et le mode de rupture (**Figure 1. 17a**, **Figure 1. 17b**, **Figure 1. 17c**, **Figure 1. 17d**). Par exemple, une longueur d’ancrage insuffisante peut entraîner une diminution de la résistance à l’arrachement et favoriser un mode de rupture par glissement. Ainsi, bien que les résultats indiquent une bonne efficacité des coupleurs pour la transmission des efforts de traction, leur conception reste un paramètre clé pour optimiser la ductilité et la durabilité des assemblages.

La **Figure 1. 17e** illustre les modes de fissuration observés sur les tirants en béton armé liaisons de différents types (sans coupleur, avec coupleurs à filetage parallèle compacts ou élancés). Dans les tirants en béton armé sous sollicitation de traction directe [50] [51] [52], monotones et cycliques. Il a été observé initialement l’apparition de fissures transversales, généralement localisées au centre des éléments, suivies de l’ouverture progressive d’autres fissures, puis de fissures longitudinales aux extrémités, résultant de la dégradation progressive de l’adhérence acier-béton.

Dans le cas des tirants continus sans dispositif de jonction (C0-20M et C0-20C), la fissuration se concentre autour du tiers et des deux tiers de la longueur. Les éléments dotés de coupleurs compacts (CC-20M et CC-20C) présentent une répartition des fissures similaire, principalement en dehors de la zone du coupleur, ce qui suggère une influence limitée de la géométrie du dispositif de connexion sur le processus de fissuration. En revanche, dans les cas où des coupleurs élancés sont utilisés (CS-20M et CS-20C), les premières fissures apparaissent au sein même de la zone filetée, ce qui peut influencer la localisation des déformations plastiques et la concentration des contraintes[53]. En cyclique, des fissures symétriques apparaissent aux extrémités après les derniers cycles, traduisant une déformation différée entre l’armature et le béton environnant.

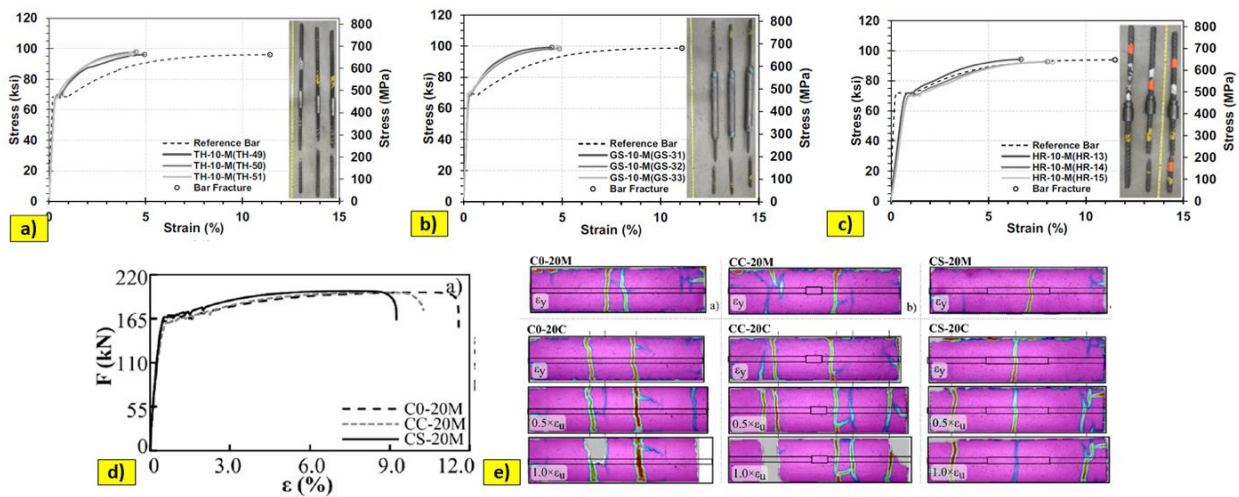


Figure 1. 17 : [a-c] [48] Courbes contrainte-déformation mesurées pour des coupleurs mécaniques de différentes géométries sous chargement monotone, [d] Courbes force-déformation pour des tirants équipés de coupleurs à filetage parallèle présentant diverses formes géométriques extérieures, [e] État de fissuration des tirants avec coupleurs à filetage parallèle de géométries variées [53].

3.1.3. Comportement local

Plusieurs études ont montré que L'effet de la géométrie des coupleurs sur le comportement contrainte-déformation dans les barres isolées et intégrées dans le béton sous effort de traction, est un facteur déterminant dans la performance des assemblages mécaniques des barres d'armature[54] [55]. Les études expérimentales ont montré que la longueur, le diamètre et le type de coupleur influencent directement la rigidité, la ductilité et la capacité de déformation des assemblages (**Figure 1. 18**).

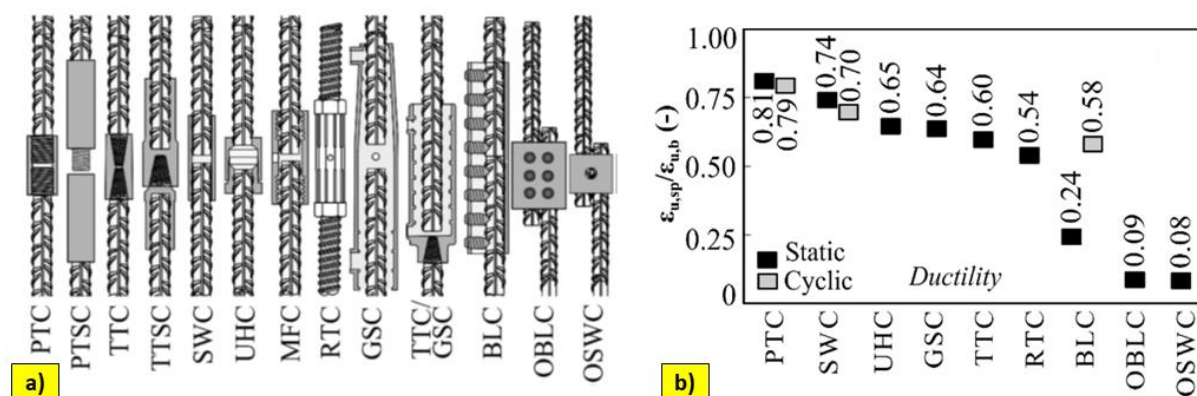


Figure 1. 18 : a) Systèmes de coupleurs b) Critère de ductilité pour l'évaluation des performances des coupleurs mécaniques de différentes formes géométriques [55].

Dans l'étude [54], plus de 160 échantillons de barres avec des coupleurs mécaniques de trois diamètres différents (16 mm, 25 mm, 32 mm) ont été testés jusqu'à rupture sous sollicitations monotones et cycliques. Les essais ont permis de comparer les performances de neuf types de coupleurs issus de six fabricants différents. Il en ressort que les coupleurs longs et rigides présentent une capacité de déformation réduite, pouvant diminuer la ductilité de déplacement des colonnes jusqu'à 43 % dans les analyses paramétriques. En revanche, certains modèles plus compacts ont montré une capacité de déformation plus importante, tout en maintenant une résistance équivalente à celle des barres non connectées.

L'étude [55], s'appuyant sur une base de données de plus de 350 essais « in-air », a quant à elle comparé les performances mécaniques de différents systèmes de coupleurs (à manchon fileté, à manchon à sertir, à manchon conique). Il ressort que les dispositifs présentant un bon compromis entre taille, forme et ductilité – notamment ceux à faible longueur – sont mieux adaptés pour une utilisation dans des zones sismiques critiques. L'analyse des quelques résultats disponibles « in-concrete » a également confirmé que la géométrie du coupleur influe fortement sur la capacité de déformation globale de l'élément en béton armé Figure 1. 19.

Ces résultats soulignent l'importance de sélectionner des coupleurs à géométrie optimisée (longueur réduite, faible rigidité, conception des filetages adaptée), en fonction des exigences de ductilité dans les zones critiques, notamment pour les assemblages préfabriqués ou soumis à des charges sismiques importantes.

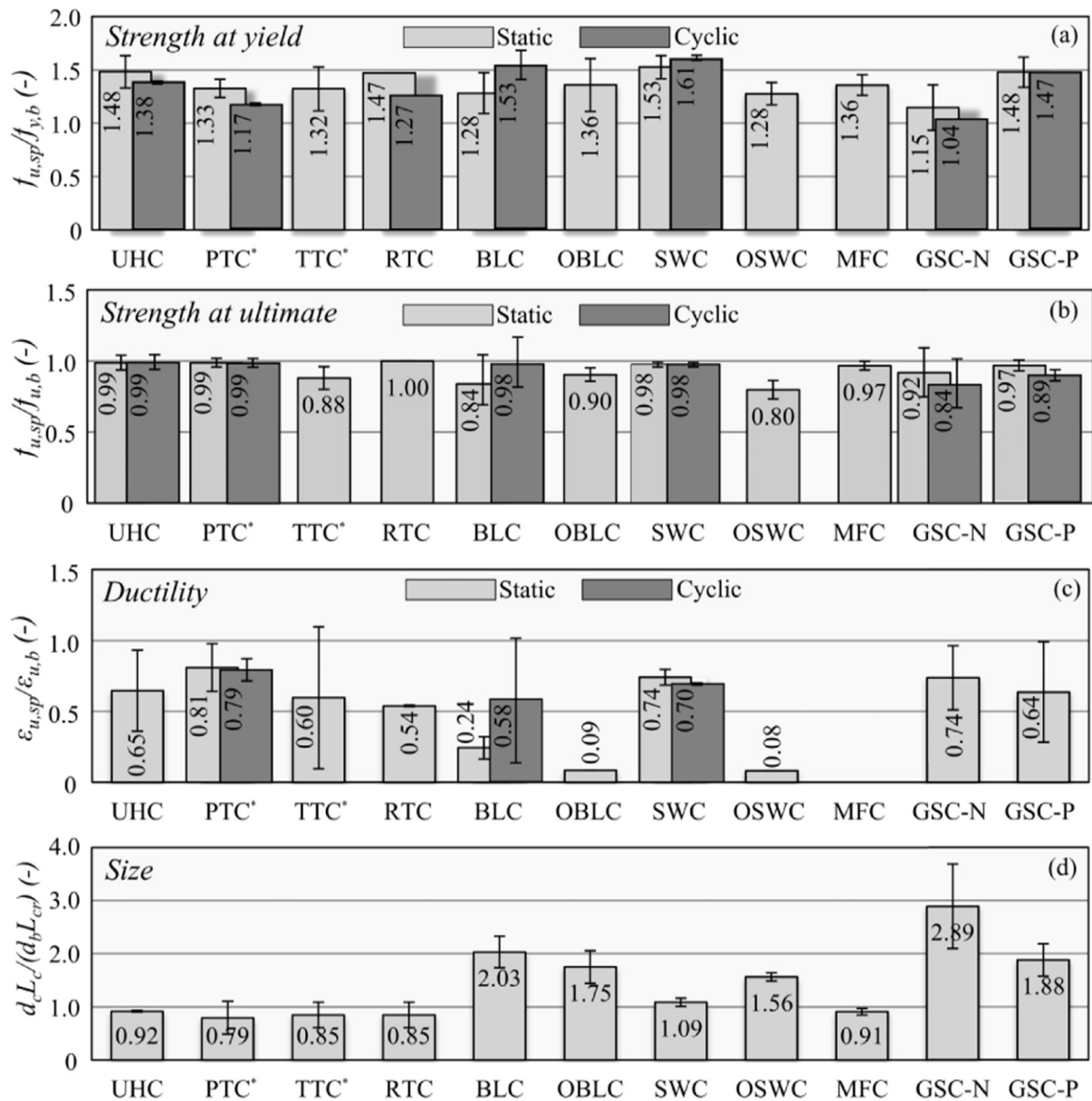


Figure 1.19 : Performance comparative des assemblages mécaniques : a) résistance à la limite d'élasticité ($f_{u,sp}/f_{y,b}$), b) résistance ultime ($f_{u,sp}/f_{u,b}$), c) ductilité ($\epsilon_{u,sp}/\epsilon_{u,b}$), d) taille relative du coupleur ($d_{cL_c}/d_{bL_{cr}}$) ; (PTC* inclut PTC et PTSC, TTC* inclut TTC et TTSC) [55].

En conclusion, la géométrie des coupleurs influence la réponse mécanique des éléments en béton armé en modulant la distribution des fissures, la concentration des déformations et la ductilité globale. Les coupleurs élancés tendent à réduire la capacité de déformation ultime et à localiser davantage les efforts dans la zone filetée, tandis que les coupleurs compacts permettent une meilleure répartition des déformations et une réponse plus uniforme sous chargement.

3.2. Comportement mécanique des poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures

Les études de la littérature ont montré que les essais de flexion en quatre points (**Figure 1. 20**) sont couramment utilisés pour caractériser l'effet des coupleurs sur le comportement global et local des éléments en béton armé. Cette méthode permet d'évaluer la réponse mécanique des poutres en termes de rigidité, de ductilité et de capacité portante, tout en analysant les mécanismes de fissuration et la distribution des contraintes autour des zones de couplage. En comparant les poutres avec et sans coupleurs, ces essais permettent d'identifier d'éventuelles réductions de performance dues à la présence des coupleurs, notamment en termes de déformations localisées et de résistance ultime.

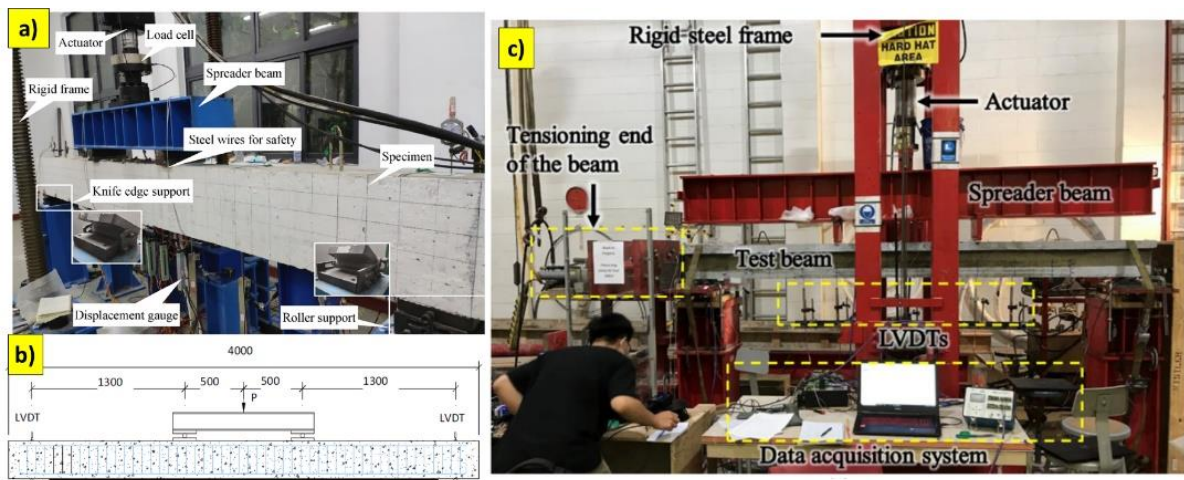


Figure 1. 20 : a-c) : Dispositifs d'essai de flexion quatre points utilisés pour l'étude des coupleurs dans les poutres en béton armé, b) dimension de la poutre en béton armé [56] [57] [58]

3.2.1. Techniques de mesures

L'évaluation expérimentale du comportement des poutres en béton armé intégrant des coupleurs d'armatures repose sur l'utilisation de plusieurs techniques de mesure. Ces techniques permettent d'analyser à la fois la réponse globale de la structure et les phénomènes locaux influencés par la présence des coupleurs.

- **Capteurs de Déplacement (LVDT - Linear Variable Differential Transformer)**

Les capteurs de déplacement (LVDT) sont largement utilisés dans les essais de flexion pour mesurer les déplacements et les flèches des poutres sous charge [59] [60] [61]. Installés en différents points, notamment au centre de la poutre et près des appuis (

Figure 1. 21), ces capteurs permettent d'enregistrer les variations de position et ainsi d'évaluer la rigidité et la ductilité de la structure. Ils jouent un rôle clé dans l'établissement des courbes charge-flèche et fournissent des indications précieuses sur la déformation globale de la poutre (Figure 1. 22).

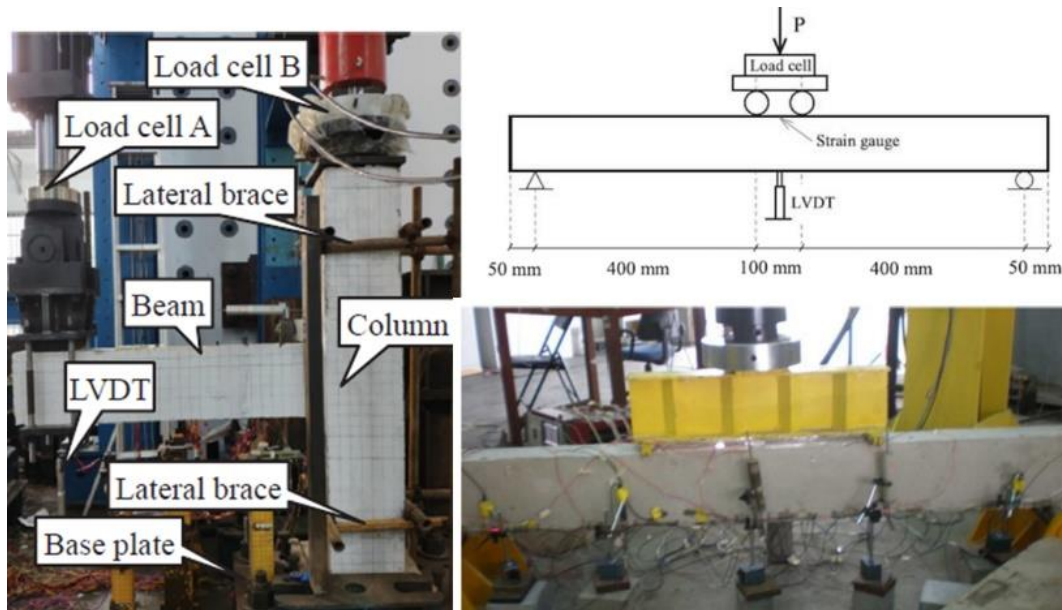


Figure 1. 21 : Mise en place de l'LVDT sur la poutre pour le mesure de la flèche [62] [63]

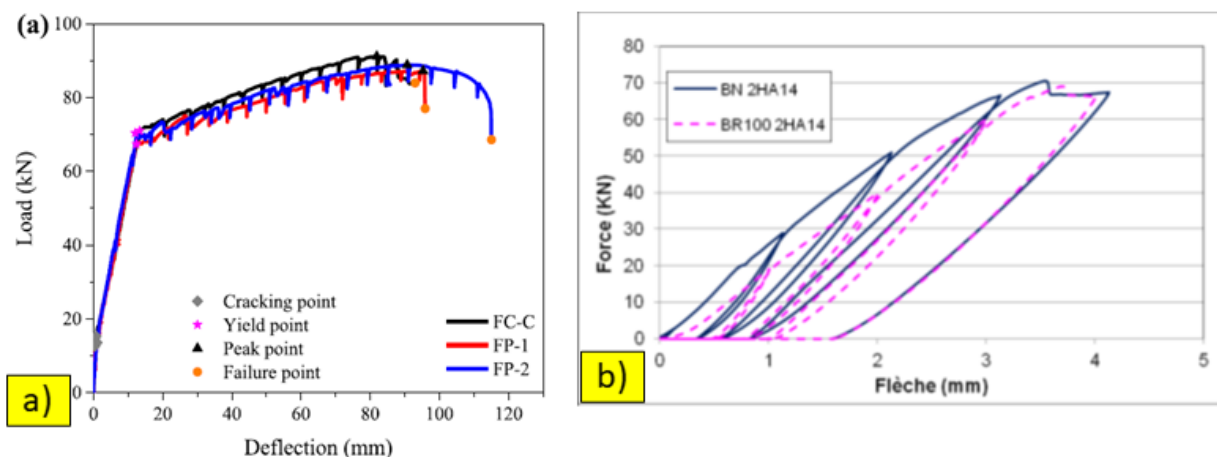


Figure 1. 22 : Courbes de la charge en fonction de la flèche mesurée par le LVDT [56] [64]

- **Jauges de Déformation (Strain Gauges)**

Les jauges de déformation sont des capteurs placés directement sur les armatures en acier et parfois sur la surface du béton (Figure 1. 23.a et Figure 1. 23.b). Elles permettent de mesurer les contraintes locales et de comprendre la redistribution des efforts dans la poutre[65] [66] [67]. L'utilisation de ces jauges est particulièrement importante pour évaluer l'influence des coupleurs sur le comportement des armatures, notamment en termes de transmission des efforts et de modification du champ de déformation autour des zones couplées (Figure 1. 23.c et Figure 1. 23.d).

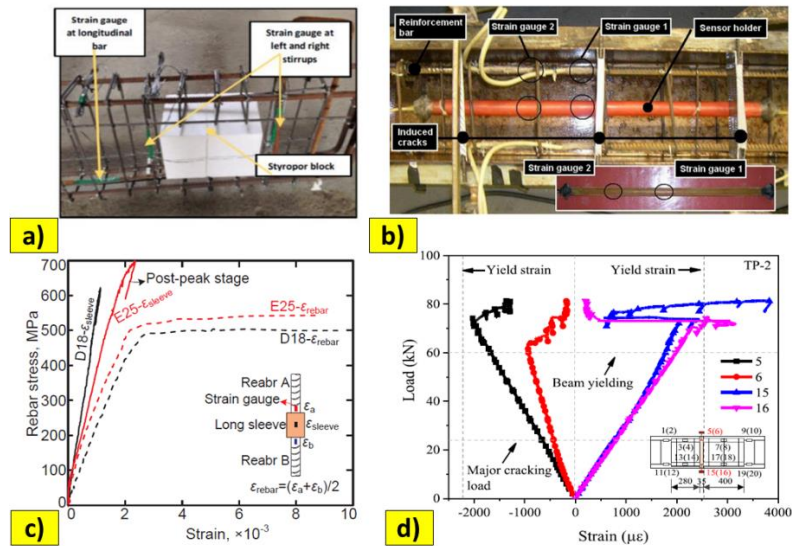


Figure 1. 23 : a) et b), Mise en place des jauges dans les poutres [68] [69], c) et d) courbes Contraintes déformation mesurées par les jauges de déformation [56] [70]

- **Technique de corrélation d'images digitale**

Dans le cas des poutres en béton armé avec coupleurs, la corrélation d'images numériques (DIC) est principalement utilisée pour analyser la distribution des déformations sur la surface du béton et suivre l'évolution des fissures sous chargement [71] [72] [73]. Cette technique de mesure non destructif (Figure 1. 24), permet d'obtenir une cartographie détaillée des déplacements et des déformations sans contact, offrant ainsi une alternative précise et complémentaire aux jauges de déformation traditionnelles [74] [75].

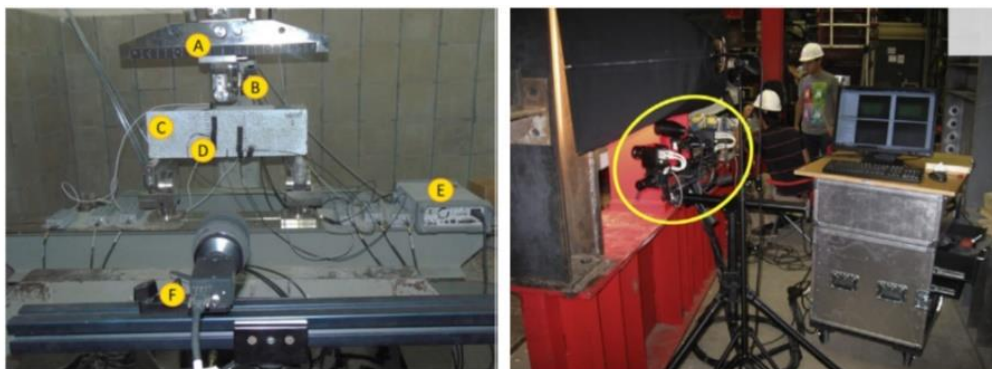


Figure 1. 24 : Mise en place de la DIC : a. Poutre de chargement, b. Capteur de déplacement, c. application du mouchetis sur la surface, f. Caméra. [76] [77]

Pour les essais de flexion à quatre points, la DIC est employée afin d'observer la progression des fissures dans la zone tendue et d'identifier d'éventuelles concentrations de contraintes autour des coupleurs (Figure 1. 25.a, Figure 1. 25.c et Figure 1. 25.d) . Elle permet notamment de comparer le comportement des poutres avec et sans coupleurs en termes de rigidité, d'initiation des fissures (Figure 1. 25.b) et de redistribution des efforts après l'apparition des premières

fissures. Cette approche est essentielle pour mieux comprendre l'effet des coupleurs sur la mécanique des poutres et affiner les modèles analytiques et numériques associés.

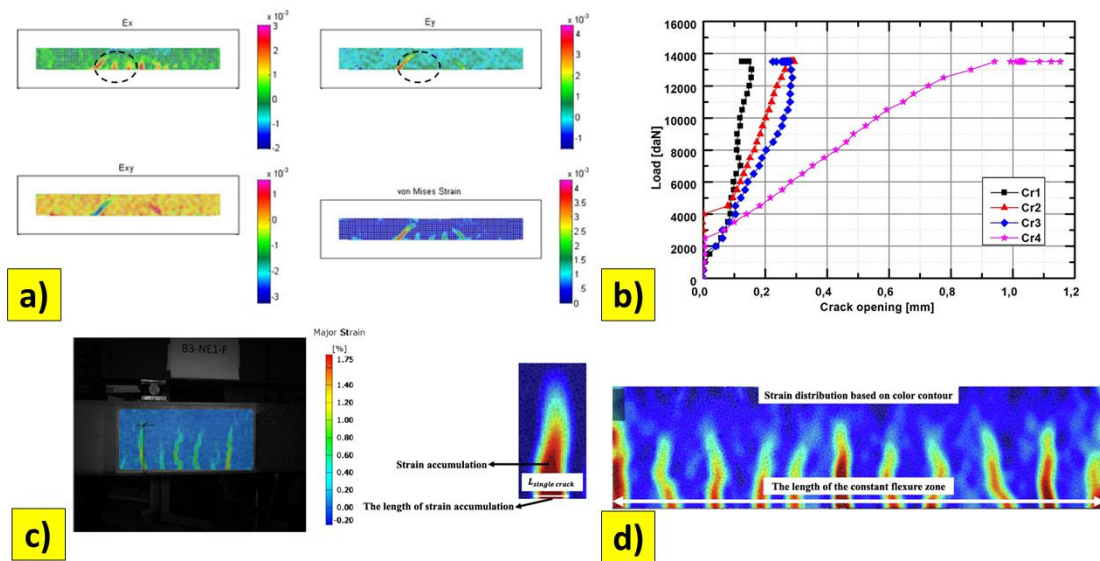


Figure 1. 25 : Suivi des mécanismes de fissurations par la corrélation d’images : a) [78], c) [57], d) [79] suivi de l’évolution de l’ouverture des fissures dans la poutres, b) [80] calcul de l’ouverture de fissure en fonction de la charge de flexion

Grâce à ces différentes techniques de mesure, il est possible d’obtenir une vision détaillée du comportement des poutres en béton armé équipées de coupleurs, en identifiant aussi bien les effets locaux autour des coupleurs que la réponse globale de l’élément sous charge.

- **Capteurs à fibres optiques**

Afin d’optimiser la vitesse et la portée de transmission des données dans le domaine de télécommunication, les fibres optiques se sont progressivement imposées comme des capteurs de mesure de haute précision. Ces dernières décennies, elles ont suscité un intérêt croissant en raison de leur capacité à suivre les variations de déformation et de température sur des distances allant de quelques millimètres à plusieurs kilomètres. Leur utilisation dans le domaine du génie civil, et plus particulièrement pour la surveillance des poutres en béton armé, s’avère particulièrement prometteuse. Grâce à leur sensibilité élevée et à leur compatibilité avec des environnements complexes, elles permettent un suivi en temps réel du comportement mécanique des structures, notamment en ce qui concerne la répartition des contraintes, l’apparition des fissures et l’évolution des déformations.

Cette section propose un aperçu des principales techniques de mesure par fibre optique et de leur application à l’instrumentation des structures en béton armé.

a. Composantes de la fibre optique

Un capteur à fibre optique est principalement composé de trois éléments essentiels :

- **Le noyau** : Il s'agit d'une structure cylindrique en silice, dont le diamètre varie généralement entre 8 μm et 50 μm . Son indice de réfraction est plus élevé que celui des autres parties de la fibre, ce qui permet d'assurer une réflexion totale et un guidage efficace de la lumière à l'intérieur du cœur de la fibre.
- **La gaine optique** : Enveloppant le noyau, cette couche cylindrique creuse possède un diamètre extérieur d'environ 125 μm . Fabriquée principalement en silice avec un indice de réfraction inférieur à celui du noyau, elle joue un rôle fondamental dans la réflexion interne de l'onde lumineuse, garantissant ainsi sa propagation sur toute la longueur de la fibre.
- **Le revêtement primaire** : D'un diamètre extérieur d'environ 250 μm , cette couche de protection entoure la gaine optique. Composée de matériaux tels que le polyimide ou l'acrylate, elle protège la fibre contre les agressions mécaniques et chimiques du milieu environnant, limitant ainsi les effets des micro-courbures ou des réactions de cure et d'hydratation.

Selon l'environnement d'utilisation et les contraintes spécifiques du domaine d'application, des couches protectrices supplémentaires peuvent être ajoutées pour renforcer la résistance de la fibre optique aux sollicitations mécaniques ou aux conditions chimiques agressives.

La Figure 1. 26 présente les composantes principales d'un capteur a fibre optique :

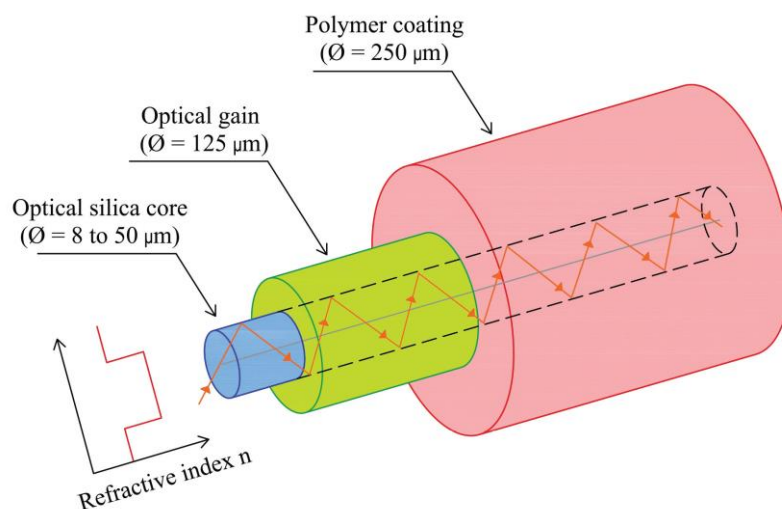


Figure 1. 26 : Composantes principales d'un capteur a fibre optique [81] [82]

b. Capteurs de mesure ponctuels distribués

Les capteurs à fibres optiques peuvent être organisés sous la forme de plusieurs points de mesure, appelés transducteurs optiques, qui fonctionnent de manière similaire aux jauges électriques et sont reliés à une centrale d'acquisition unique [83]. Chaque transducteur optique mesure la déformation et/ou la température sur toute sa longueur, fournissant ainsi une valeur moyenne pour ces paramètres par point de mesure. Parmi les différentes techniques disponibles, trois sont particulièrement courantes dans cette catégorie :

- **Capteurs interférométriques de Michelson**

Le principe du capteur interférométrique de Michelson basé sur l'interférence des ondes lumineuses. En général il se compose de deux fibres optiques : une libre dans le capteur et l'autre fixée à deux joues métalliques [84]. Ces joues permettent de relier le capteur à la structure de mesure, comme il est illustré dans la Figure 1. 27. Un miroir situé à l'extrémité du capteur réfléchit les ondes lumineuses se propageant à travers les deux fibres. La déformation est déterminée par le déplacement relatif des joues métalliques, qui ont un espacement initial allant de 0,25 m à 10 m. Ce déplacement est mesuré en comparant les ondes réfléchies par les deux fibres optiques.

Un capteur spécifique, basé sur l'interférométrie de Michelson, appelé SOFO (Surveillance des Ouvrages par Fibre Optique) [85], a été développé pour répondre aux besoins du génie civil. À l'instar des LVDT, ce capteur permet de mesurer la déformation moyenne le long de sa longueur. Un des avantages des interrogateurs de ce type de capteur est leur capacité à coupler plusieurs capteurs SOFO simultanément.

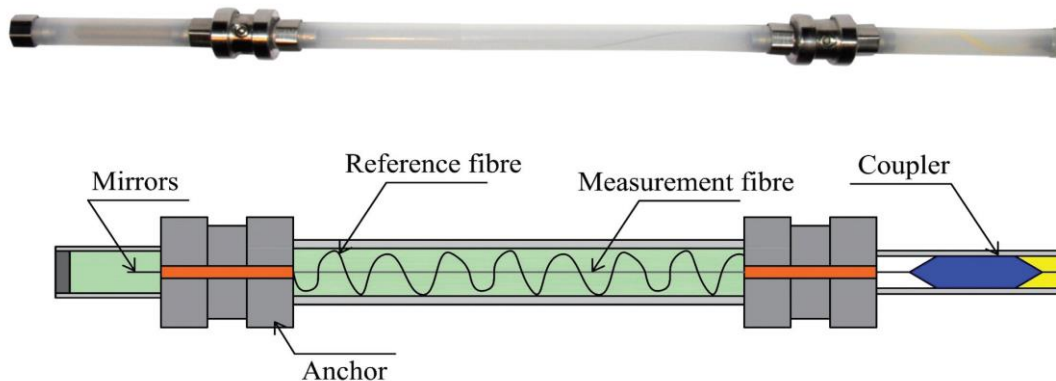


Figure 1. 27 : Capteur interférométrique de Michelson [86]

- **Capteurs interférométriques de Fabry-Perrot**

Les capteurs interférométriques de Fabry-Perrot sont constitués de deux segments de fibres optiques placés face à face, séparés par une petite cavité d'air d'environ quelques micromètres, connue sous le nom de cavité de Fabry-Perrot [87] [88]. Chacune des fibres est dotée d'un miroir à son extrémité, qui interagit avec la cavité d'air, comme montré sur la Figure 1. 28. Le fonctionnement du capteur repose sur le principe de l'interférence lumineuse : une onde lumineuse incidente traverse la première fibre et atteint le premier miroir, une portion de l'onde est réfléchi, tandis que le reste continue son parcours et est partiellement réfléchi par le second miroir. Ce processus de réflexion répétée génère des interférences, et les ondes réfléchies par les miroirs sont captées par l'interrogateur, permettant ainsi de mesurer la distance entre les miroirs et de calculer la déformation.

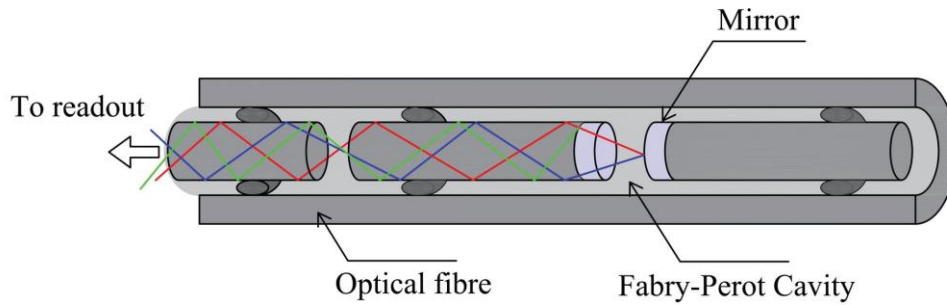


Figure 1. 28 : Schéma du capteur interférométrique de Fabry-Perot [86]

- **Capteurs à réseaux de Bragg**

Un réseau de Bragg est constitué d'une section de fibre optique qui présente des modifications régulières de son indice de réfraction sous forme d'anneaux équidistants. Ces modifications sont obtenues en exposant la fibre à un faisceau lumineux UV intense, créant ainsi un changement périodique de l'indice de réfraction le long de la fibre [89] [90]. Lorsque la lumière traverse ce réseau, une partie de l'onde est réfléchiée par chaque anneau, tandis que l'autre continue son trajet à travers la fibre. L'analyse des longueurs d'onde réfléchies et transmises permet de déterminer l'espacement entre les anneaux. En cas de sollicitation externe, la distance entre ces anneaux varie, ce qui entraîne un changement dans les longueurs d'onde réfléchies. Ce phénomène permet à l'interrogateur de mesurer la déformation de la fibre en fonction de la variation de ces longueurs d'onde, comme illustré sur la Figure 1. 29 [91].

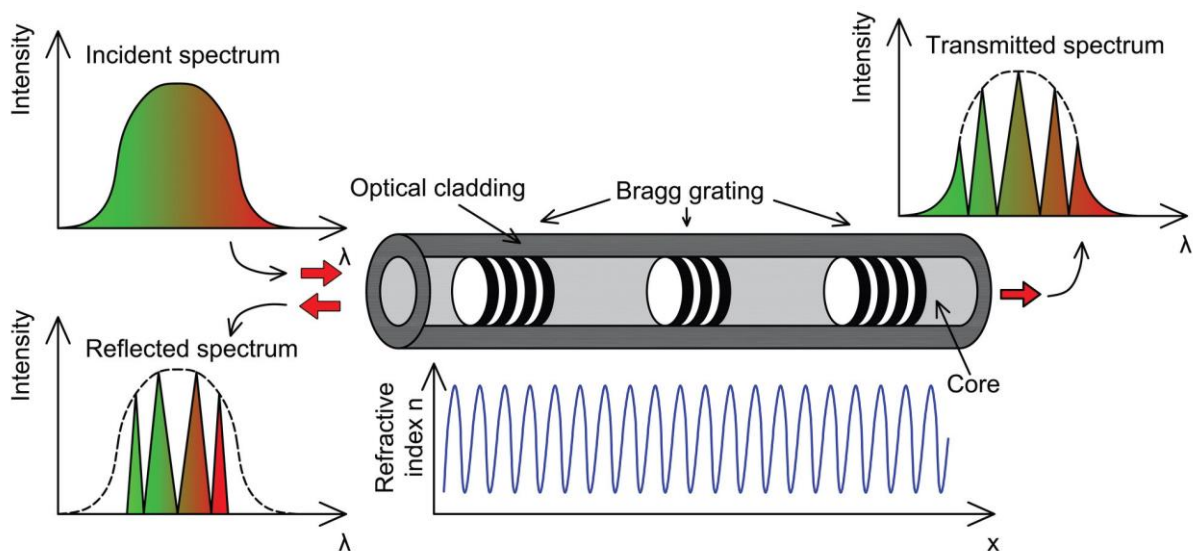


Figure 1. 29 : Capteur à réseaux de Bragg [82]

c. Capteurs de mesure répartie

Les capteurs à fibres optiques de mesure répartie sont particulièrement utiles pour surveiller de manière continue les déformations et températures dans les structures en béton armé. Ces capteurs

permettent de mesurer le profil de déformation et de température tout au long de la fibre optique, avec une résolution millimétrique et sur des distances qui peuvent atteindre plusieurs kilomètres. Ce type de technologie est particulièrement adapté pour évaluer l'état mécanique des poutres en béton armé, en suivant l'évolution des contraintes et des déformations au fil du temps, ce qui est essentiel pour la surveillance de l'intégrité des structures, avec un pas de mesure millimétrique sur une portée kilométrique[83].

Les capteurs à fibres optiques de mesure répartie mesurent en continu la déformation et la température le long des poutres en béton armé, avec une résolution millimétrique sur des distances kilométriques. Le spectre de fréquence de la lumière diffusée dans la silice des fibres optiques comprend trois pics principaux : la diffusion de Rayleigh situé au centre du spectre (sensible à la déformation et à la température), la diffusion de Brillouin (liée aux phonons acoustiques, également sensible à la déformation et à la température) et la diffusion de Raman (sensible uniquement à la température)[92]. Ces diffusions permettent de surveiller les variations de contraintes, de déformations et de températures dans la structure, offrant un suivi précis de l'intégrité du béton armé (Figure 1. 30).

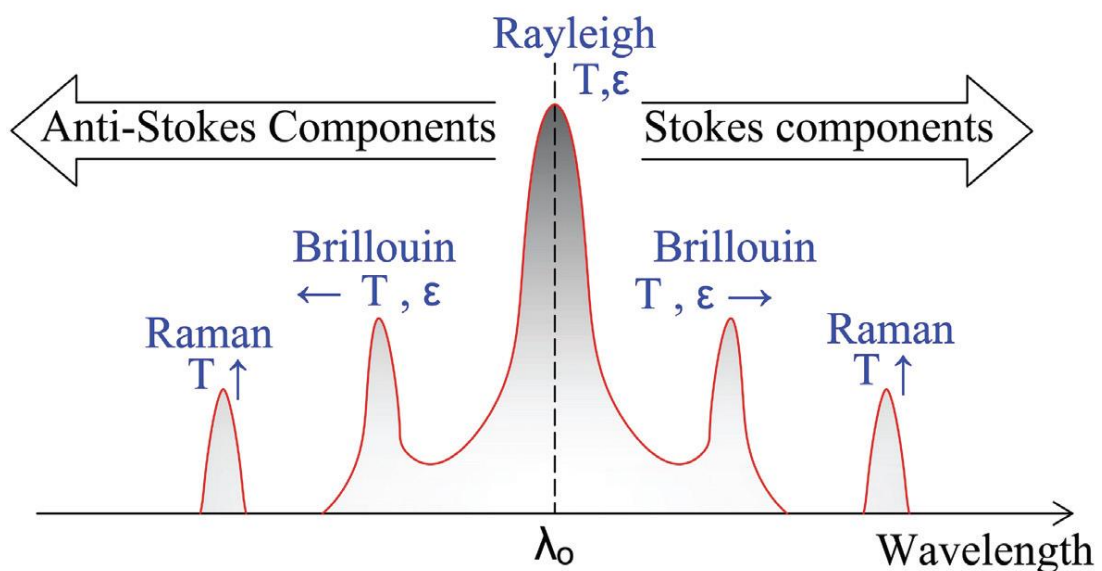


Figure 1. 30 : Spectre de diffusion lumineuse dans la silice [93]

Les capteurs à fibres optiques réparties utilisent deux principales méthodes de réflectométrie pour effectuer des mesures : la réflectométrie optique temporelle (OTDR) et la réflectométrie optique fréquentielle (OFDR). La méthode OTDR repose sur l'analyse du temps que met l'onde lumineuse à se diffuser dans la fibre optique pendant l'essai. En revanche, l'OFDR mesure la variation de la fréquence de l'onde lumineuse diffusée, en utilisant la transformée de Fourier pour analyser ces changements. Ces deux approches permettent d'obtenir des informations détaillées sur les déformations et les variations de température le long des poutres en béton armé pendant les tests.

Les méthodes de mesure basées sur les fibres optiques réparties sont présentées plus en détail dans les sections suivantes :

1 Principe de la rétrodiffusion de Rayleigh

Durant de la fabrication de la fibre optique, des imperfections microscopiques se forment et demeurent fixées de manière permanente dans la fibre. Lorsqu'un faisceau lumineux est dirigé vers le noyau de la fibre, il interagit avec les molécules de silice qui la composent. La répartition aléatoire de ces molécules dans la fibre, résultant du processus de fabrication, engendre la diffusion rétrospective de Rayleigh.

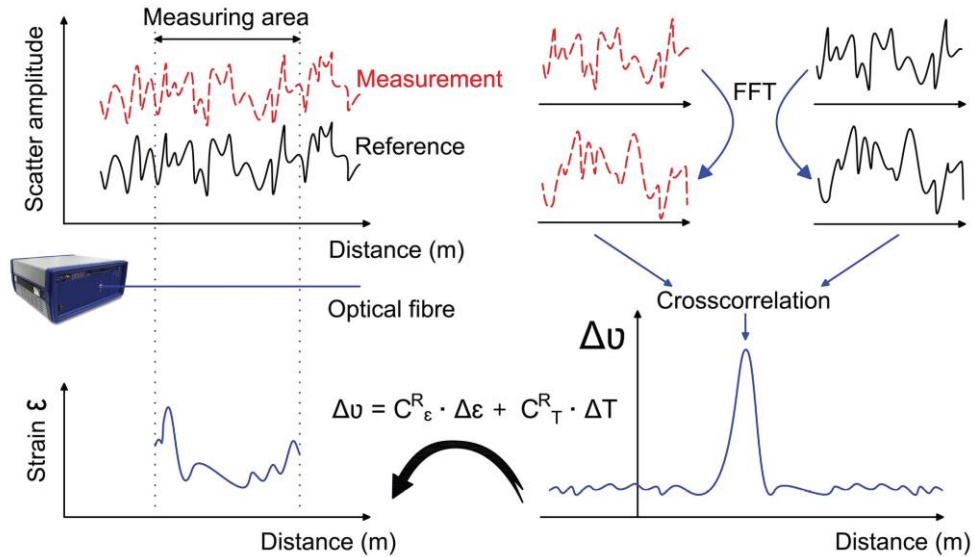


Figure 1. 31 : Principe de la rétrodiffusion de Rayleigh [82]

Le fonctionnement de la rétrodiffusion de Rayleigh est présenté sur la Figure 1. 31 et expliqué dans l'étude de Soller et al [94]. Son principe se présente comme suit : au début de l'essai, une première mesure est effectuée, présente une mesure de référence, puis enregistrée dans la mémoire de l'interrogateur. Durant l'essai, à mesure que la fibre est influencée par un paramètre physique externe (mécanique ou thermique), des mesures sont prises à chaque instant. Ainsi, les profils d'intensité réfléchie de la fibre optique sont capturés continuellement. Une zone de mesure est définie le long de la fibre, et les données d'intensité réfléchie subissent une transformation de Fourier rapide (FFT). Les spectres ainsi obtenus sont ensuite comparés au spectre de référence. Ce processus révèle un décalage spectral avec une résolution millimétrique, comme décrit dans l'équation suivante :

$$\Delta\nu_R = C_{\epsilon}^R \times \Delta\epsilon + C_T^R \times \Delta T \quad (1. 10)$$

- $\Delta\nu_R$: représente le décalage spectral Rayleigh,
- $\Delta\epsilon$: désigne la déformation de la fibre,
- ΔT : est la variation de température de la fibre,
- C_{ϵ}^R et C_T^R : sont respectivement les coefficients de calibration pour la déformation et la température.

2 Principe de la rétrodiffusion de Brillouin

Le principe de la rétrodiffusion de Brillouin comme étudié dans les travaux de recherche [95] [96] [97] [98] peut être résumé comme suit : lorsqu'une onde lumineuse incidente est envoyée d'une extrémité de la fibre optique, elle interagit avec les ondes acoustiques générées thermiquement dans la fibre. Cette interaction entraîne un décalage de fréquence dans la lumière rétrodiffusée. Ce phénomène génère à la fois des ondes Stokes et anti-Stokes, qui sont rétrodiffusées, comme illustré dans la Figure 1. 32.

Comme pour la rétrodiffusion de Rayleigh, le décalage spectral des ondes rétrodiffusées est mesuré par l'interrogateur. En l'occurrence, ce décalage est corrélé avec les variations de déformation et de température de la fibre optique. Le pas de mesure obtenu dans ce cas est centimétrique comme suit :

$$\Delta\nu_B = \nu_B(0) - \nu_B(\varepsilon) = C_\varepsilon^B \times \Delta\varepsilon + C_T^B \times \Delta T \quad (1.11)$$

- C_ε^R et C_T^R : sont respectivement les coefficients de calibration.

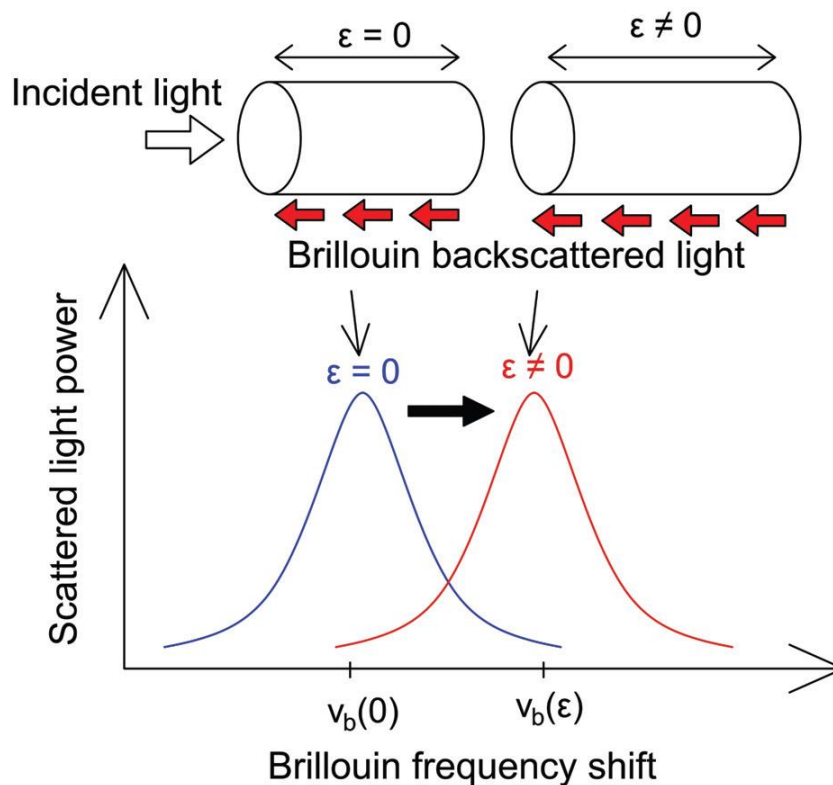


Figure 1. 32 : Principe de la rétrodiffusion de Brillouin [95]

Ce qui permet une surveillance précise des paramètres de la fibre, en tenant compte des conditions externes appliquées.

3 Principe de la rétrodiffusion de Raman

La rétrodiffusion de Raman est basée sur l'interaction des photons émis dans la fibre optique avec les atomes et molécules de silice, entraînant une excitation thermique vibratoire des molécules [99] [100]. Cette interaction provoque un décalage des fréquences des ondes lumineuses diffusées par rapport aux ondes lumineuses incidentes. Ce décalage spectral est principalement sensible aux variations de température, mais il reste insensible aux déformations mécaniques. Cette propriété a permis le développement d'interrogateurs capables d'exploiter la rétrodiffusion de Raman pour mesurer la température avec une résolution centimétrique, même sur des distances pouvant atteindre plusieurs kilomètres [101] [102].

d. Utilisation des capteurs à fibres optiques en génie civil

La mesure par fibre optique s'est révélée être un outil précieux dans le domaine du génie civil, notamment pour l'inspection et le diagnostic de l'état des structures [103] [99] [104] [105]. Son adoption s'explique par ses atouts en termes de performance, notamment une fréquence d'enregistrement élevée, une excellente précision et une résolution spatiale fine, mais aussi grâce à ses avantages géométriques tels que sa petite taille, sa flexibilité, sa légèreté et sa capacité à couvrir de longues distances. L'intégration de ces capteurs dans le génie civil résulte de nombreuses études exploratoires, qui ont porté sur la transmission des signaux dans la fibre, l'analyse des techniques de fixation et de collage des fibres sur les structures, et enfin l'évaluation du comportement thermique et mécanique des infrastructures à l'aide de ces capteurs.

1 Mesures de déformation des structures par fibres optiques

Les ouvrages de génie civil sont constamment exposés à de fortes sollicitations mécaniques et environnementales. Ces contraintes, combinées à la tendance de ces structures à se fissurer, peuvent entraîner une réduction de leur durée de vie, voire provoquer un effondrement total. Afin de prévenir de telles défaillances, un suivi continu de l'état des structures devient essentiel. Dans cette optique, l'utilisation des fibres optiques pour l'auscultation des ouvrages a été largement explorée à travers plusieurs études [83] [106] [107] [108].

Des structures telles que les poutres en béton armé [109] [110] [111] (Figure 1. 33) , en bois (

Figure 1. 35) [118], ainsi que les structures métalliques [119], ont été observées à l'aide de capteurs à fibres optiques. Ces dispositifs ont permis de cartographier la déformation sur toute la longueur des structures et à différents points spécifiques (

Figure 1. 34), tout en détectant et mesurant les fissures internes. En outre, ces capteurs ont fourni des données essentielles pour analyser le comportement de l'interface béton/barres d'acier dans les poutres en béton armé [91]. De plus, les fibres optiques ont été employées pour étudier le comportement du béton à un jeune âge [121, 122, 123, 124], permettant de suivre et quantifier l'évolution du retrait et des variations de température pendant le processus de durcissement du béton.

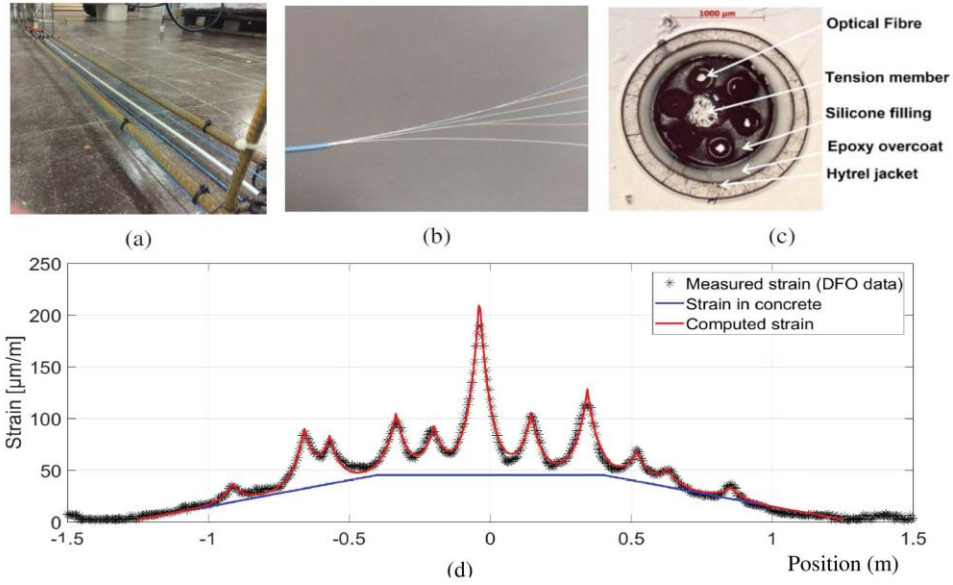


Figure 1.33 : Application des capteurs à fibres optiques dans des poutres en béton armé [112]: (a) disposition du ferrailage et localisation de la fibre optique ; (b) fibre optique équipée d'un revêtement additionnel ; (c) composants de la fibre optique utilisée ; (d) résultats expérimentaux d'un essai de flexion en quatre points avec identification des fissures.

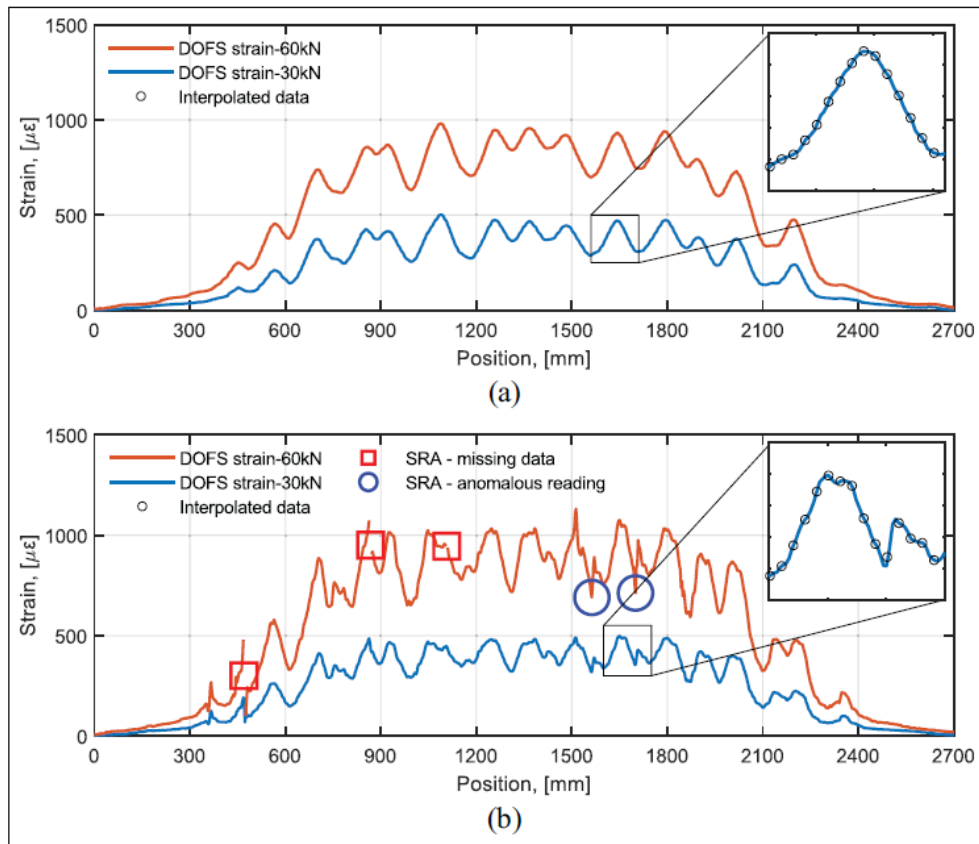


Figure 1.34 : Comparaison des profils de déformation distribués obtenus par DOFS intégrés dans une poutre en béton armé à deux niveaux de charge différents pour (a) un DOFS robuste et (b) un DOFS fin[109].

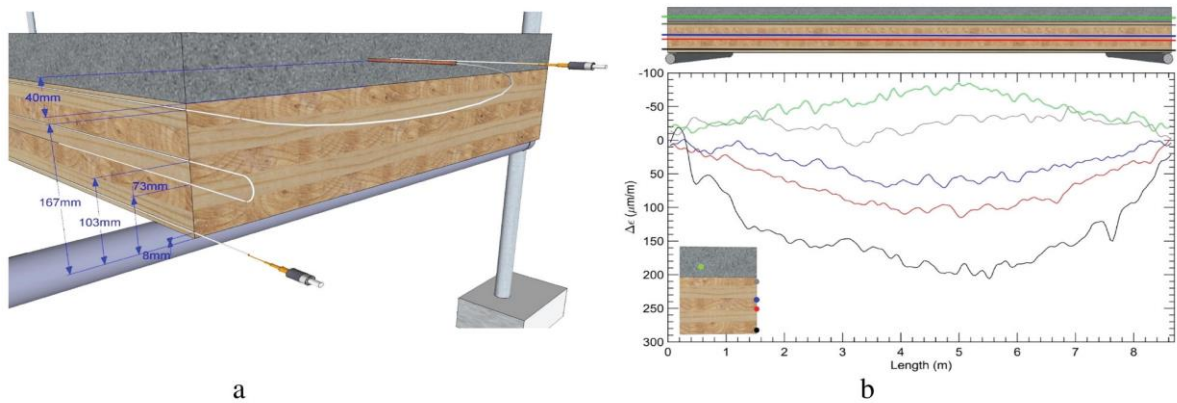


Figure 1.35 : Application des capteurs à fibres optiques dans des poutres en bois-béton [113] [82]: (a) positionnement de la fibre optique ; (b) Exportation des résultats expérimentaux de déformation d'un essai de flexion à trois points.

3.2.2. Comportement global des poutres

Le comportement global d'une poutre en béton armé soumise à une flexion en quatre points est principalement caractérisé par la relation charge-flèche [114] [115], [116], [117], rigidité [118], ductilité [119], l'évolution du mode de fissuration [120] [121] [122] et le mécanisme de rupture [123] [124]. Cette configuration d'essai, largement utilisée dans la littérature, permet d'évaluer ces paramètres en mettant en évidence les différentes phases de leur réponse mécanique sous chargement progressif.

Dans un premier temps, la poutre adopte un comportement quasi-linéaire correspondant à la phase élastique du matériau. Lorsque la contrainte de traction dépasse la résistance en traction du béton, les premières fissures apparaissent dans la zone soumise au moment fléchissant maximal, entraînant une diminution progressive de la rigidité de la poutre. L'évolution de ces fissures, ainsi que leur répartition le long de la poutre, influencent directement la capacité portante et la redistribution des efforts internes (Figure 1.36).

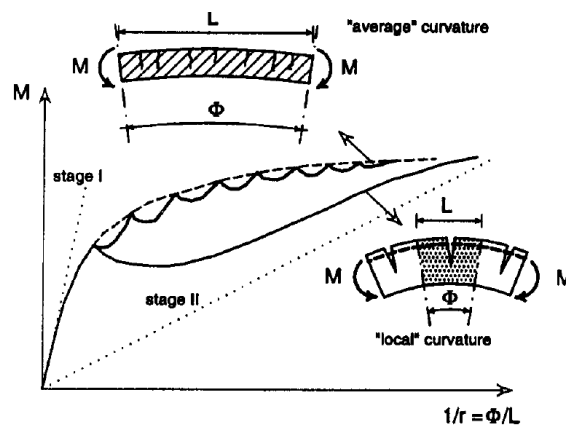


Figure 1.36 : Définition de la relation Moment-Courbure locale et moyenne dans la poutre [122] [125]

Avec l'augmentation de la charge appliquée, la poutre entre dans un régime non linéaire marqué par une propagation des fissures et une augmentation des déformations plastiques dans les armatures en acier. L'interaction entre les armatures et le béton devient alors déterminante pour la poursuite du transfert des efforts. À l'approche de la rupture, la poutre atteint sa charge ultime, caractérisée par l'écrasement des armatures et l'écrasement du béton en compression. La ductilité et la capacité de dissipation d'énergie deviennent alors des paramètres essentiels pour évaluer les performances structurelles, notamment dans le cadre des structures complexes tel que les centrales nucléaires.

Plusieurs études dans la littérature ont montré que l'intégration de coupleurs dans l'assemblage des armatures peut affecter ce comportement global en modifiant la distribution et l'ouverture des fissures, ainsi qu'en influençant la redistribution des contraintes dans les barres. La présence de coupleurs peut modifier la réponse ultime de la poutre en introduisant des discontinuités locales dans les armatures, pouvant potentiellement modifier le comportement global de la poutre.

Les études menées sur des coupleurs à filetage parallèles (Figure 1. 37.a) par S. Cho, M. Lim, et C. Lee [126] et des coupleurs mécaniques à vis par R. S. Chidambaram et P. Agarwal [127] (Figure 1. 37.b), ont montré que l'insertion des coupleurs et sa position dans la poutre influence le comportement global de cette dernière sous charge de flexion. Lorsque le coupleur est situé dans la zone tendue de la poutre, il peut modifier la distribution des contraintes et affecter la capacité de charge ultime ainsi que la ductilité de l'élément.

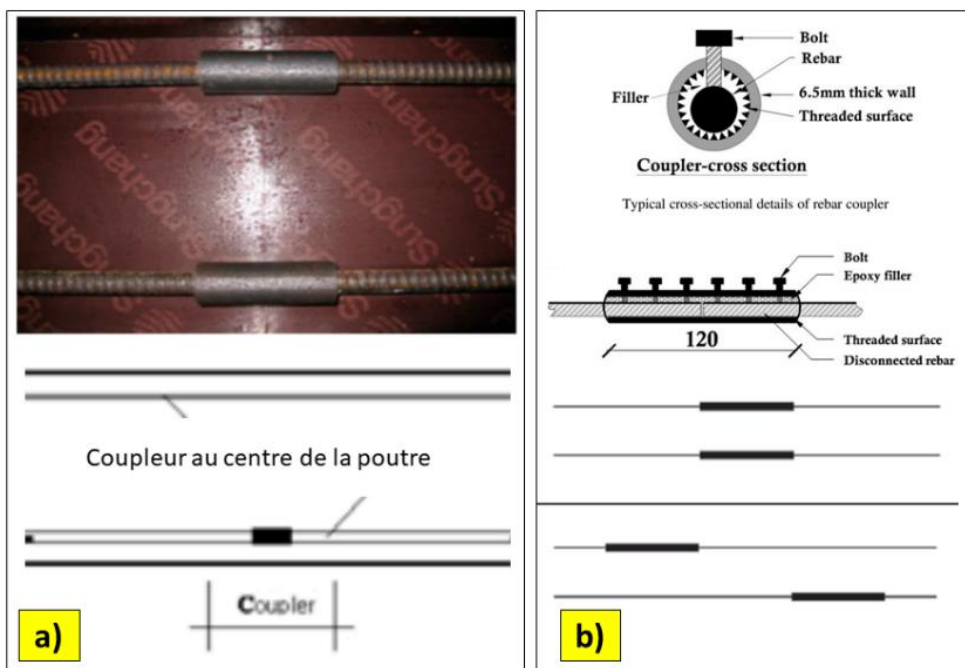


Figure 1. 37 : Géométrie et position des coupleurs testés par : a) [126], b) [127]

Les résultats expérimentaux de l'étude de R. S. Chidambaram et P. Agarwal [127] indiquent que les poutres avec des coupleurs à vis positionnés au centre de la portée présentent généralement une plus grande déformation et une réduction de la rigidité par rapport aux poutres où les coupleurs sont placés à proximité des appuis. En effet, la localisation du coupleur influence la répartition des

efforts internes et peut provoquer une concentration des contraintes autour de la connexion, affectant ainsi la performance globale de la poutre. Par ailleurs, les essais de flexion ont montré que l'efficacité des coupleurs est plus marquée pour les barres de plus petit diamètre, pour des diamètres plus importants, une légère réduction de la capacité portante peut être observée ; pour les barres de diamètre ≤ 12 mm (CB 102-1), le comportement en flexion des poutres avec coupleurs presque équivalent à celui des armatures continues. Cependant, pour des diamètres de 16 mm (CB 102-1), une baisse de performance en phase de plasticité a été observée (Figure 1. 38.b).

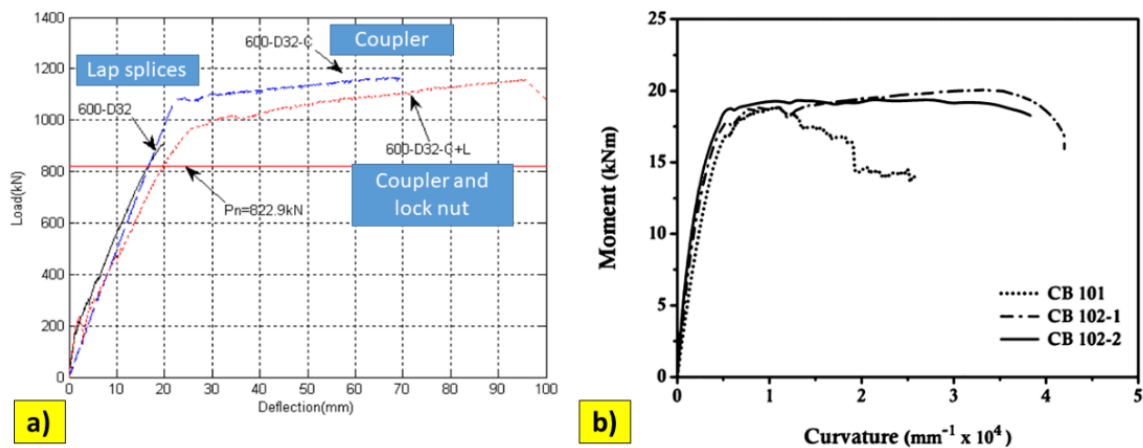


Figure 1. 38 : a) courbes charge –flèche) [126] ,b) courbes moment-flèches des poutres avec coupleurs [127]

Les essais réalisés par S. Cho, M. Lim, et C. Lee [126] sur des poutres en béton armé sous essais de flexion 3 points, comparant les liaisons par recouvrement et celles utilisant des coupleurs mécaniques. Ont révélé que les poutres équipées de coupleurs présentent une capacité de charge supérieure, les poutres avec liaisons par coupleur peuvent supporter des charges maximales 21,5 % à 47,9 % plus élevées que celles avec jonctions par recouvrement (Figure 1. 38.a), mettant ainsi en évidence l'efficacité des coupleurs pour assurer la continuité des armatures et améliorer la performance structurelle [128] [129] [130]. De plus, les essais ont montré que les échantillons avec coupleurs atteignent le limite d'élasticité des armatures avant la rupture, contrairement aux jonctions par recouvrement qui ne permettent pas toujours d'atteindre cet état, notamment en l'absence de renforcement transversal [131]. Par ailleurs, l'utilisation d'un système de verrouillage supplémentaire avec le coupleur a conduit à des variations limitées de la charge maximale (Figure 1. 38.a), indiquant une performance similaire entre les différents types de connexions testés. Ces résultats confirment que les coupleurs constituent une alternative efficace aux jonctions traditionnelles par recouvrement, en particulier pour les structures soumises à des charges importantes.

Ainsi, le choix de la position du coupleur dans la poutre doit être soigneusement étudié afin d'optimiser la résistance et la rigidité de la structure.

- **Schéma de fissuration et modes de rupture**

Dans les études menées par [127] [132] [133], La formation et la propagation des fissures dans des éléments en béton armé de type poutres et des poteaux avec coupleurs ont été soigneusement

observées tout au long des tests. Dans les poutres témoins, les fissures verticales initiales évoluent en fissures inclinées près du point de charge, ce qui réduit progressivement la capacité portante de l'échantillon. En revanche, pour les poutres équipées de coupleurs, telles que celles avec un coupleur placé au centre, les fissures débutent aux deux extrémités du coupleur et s'élargissent vers le point de charge [56]. La déflexion augmente et les barres d'armature commencent à se plier à l'extrémité du coupleur, sans déformation du coupleur lui-même. Les poutres équipées de coupleurs montrent une résistance importante de la connexion, permettant un transfert efficace des contraintes sans glissement des barres d'armature, même en présence de fissures inclinées aux extrémités du coupleur, en raison des différences de rigidité entre le coupleur et les barres d'armature (Figure 1. 39). De plus, les modèles de fissuration observés dans les poutres avec coupleurs de type 3 (CB 161, CB 162) et les autres échantillons testés montrent un schéma de fissuration principalement flexionnel, sans différence significative par rapport aux poutres témoins. En conclusion, l'utilisation de coupleurs et leurs position [134] dans les poutres n'inter pas avec la propagation des fissures de manière fragile, mais permet plutôt une flexion contrôlée tout en maintenant l'intégrité structurelle des éléments renforcés.

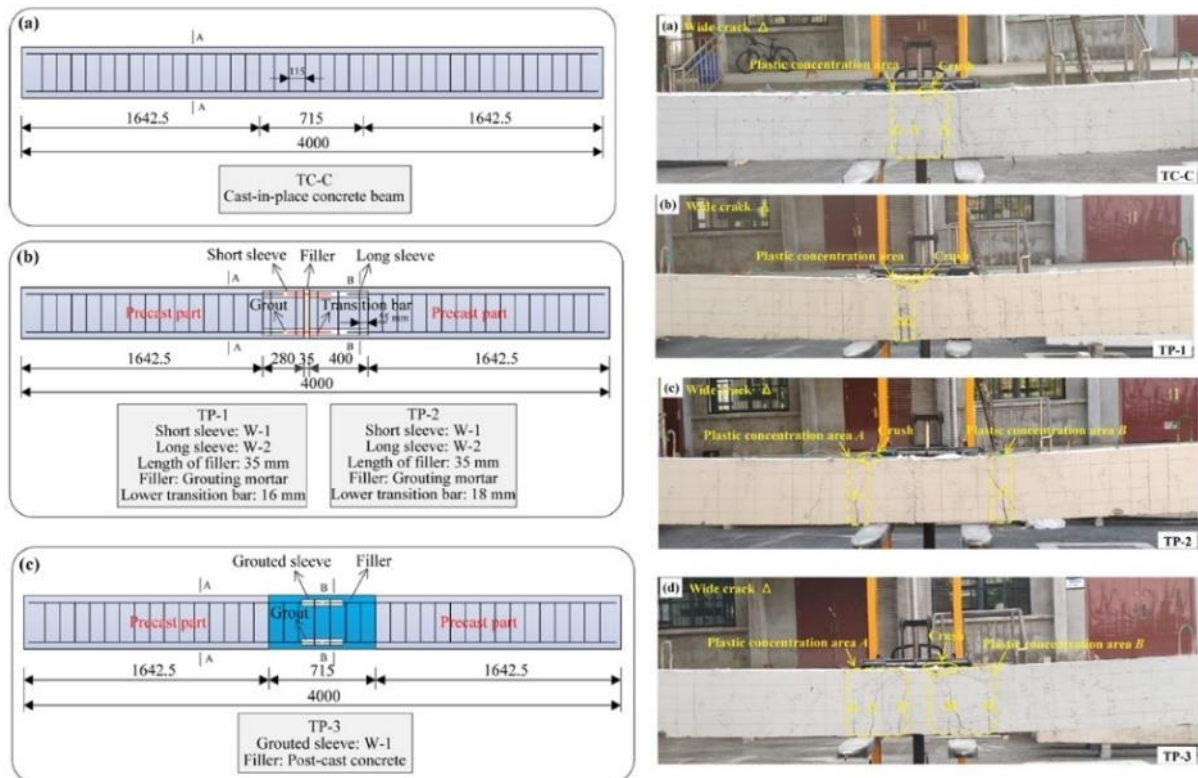


Figure 1. 39 : Schéma de fissuration des poutres avec coupleurs d'armatures [56] [135] [136]

3.2.3. Comportement local

- Réponse charge déformation

Le comportement local dans la poutre avec coupleurs mécaniques, est directement lié à la distribution des déformations au voisinage du coupleur, ce qui influencer la répartition et l'évolution des fissures dans la poutre. La présence du coupleur peut modifier la transmission des

efforts entre l'armature et le béton, créant des concentrations de contraintes qui peuvent affecter la formation et la propagation des fissures.

Dans cette section, nous présenterons les travaux de la littérature qui ont été réalisés pour évaluer comment la présence du coupleur et sa géométrie influencent la répartition des déformations dans la zone adjacente. Ainsi que sur l'évolution et la répartition des fissures dans la poutre.

Les études menées par Z. Lu et al [56] sur des poutres en béton armé avec des coupleurs à double remplissage (double-grouted sleeves) (Figure 1. 40) sous flexion, ont montré que la présence de coupleurs d'armatures dans les poutres en béton armé influence la distribution des déformations et des contraintes au voisinage des connexions (Figure 1. 41).

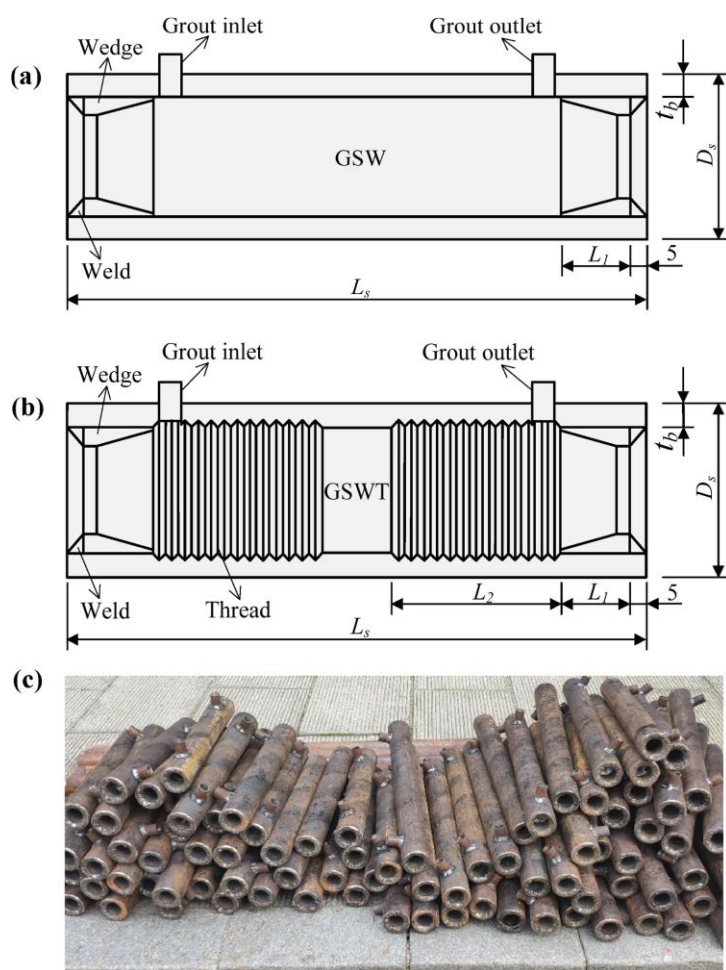


Figure 1. 40: Détails des liaisons (double-grouted sleeves) – (a) GSW (W-1 et W-2), (b) GSWT (T-1 et T-2), (c) image

L'analyse des courbes charge-déformation met en évidence une concentration des contraintes dans la zone de remplissage, due à la discontinuité de rigidité entre le béton préfabriqué et le matériau de remplissage. Cette concentration peut entraîner une redistribution des efforts internes et affecter le comportement global de la poutre sous charge. Les courbes charge-déformation ont montré une concentration des contraintes dans la zone des manchons, notamment dans l'éprouvette

TP-1, où les jauges #5 et #6 ont enregistré une déformation moyenne en compression nettement supérieure à celle de la poutre de référence TC-C. La déformation maximale mesurée sur les manchons est restée inférieure à 1893 $\mu\epsilon$, indiquant que leur résistance est suffisante sans atteindre la limite d'élasticité. Les coupleurs ont montré une bonne résistance : ils n'ont pas dépassé leur limite élastique, ce qui prouve qu'ils peuvent transmettre les efforts sans glisser. De plus, la ductilité des poutres avec coupleurs a été améliorée de **24,4 %** en flexion trois points et de **10,4 %** en flexion quatre points. Les largeurs maximales de fissures étaient aussi plus grandes (jusqu'à **41,2 %**), à cause de la concentration des efforts au niveau des extrémités des manchons.

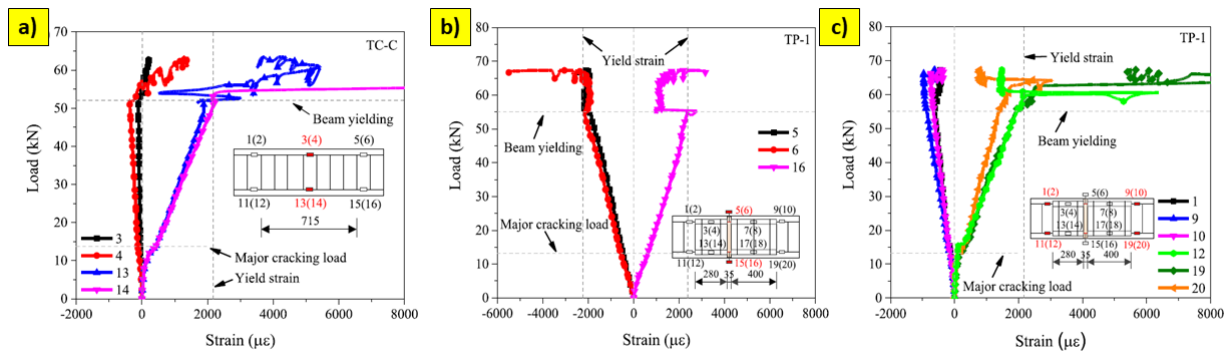


Figure 1. 41 : Mesure des déformations, dans les poutres en béton armé avec coupleur d'armatures, a) poutres avec armatures continues, b) poutres avec coupleurs d'armatures : mesure au centre, c) poutres avec coupleurs d'armatures mesure à l'extrémité de des coupleurs [56]

- **Mécanismes de fissuration :**

Les essais de flexion 4 points sur des poutres en béton armé avec coupleur d'armatures de type double-grouted sleeves [56] ont montrées que la distribution des fissures et les mécanismes de plasticité sont directement influencés par la présence et la configuration des coupleurs. L'augmentation de la rigidité locale due aux coupleurs modifie la répartition des zones de concentration plastique, entraînant des variations significatives dans la formation et l'évolution des fissures.

Les résultats résumés dans la figure (Figure 1. 42) indiquent que les poutres de coupleurs présentent plusieurs zones distinctes de concentration plastique, contrairement aux poutres de référence, qui affichent une zone continue de plasticité au niveau de l'axe central. Les fissures larges sont principalement observées aux extrémités des coupleurs, là où les rotations sont les plus importantes, ce qui traduit une redistribution locale des efforts. De plus, la première fissuration se produit systématiquement à l'interface entre le béton préfabriqué et le matériau de remplissage, ce qui met en évidence une certaine discontinuité mécanique dans cette zone[137]. Cette spécificité peut augmenter le risque de corrosion prématurée des armatures.

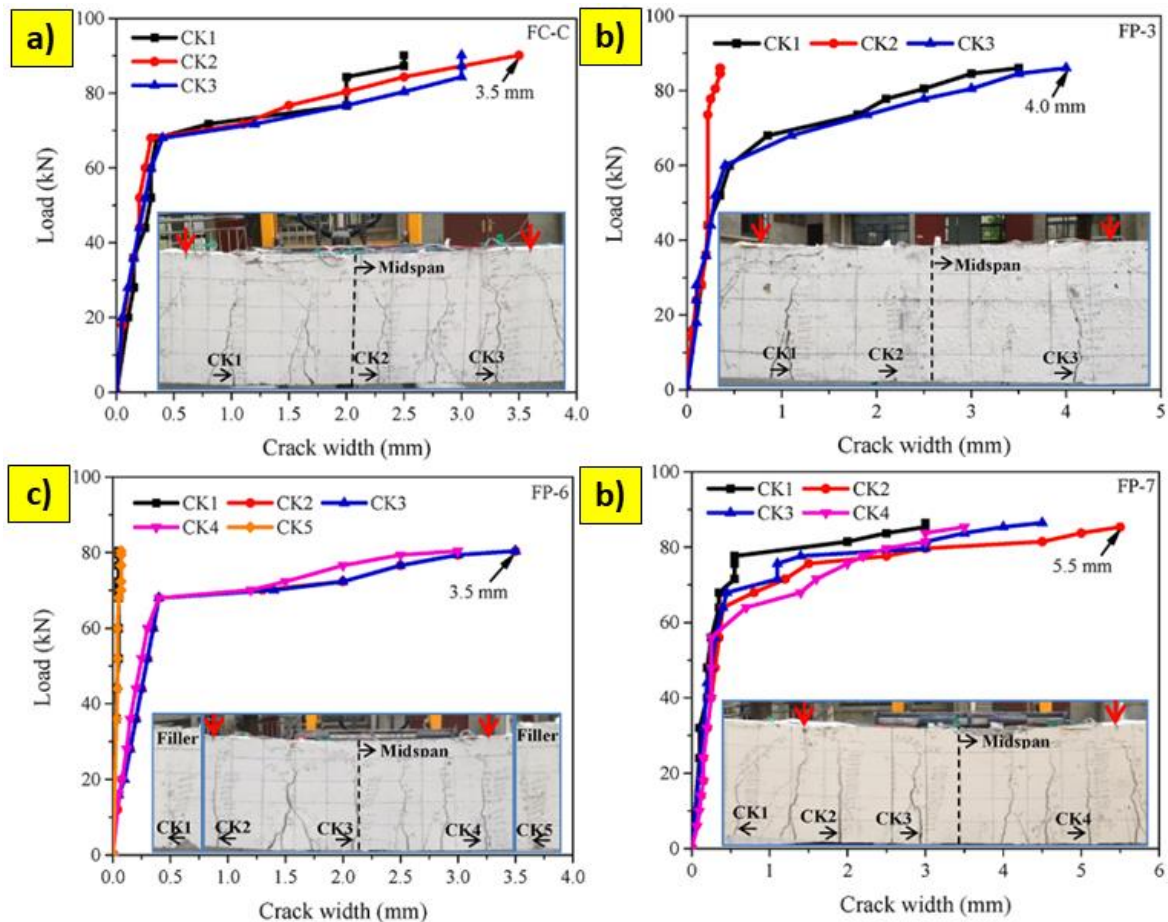


Figure 1. 42 : Mécanismes de fissuration dans les poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures

Il a été observé que la largeur maximale des fissures est plus importante dans les poutres munies de coupleurs comparativement aux poutres de référence, ce qui souligne l'effet des discontinuités structurelles induites par ces dispositifs. La largeur maximale des fissures des poutres TC-C avec barres continues et TP-3 avec un coupleur court était de 3,5 mm, soit respectivement 41,2 % et 58,3 % inférieure à celles des spécimens TP-1 et TP-2 avec coupleurs élancés. La même largeur maximale de fissure entre la poutre avec un coupleur court et la poutre de référence peut s'expliquer par une répartition des fissures similaire en termes de nombre et de largeur, en raison de la plus faible longueur des manchons en acier. En revanche, la longueur de la liaison augmente, la largeur maximale des fissures augmente nettement à cause de la plus grande rigidité et résistance dans les zones renforcées, ce qui entraîne une rupture concentrée à l'extrémité du coupleur. De plus, l'augmentation du diamètre de la barre de transition inférieure déplace la fissure maximale d'une extrémité du manchon à l'autre, et réduit sa largeur de 29,4 %. Par ailleurs, l'espacement entre les parties préfabriquées ainsi que la longueur des coupleurs influencent directement l'ouverture des fissures, une augmentation de ces paramètres entraînant généralement une amplification de la largeur des fissures. Toutefois, l'utilisation de coupleurs de plus grande longueur permet de réduire cet effet, en limitant partiellement la concentration des contraintes. Malgré ces variations, certaines configurations de coupleurs permettent d'obtenir un comportement en service relativement proche de celui des poutres coulées en place, attestant de leur potentiel pour des applications structurelles.

4. Conclusion

La présente revue bibliographique a tenté de résumer un état de l'art détaillé sur les différentes techniques de liaisonnement des barres d'armature dans les structures en béton armé, en mettant en lumière leurs performances mécaniques, leurs limites et leurs implications sur le comportement global des structures. Trois méthodes principales ont été analysées : la liaison par recouvrement, la soudure et les coupleurs mécaniques.

Le recouvrement, bien qu'étant la solution la plus couramment utilisée en raison de sa simplicité et de son faible coût de réalisation, présente plusieurs inconvénients structurels. Les travaux de recherche montrent que cette méthode peut engendrer une concentration des contraintes dans la zone de recouvrement, favorisant la fissuration du béton et réduisant la ductilité de l'élément sous charges cycliques. La longueur de recouvrement nécessaire dépend fortement des conditions d'adhérence entre l'acier et le béton, ce qui la rend moins efficace dans des structures soumises à des charges dynamiques ou sismiques.

La liaison par soudure offre une meilleure continuité mécanique entre les barres, mais elle pose des problématiques importantes en termes de fiabilité et de durabilité. Les études montrent que la chaleur générée lors du soudage peut induire des modifications métallurgiques et des contraintes résiduelles qui altèrent les propriétés mécaniques de l'acier. De plus, dans des conditions de sollicitation extrêmes, comme les séismes, la présence de soudures peut fragiliser certains éléments structurels, ce qui explique leur restriction ou interdiction dans certaines normes de construction.

Les coupleurs mécaniques apparaissent comme une alternative prometteuse, offrant une transmission plus homogène des efforts tout en limitant la congestion des armatures et en améliorant la mise en œuvre du béton. Les recherches expérimentales et numériques démontrent leur efficacité en traction et en flexion, ainsi que leur bonne résistance sous sollicitations cycliques. Cependant, la performance des coupleurs dépend de plusieurs facteurs, notamment la qualité et le procédé de l'assemblage, le type de sollicitation et l'environnement d'exposition, ce qui justifie la nécessité d'études approfondies pour valider leur comportement dans des conditions variées.

Malgré les nombreuses études menées sur les coupleurs mécaniques, il reste un manque significatif de recherches concernant les coupleurs à filetage parallèle, en particulier dans le cadre des structures en béton armé. Bien que ces dispositifs soient souvent identifiés comme offrant les meilleures performances en termes de transmission des efforts et de fiabilité structurelle, notamment la distribution des déformations autour des coupleurs et les mécanismes de fissuration associés, restent encore insuffisamment explorés.

L'une des lacunes importantes réside dans le manque de données détaillées concernant le procédé de réalisation des filetages. Ce processus peut influencer directement la qualité de l'adhérence entre l'acier et le béton, ainsi que la résistance mécanique de la liaison. Et jouer un rôle crucial dans la capacité de transmission des efforts et la propagation des fissures. Ces facteurs, cependant, sont rarement pris en compte dans les études existantes, qui se concentrent souvent sur

des analyses globales plutôt que sur des investigations localisées de l'interaction entre le béton et l'acier au niveau du coupleur.

De plus, l'influence de la position du coupleur à filetage parallèle dans les éléments en béton armé n'a pas été suffisamment étudiée. Il a pourtant été démontré que la localisation et la géométrie du coupleur peuvent affecter de manière significative la distribution des efforts et la formation des fissures, ce qui a un impact direct sur la durabilité et la résistance des structures dans des conditions extrêmes (séismes, incendies, etc.).

Ainsi, cette absence de données détaillées sur ces différents paramètres constitue un verrou scientifique majeur à surmonter pour optimiser l'utilisation des coupleurs à filetage parallèle dans les structures en béton armé.

Dans ce cadre, cette thèse vise à analyser et explorer l'effet de la présence du coupleur, ainsi que l'influence de sa géométrie, de sa position et du procédé de fabrication de ses filetages, sur le comportement local et global des éléments en béton armé, tels que les tirants, les barres et les poutres. Des essais de traction seront réalisés sur des barres et tirants en béton armé, tandis que des essais de flexion 4 points seront effectués sur des poutres en béton armé. Ces tests permettront d'évaluer les performances des coupleurs dans différentes configurations de sollicitation. L'utilisation de techniques innovantes, telles que la corrélation d'images et les capteurs à fibres optiques, offrira une analyse détaillée du comportement mécanique à la fois localement et globalement. Les résultats obtenus permettront de perfectionner les modèles analytiques existants et de fournir des recommandations pour optimiser l'utilisation des coupleurs à filetage parallèle dans les structures en béton armé.

Chapitre 02 : Étude expérimentale du comportement en traction des barres d'armature et des tirants en béton armé avec coupleurs

Ce chapitre est consacré à l'étude expérimentale du comportement en traction des barres d'armature et des tirants en béton armé avec coupleurs de différentes géométries. Il présente le protocole expérimental mis en place, ainsi que la caractérisation mécanique des matériaux utilisés. La préparation des éprouvettes, incluant l'installation des coupleurs et les conditions de mise en œuvre des essais, est détaillée. L'analyse des résultats expérimentaux permet d'évaluer l'influence de la géométrie, la position et de la normalisation des coupleurs sur le comportement global et local de ces éléments .

1. Introduction

La recherche bibliographique révèle un manque d'études sur les coupleurs à filetage parallèle, en particulier leur influence sur le comportement local et global des éléments en béton armé. L'impact de leur position, de leur géométrie et du procédé de filetage sur la transmission des efforts et la fissuration reste insuffisamment exploré, tout comme leur effet sur la durabilité des structures en conditions extrêmes.

La caractérisation expérimentale du comportement en traction des tirants en béton armé avec des coupleurs mécaniques repose généralement sur des techniques de mesure classiques telles que les LVDT, les jauges de déformation. Ces méthodes permettent d'obtenir des informations précises sur les déplacements et les déformations en surface, mais elles ne permettent pas d'accéder aux phénomènes internes : microfissures et déformations, affectant le comportement de la barre d'armature et le béton environnant. De plus, l'influence des paramètres tels que la position du coupleur, sa géométrie extérieure et le procédé de réalisation du filetage sur la distribution des contraintes et les mécanismes de fissuration reste insuffisamment étudiée.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à une analyse approfondie de ces aspects en combinant différentes techniques expérimentales, y compris des mesures innovantes telles que la corrélation d'images digitale. L'objectif est d'évaluer l'effet des coupleurs sur le comportement global des barres et des tirants en béton armé à travers des essais de traction directe sur des barres d'acier avec coupleurs et des essais de traction sur des tirants en béton armé.

Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à la présentation et à la validation du protocole expérimental adopté. Il est structuré comme suit :

1. Présentation du protocole d'essai et des techniques de mesure utilisées.
2. Description des spécimens testés et des procédures de fabrication.
3. Détails des essais de traction sur les barres d'armature et les tirants en béton armé.
4. Analyse des modes de rupture des barres avec coupleurs et des mécanismes de fissuration des tirants associés à la présence des coupleurs.
5. Discussion des résultats obtenus et de leur fiabilité en vue d'une meilleure compréhension du comportement des structures équipées de coupleurs à filetage parallèle.

2. Essai de traction direct sur les barres avec coupleurs

Les essais de traction sur barre avec et sans liaison d'armature sont conduits suivant la norme EN ISO 15630-1. L'armature aura un diamètre de 20 mm de nuance S500B. Ce choix de diamètre s'appuie sur des considérations de représentativité : dans le contexte des structures nucléaires, ce diamètre constitue généralement la valeur minimale typiquement utilisée dans les éléments structurels. L'objectif est de définir les propriétés mécaniques de l'armature liaisonnée et de pouvoir faire une comparaison avec une armature continue de référence. Les principales caractéristiques identifiées seront le module d'élasticité, la limite élastique, la contrainte à la rupture et les déformations associées. Le glissement sera aussi mesuré au droit de l'armature.

2.1. Préparation des échantillons

Chaque éprouvette sera instrumentée par quatre jauges de déformation, la première au droit de la liaison d'armature (zone L1), la deuxième et la troisième à une distance de 2 cm de la zone de filetage en zone L2 et la quatrième à une distance d'au moins 4 fois le diamètre de l'armature (zone L3), soit 10 cm (Figure 2. 1).

La mesure est complétée par un extensomètre de type LVDT qui permet une mesure sur une longueur au moins égale à 8 fois le diamètre de la barre à laquelle on ajoute la longueur de la liaison d'armature, soit 5 cm. Il est retenu ici de prendre 21 cm de longueur de mesure centrée sur la liaison d'armature (Figure 2. 2)

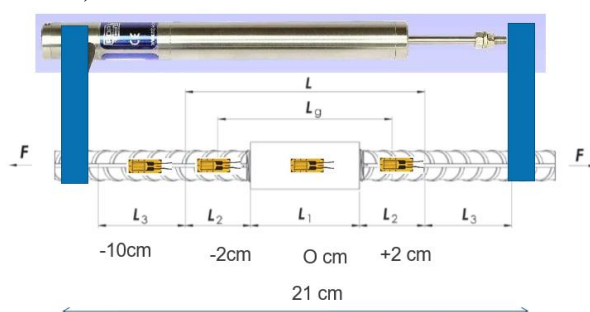


Figure 2. 1 : Détail de l'instrumentation



(a) Barre continue

(b) Barre avec liaison d'armature

Figure 2. 2 : Instrumentation des barres d'armature pour l'essai de traction

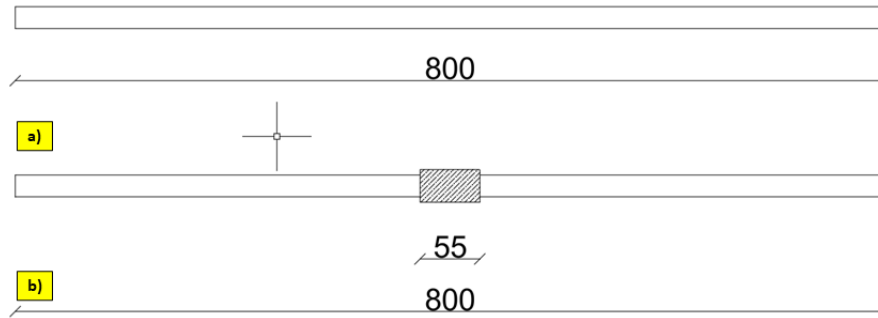


Figure 2. 3 : Détail des échantillons : a) barre continue, b) barre avec liaison.

2.2. Protocole d'essai

Pour chaque série d'essai, 3 barres d'armatures sont retenues. Un chargement de traction monotone croissant avec une vitesse de 1 mm/min, est appliqué sur la barre.

2.3. Courbes contrainte-déformation

La **Figure 2. 4** présente les courbes contrainte-déformation des barres continues ainsi que des barres avec de liaisons d'armatures lisses.

L'analyse des courbes contraintes déformation montre qu'il n'y a pas de grande différence entre les barres avec liaison et sans liaison, les modules d'élasticité, les limites d'élasticité, les résistances et les allongements à ruptures sont très proches. Les courbes de la **Figure 2. 4** peuvent laisser penser que les barres avec liaison ont un allongement plus faible, mais l'analyse des modes de rupture (**Figure 2. 6**) montre que la striction de la barre a eu lieu en dehors de la zone de mesure par capteur LVDT. Ainsi, la mesure d'allongement de la barre ne tient pas compte de cette striction.

Les allongements à rupture sont donc évalués à partir de la mesure de la distance entre mors mesurée lors de l'essai.

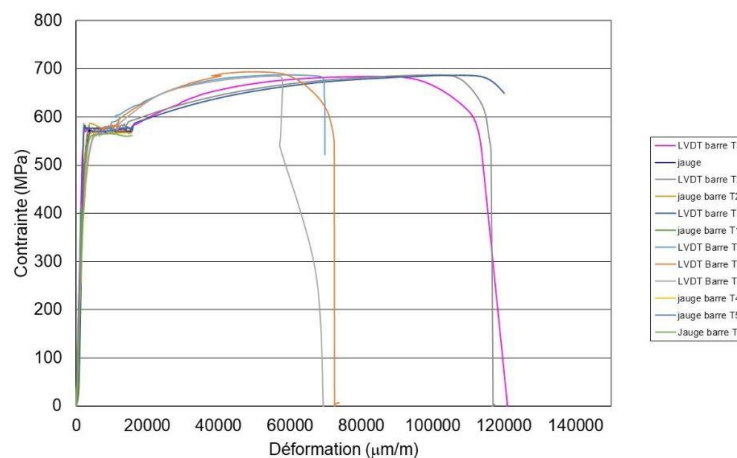


Figure 2. 4 : Courbe contrainte-déformation

Le **Tableau 2. 1** montre les valeurs de module d'élasticité E_s , la contrainte de limite d'élasticité f_y , la déformation de limite d'élasticité ϵ_y , la contrainte de rupture f_{yu} et la déformation de rupture équivalente ϵ_u des barres continues et les barres avec liaisons d'armatures. Les essais de traction permettent de conclure qu'il n'y a pas de différence significative entre les différentes armatures, le module d'élasticité est de l'ordre de 203 GPa \pm 9 GPa et 207 GPa \pm 0,4 GPa pour les barres avec liaison. La limite élastique est respectivement de 572 MPa \pm 2 MPa et 576 MPa \pm 3 MPa pour les barres avec liaison. La limite à rupture est respectivement de 686 MPa \pm 2 MPa et 688 MPa \pm 4 MPa pour les barres avec liaison. L'allongement à rupture est respectivement de 12 % \pm 0,2 % et 11 % \pm 0,65 pour les barres avec liaison.

Tableau 2. 1 : Résultats des essais de traction

	E_s	F_y	ϵ_y	F_{yu}	ϵ_u
	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]
Barre continue T1	213404	572	0,268	686	12
Barre continue T2	198760	574	0,289	687	11,7
Barre continue T3	196357	570	0,290	684	12
Moyenne	202840	572	0,282	686	12
Ecart Type	9227	2	0,01	2	0,17
Barre avec liaison T4	206569	578	0,280	687	11,6
Barre avec liaison T5	207221	573	0,277	693	10,9
Barre avec liaison T6	207193	576	0,278	685	10,3
Moyenne	206994	576	0,278	688	11
Ecart Type	368	3	0,002	4	0,65

La rupture se produit dans la zone centrale pour les barres sans liaisons d'armature au droit de la zone de collage de la jauge (Figure 2. 5). Pour les armatures avec liaison, la rupture intervient à une distance d'environ 10 à 15 cm de la liaison (Figure 2. 6).



Figure 2. 5 : Photos des barres continues à la rupture

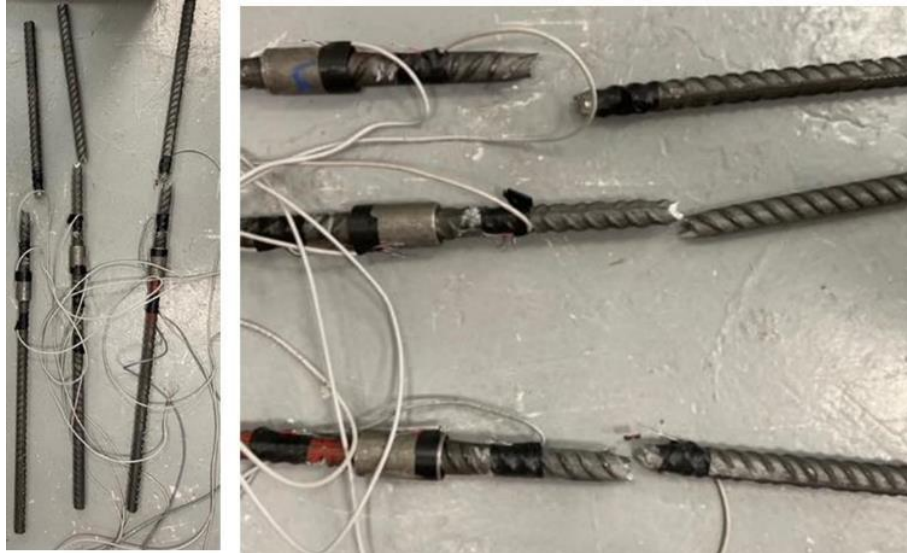


Figure 2. 6 : Photos des barres à rupture avec liaisons d'armatures

Il faut noter qu'il existe une différence de déformation entre les jauges situées respectivement à 2 cm et 10 cm de la liaison d'armature. Cet écart apparaît à environ 410 MPa. Par exemple, pour un niveau de contrainte correspondant à $0,9 f_{yu}$ (soit 510 MPa), il y a localement un allongement de la barre supplémentaire de l'ordre de $800 \mu\text{m/m}$ de chaque côté de la barre, soit un allongement supplémentaire total de l'ordre de $1600 \mu\text{m/m}$ pour une barre liaisonnée (Figure 2. 7). Cet allongement local doit être lié à une modification locale de l'acier liée au processus de transformation et à la libération de déformation plastique résiduelle. Une étude de l'effet du processus de réalisation des filetages des barres sur des tirants sera réalisée dans la deuxième partie du chapitre sur des tirants en béton armé.

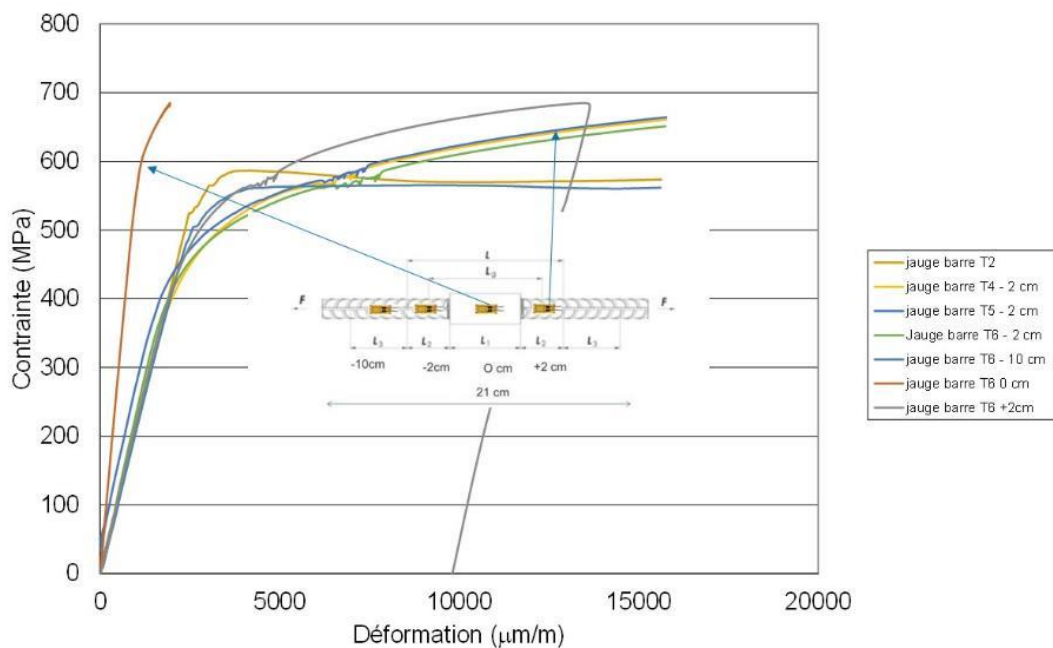


Figure 2. 7 : Résultats mesure de jauge

Tableau 2. 2 : Mesure des déformations à l'environ de la liaison d'armature (+2 cm et + 10 cm)

	ϵ (2cm) ($\mu\text{m/m}$)	ϵ (10cm) ($\mu\text{m/m}$)	$\Delta\epsilon$ ($\mu\text{m/m}$)
Barre avec liaison T4	3595	2907	688
Barre avec liaison T5	3313	2564	749
Barre avec liaison T6	3736	2774	962
Moyenne	3548	2748	800

3. Essais de traction directe sur les tirants en béton armé

3.1. Matériaux

3.1.1. Béton

Un béton préparé sur place au laboratoire a été utilisé pour les essais. Les éprouvettes ont été coulées en six séries distinctes. Pour caractériser la résistance du béton, des tests de compression sur des cylindres 16*32 cm ont été réalisés pour chaque série conformément aux normes en vigueur (NF EN 12390-3). Les tests ont été réalisés 28 jours après le coulage. Les résistances à la compression des différentes séries sont comprises entre 53,7 MPa et 58,8 MPa. Les résultats obtenus sont présentés sous forme d'histogrammes sur Figure 2. 8.

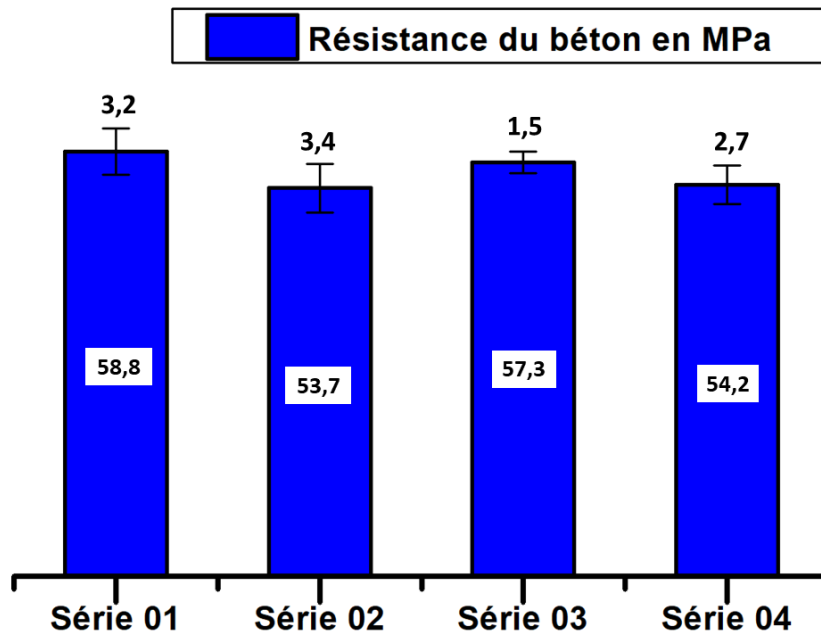


Figure 2. 8 : Histogrammes de la résistance moyenne du béton en MPa.

3.1.2. Acier

Les armatures utilisées auront un diamètre de 20 mm et de la nuance S500B. Des essais de traction sur les barres d'armatures sont réalisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier. Les essais sont conduits suivant la norme EN ISO 15630-1. Les principales

caractéristiques identifiées seront le module d'élasticité E_s , la limite élastique f_y , la contrainte à la rupture f_{yu} et les déformations associées. (Tableau 2. 3) suivant résume les résultats trouvés :

Avec :

- E_s : module d'élasticité ;
- f_y : contrainte de limite d'élasticité ;
- ϵ_y : déformation de limite d'élasticité ;
- f_{yu} : contrainte de rupture ;
- ϵ_u : déformation de rupture.

Tableau 2. 3 : Propriétés mécaniques de l'acier

	E_s	f_y	ϵ_y	f_{yu}	ϵ_u
	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]
Barre continue 01	213404	572	0,268	686	12
Barre continue 02	198760	574	0,289	687	11,7
Barre continue 03	196357	570	0,290	684	12
Moyenne	202840	572	0,282	686	12
Ecart type	9227	2	0,01	2	0,17

L'influence des modifications apportées par le processus standard de formage à froid (dite normalisation), liées au processus de filetage utilisé pour la liaison des barres d'armature, a également été étudiée. Le processus classique de filetage des liaisons mécaniques comprend deux étapes. Tout d'abord, l'extrémité de la barre d'armature est forgée à froid pour élargir son diamètre. Ensuite, un filetage cylindrique est appliqué à l'extrémité forgée (Figure 2. 9.a)

Des essais cycliques conformes à la norme ISO15835-2009 [139] sur des liaisons des barres d'armature ont été réalisés pour évaluer ce processus de réalisation de la liaison sur le comportement élastique de la barre d'acier. Les résultats ont montré que l'allongement résiduel causé par les contraintes résiduelles dans l'acier est présent après le déchargement et est lié au processus standard de formage à froid (

Figure 2. 10)

Pour éliminer ces déformations résiduelles, afin d'avoir un comportement mécanique proche de celui d'une barre continue, notamment en termes de limite élastique et de rupture, une troisième étape a été introduite dans le processus. Elle consiste à appliquer une traction axiale contrôlée sur la partie filetée de la barre (Figure 2. 9.b), ce qui permet de "normaliser" le comportement de l'acier en réduisant l'effet des contraintes internes induites précédemment.

Une liaison normalisée signifie que les contraintes internes associées au processus de fabrication des filets par pressage de l'extrémité de la barre sont éliminées par une contrainte de

traction post-pressage, ce qui entraîne le comportement d'un acier conventionnel avec les mêmes limites d'élasticité. (

Figure 2. 11)

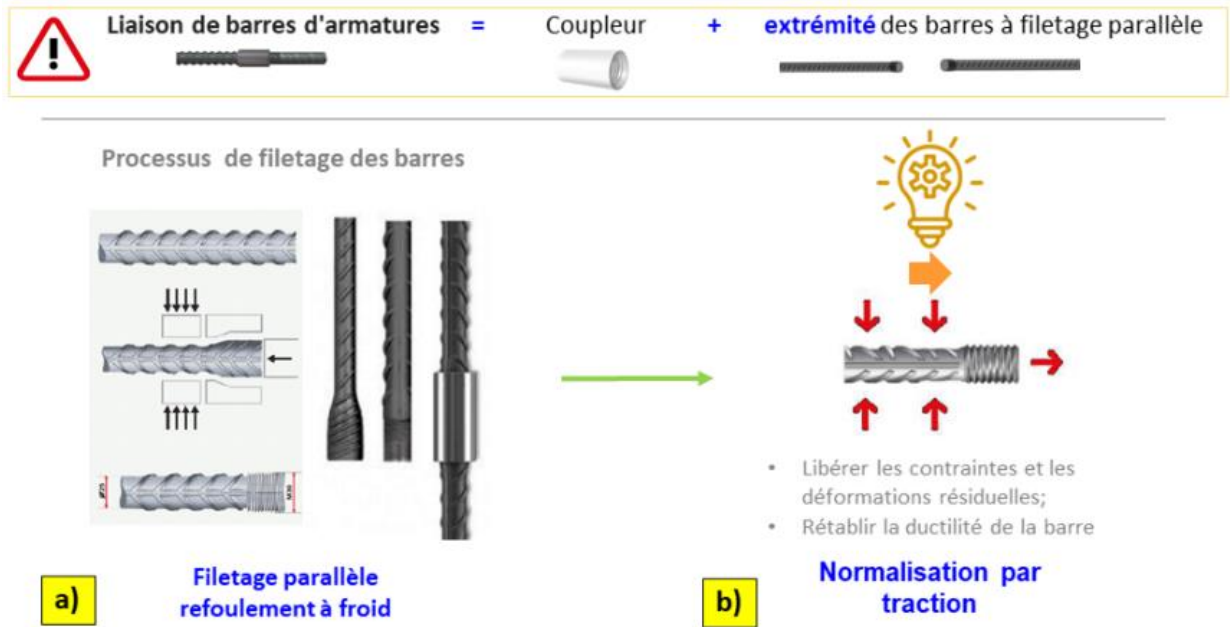


Figure 2. 9 : a) Processus classique de filetage des liaisons mécaniques, b) la définition de la normalisation

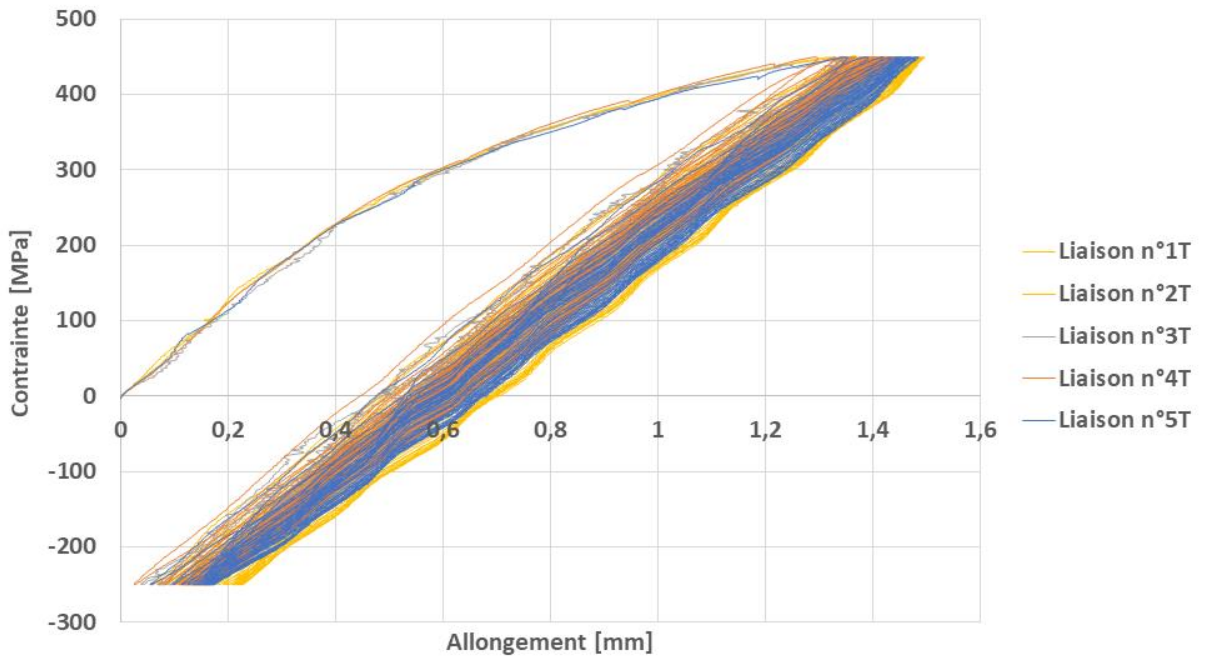


Figure 2. 10 : Courbes contrainte-allongement pour 5 liaisons lisses avec filetage selon ISO15835-2009

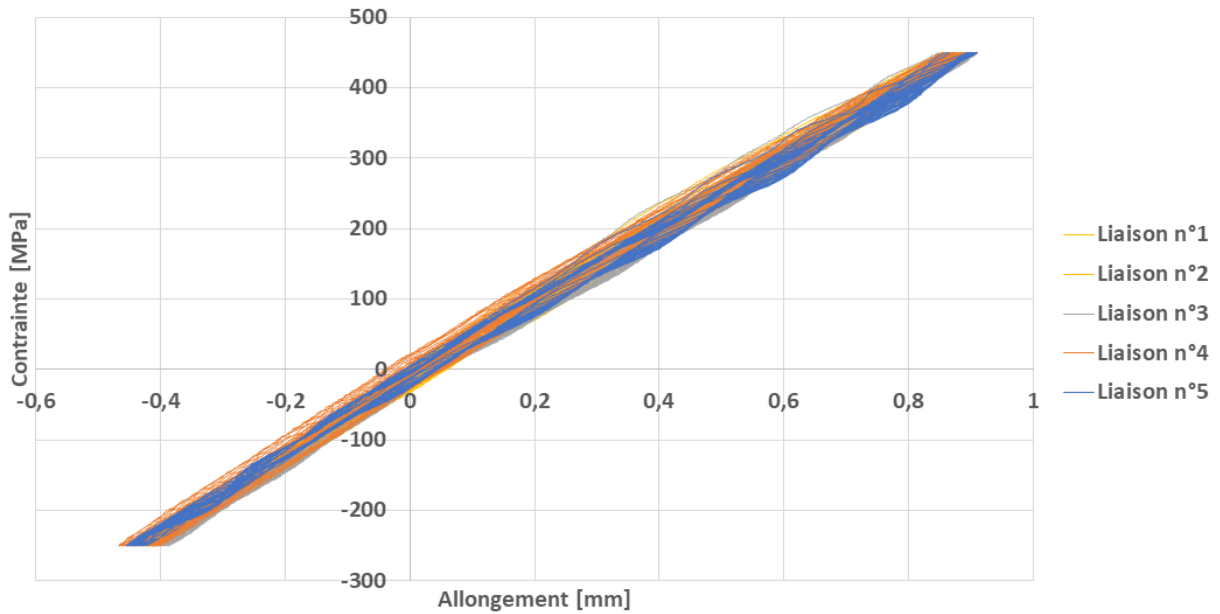


Figure 2. 11 : Courbes contrainte-allongement pour 5 liaisons lisses normalisées avec filetage selon ISO15835-2009

3.2.Préparation des échantillons

Les tirants sont de dimensions $150 \times 150 \times 750 \text{ mm}^3$, conformément aux dimensions fréquemment utilisées dans la littérature pour ce type d'essais, afin d'étudier leur comportement en fissuration [140] [141] [142]. Ce choix est également justifié par les limitations dimensionnelles de la machine d'essai en traction disponible au laboratoire. Une armature en acier de 20 mm de diamètre, représentant 1,3 % du volume total du tirant, est positionnée de manière continue sur toute la longueur de l'échantillon. Pour une vue d'ensemble, les caractéristiques géométriques des liaisons et des échantillons en béton sont synthétisées dans la **Figure 2. 12**, la **Figure 2. 13**, la **Figure 2. 14**, le **Tableau 2. 4** et **Tableau 2. 5**.

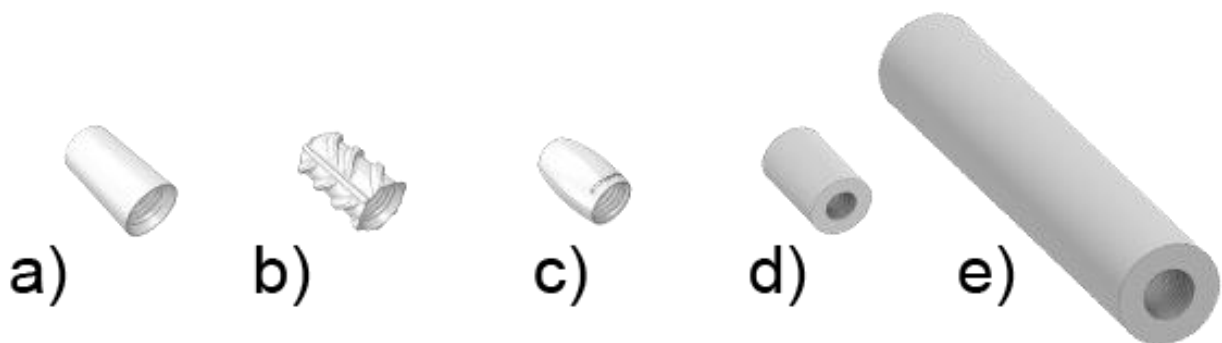


Figure 2. 12 : Géométrie du coupleur : a) coupleur lisse, b) coupleur à haute adhérence, c) coupleur Olive, d) coupleur gros et court, e) coupleur long

Tableau 2. 4 : Types de liaisons d'armatures centrées testées lors des essais de traction directe : variation de la géométrie

Échantillons	Notation	Nombre
Tirants de référence	T-REF	3
Tirants avec Liaisons Haute Adhérence Normalisées	T-HN-C	3
Tirants avec Liaisons Haute Adhérence Non-Normalisées	T-HNN-C	3
Tirants avec Liaisons Olive Normalisées	T-ON-C	3
Tirants avec Liaisons Olive Non-Normalisées	T-ONN-C	3
Tirants avec Liaisons Lisse Normalisées	T-LN-C	3
Tirants avec gros coupleurs et courts	T-GCC	3
Tirants avec coupleurs longs centrés	T-CLC	3

Tableau 2. 5 : Types de liaisons d'armatures excentrées testées lors des essais de traction directe : étude de la normalisation

Échantillons	Notation	Nombre
Tirants avec Liaisons Haute Adhérence Normalisées	T-HN-NC	3
Tirants avec Liaisons Haute Adhérence Non-Normalisées	T-HNN-NC	3
Tirants avec Liaisons Olive Normalisées	T-ON-NC	3
Tirants avec Liaisons Olive Non-Normalisées	T-ONN-NC	3
Tirants avec Liaisons Lisse Normalisées	T-LN-NC	3

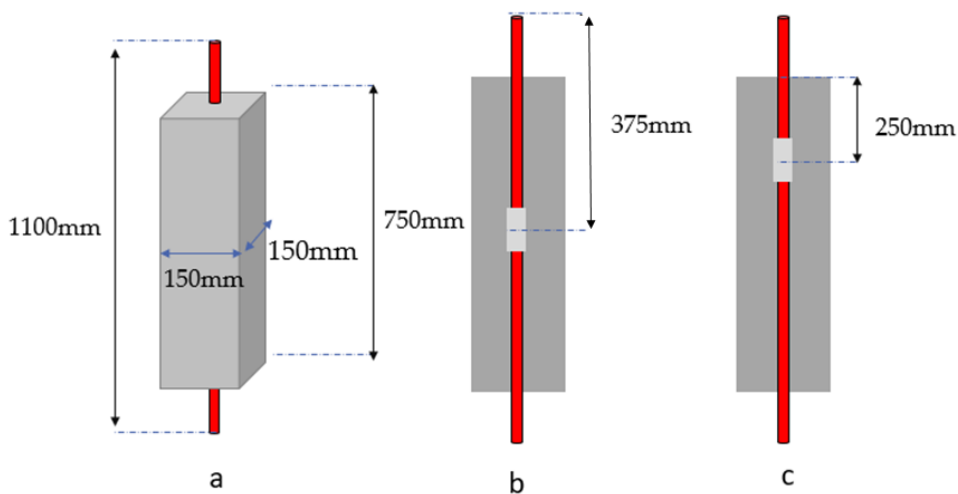


Figure 2. 13 : Caractéristiques du tirant : a) dimensions globales, b) position des coupleurs centrés dans le bloc béton, c) position des coupleurs excentrés de 1/3 de la longueur de tirant

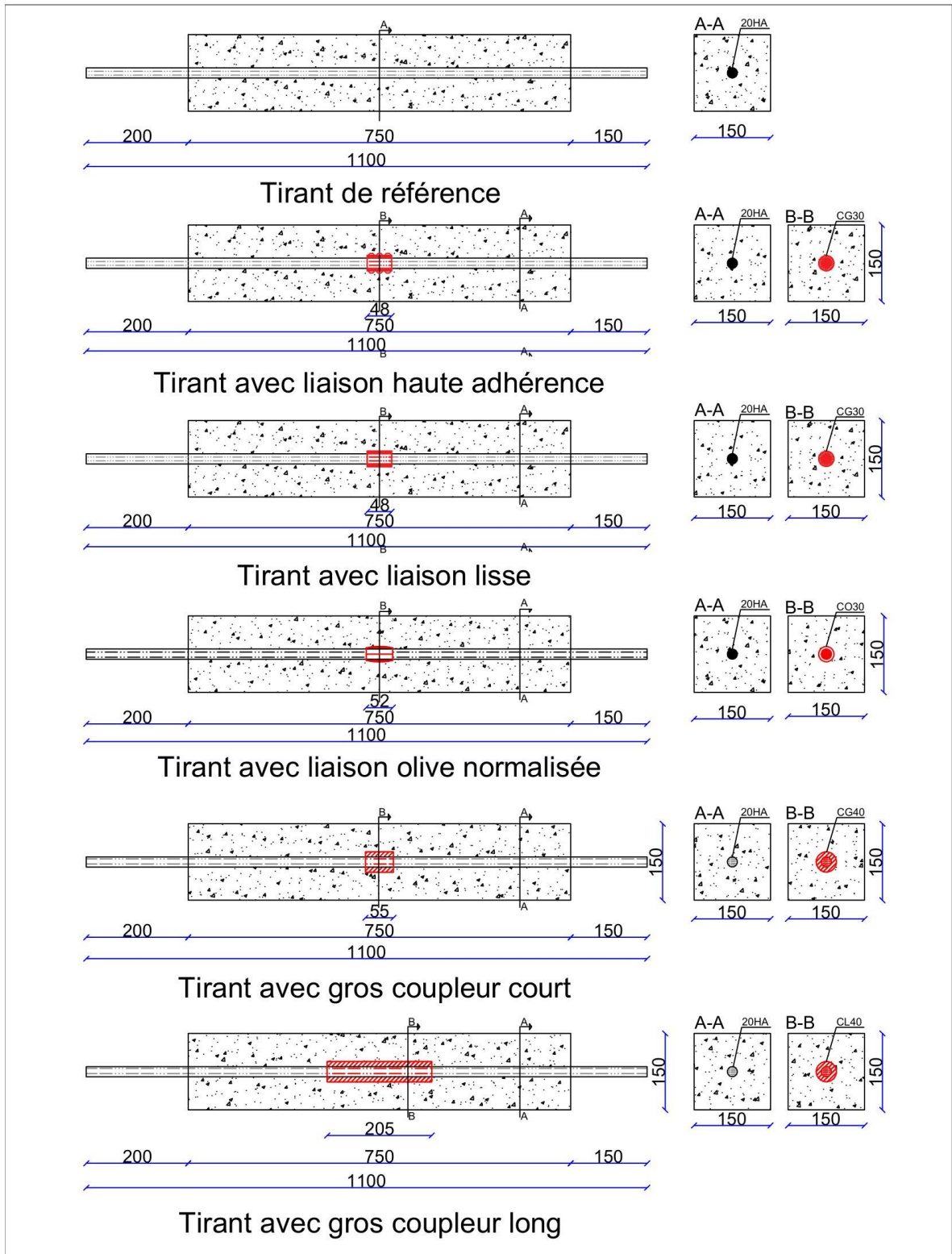


Figure 2. 14 : Caractéristiques géométriques du tirant en [mm] et la position des coupleurs centrés dans le bloc béton du béton

3.3. Programme expérimental

3.3.1. Protocole de l'essai

Les essais de traction ont été réalisés à l'aide d'une presse universelle Wolpert d'une capacité maximale de 750 kN, équipée d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement. Le capteur de force a une précision de 0.2 % avec une résolution de 0.01 N, tandis que le capteur de déplacement a une précision de 0.06 % avec une résolution de 0.001 mm. Le chargement a été appliqué à l'aide d'un vérin hydraulique, contrôlé en déplacement avec une vitesse de 2 mm/min. L'ensemble des essais a été piloté via un système d'acquisition permettant de configurer la machine, d'enregistrer les charges et déplacements appliqués et de visualiser les résultats en temps réel. Les mesures enregistrées incluent la force de traction appliquée, l'allongement total de l'échantillon et l'ouverture des fissures. L'allongement correspond au déplacement de la traverse pendant l'essai, tandis que la force appliquée a été mesurée par le capteur de force intégré à la machine (

Figure 2. 15).

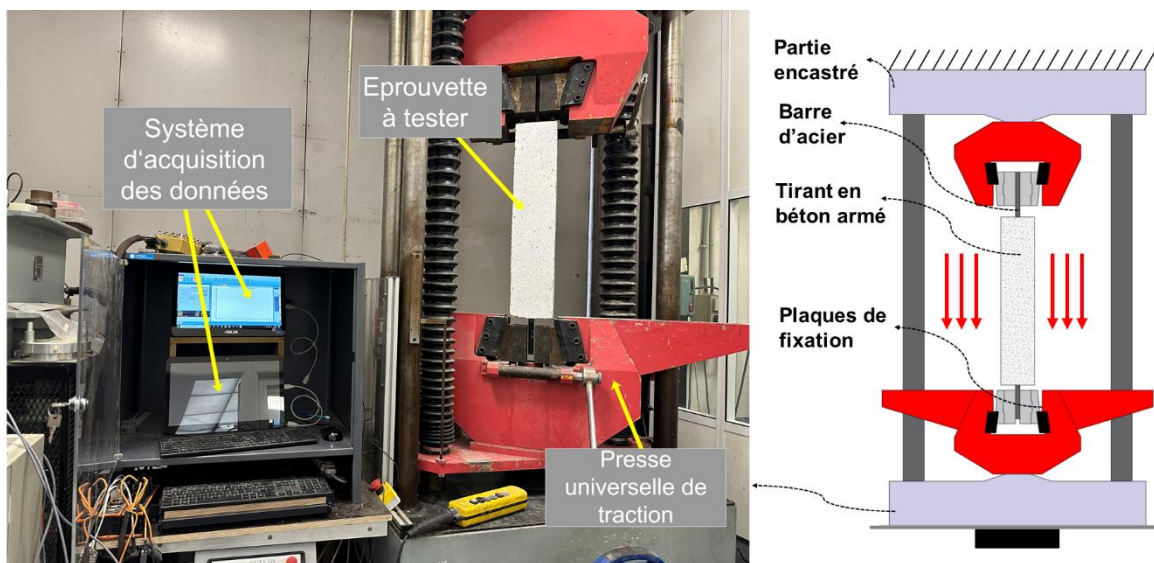


Figure 2. 15 : Photos de dispositif de l'essai de traction.

3.3.2. Techniques de mesure et évaluation des données

Un système de corrélation d'images numériques (DIC) [143] de mesure de champ de déformation sans contact composé d'une caméra et d'un contrôleur, a été mise en place au niveau de la zone centrale du tirant où le coupleur est positionné dans l'échantillon (

Figure 2. 16) Ce système a été utilisé pour suivre la propagation des fissures et leurs ouvertures dans la zone définie Ce système offre un niveau élevé de précision par rapport à l'instrumentation mécanique conventionnelle [144] [145] [146]. Des motifs noir/blanc très contrastés ont été appliqués sur la face avant des spécimens en appliquant deux couches de peinture blanche et, par

la suite, un fin motif de mouchetis noir. Cette procédure est nécessaire pour permettre au logiciel de post-traitement de calculer les champs de vecteurs de déformation de surface et, par la suite, les valeurs de déformation ou la largeur des fissures aux endroits requis des spécimens en installant des jauges virtuelles. Les résultats traités fournissent des informations détaillées sur la configuration et le développement des fissures pour les éléments en béton ainsi que sur la localisation des déformations pour les échantillons en béton [147] [148] [149] (Figure 2. 17).

La zone d'intérêt (ZOI) est capturée par une caméra avec une fenêtre de lecture d'environ 60 x 30 cm. Elle est positionnée à une distance de 0,5 m de l'échantillon, perpendiculairement au plan de l'éprouvette. L'acquisition des images est effectuée au niveau de la zone où se trouve le coupleur, en veillant à maintenir une distance minimale de 25 cm au-dessus et en dessous du coupleur. Les images sont acquises à une fréquence de 1/2 Hz.

Les Tableau 2. 6 et

Tableau 2. 7 présentent les paramètres importants de la DIC, conformément au guide de bonnes pratiques pour la corrélation d'image digitale [150].

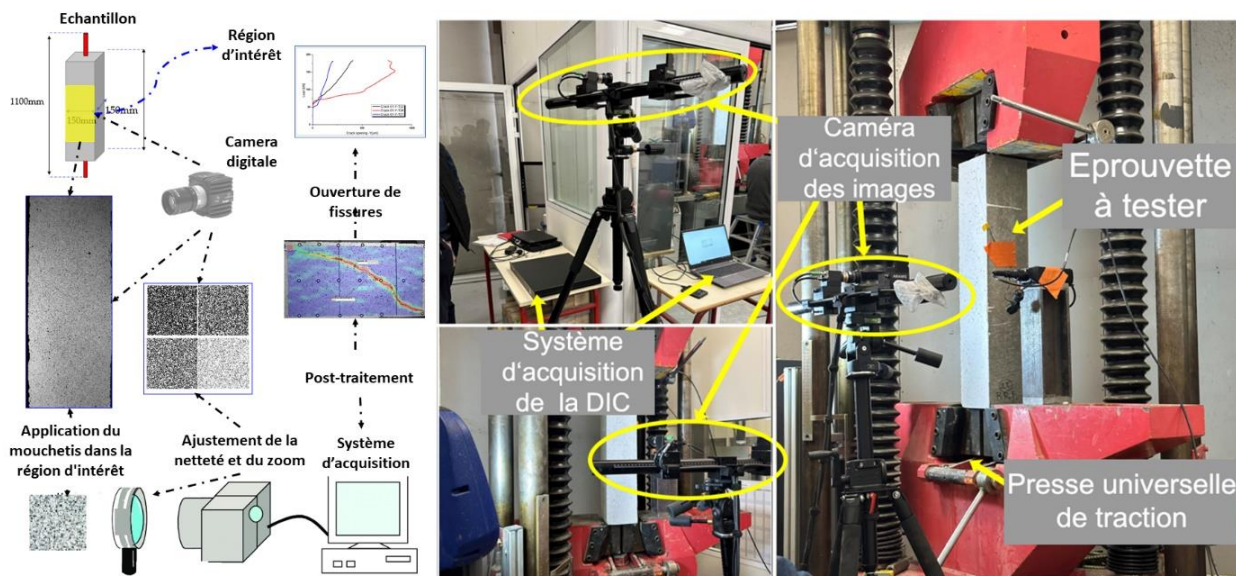


Figure 2. 16 : Photos du dispositif de la corrélation d'images.

Tableau 2. 6 : Paramètres des équipements utilisés pour la DIC

Camera	Kramer electronics VP 211K
Résolution des images	2560 × 2048 pixels ²
Lentille	KOWA LM25HC : f = 25 mm; F 1.8-16
Ouverture du caméra	Entre f / 6 et f / 9
Champ de vision	341 x 273 mm ²
Rapport pixels/ distance	Entre 6.66 ct 8.33 pixels/ mm
Distance entre la caméra et l'éprouvette	500 mm

Fréquence maximale d'enregistrement des images	1/2 Hz
Technique de préparation du mouchetis	Couche de base de peinture blanche avec un nuage de points noirs
Taille approximative d'une tache noire du mouchetis	2.25 pixels / 0.2 mm

Tableau 2. 7 : Paramètres d'analyse de la DIC

Logiciel de post-traitement DIC	Gom Correlate 2018
Taille des facettes	30 pixels / 4 mm
Distance entre les centres des facettes	20 pixels / 2.66 mm
Fonction de forme des facettes	Affine
Interpolation	Bilinéaire
Type de déformation	Déformation technique

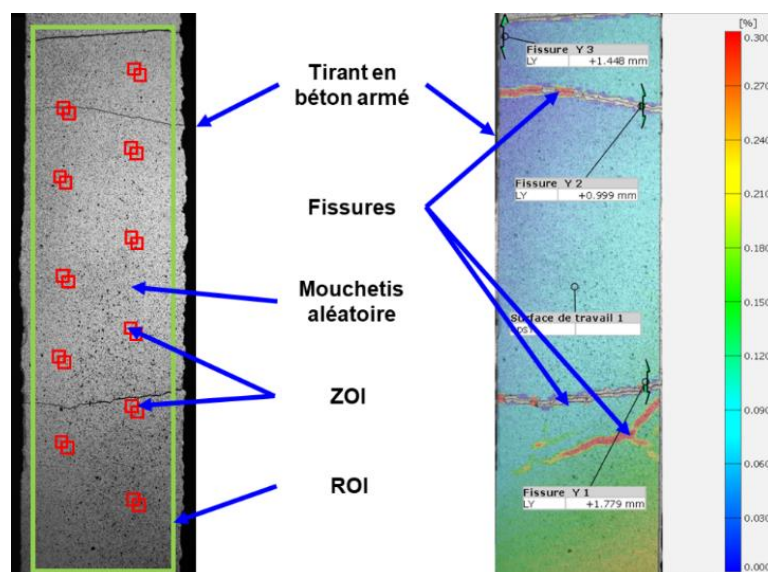


Figure 2. 17 : Traitement des images après les essais : définition des ROI et ZOI et visualisation du champ de déformation obtenu par DIC

3.4. Résultats expérimentaux

3.4.1. Schéma de fissuration

Les tirants en béton armé soumis à une charge de traction directe présentent un comportement complexe dû à l'interaction entre le béton et l'armature, influencé par la fissuration et le transfert de contraintes par adhérence. L'analyse de ce comportement repose sur la distribution des déformations, la répartition des contraintes et le schéma de fissuration qui en résulte.

Lorsqu'un tirant en béton armé est soumis à une charge axiale de traction P , l'équilibre des forces internes est assuré par l'armature et le béton, selon l'équation (2. 1):

$$P = N_s + N_c \quad 2. 1$$

Où :

- $N_s = A_s E_s \varepsilon_s$ est la force portée par l'armature,
- $N_c = A_c E_c \varepsilon_c$ est la force portée par le béton (avant fissuration),
- A_s et A_c sont respectivement les aires de l'armature et du béton,
- E_s et E_c sont les modules d'élasticité de l'armature et du béton,
- ε_s et ε_c sont les déformations moyennes de l'armature et du béton.

Avant l'apparition des fissures, la distribution des déformations est supposée uniforme selon l'hypothèse de Navier-Bernoulli : $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon_m$. Toutefois, après la fissuration du béton, toute la charge en traction est portée par l'armature aux sections fissurées, ce qui entraîne une redistribution des contraintes et des pics de déformation dans l'acier (Figure 2. 18)

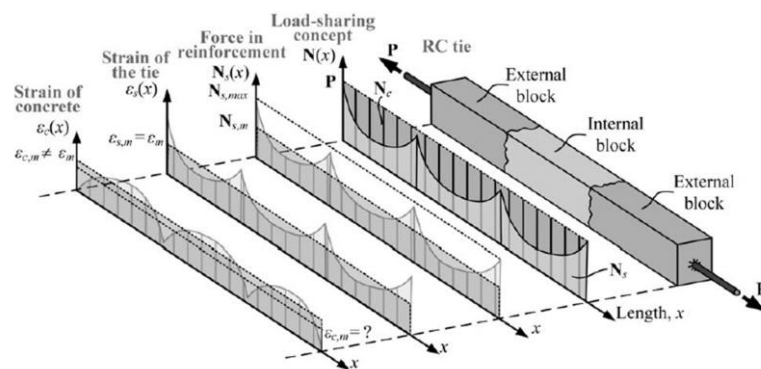


Figure 2. 18 : Déformations et fissuration d'un tirant en béton armé : concept de répartition des charges [41]

Lorsque la contrainte de traction dans le béton atteint sa résistance en traction f_t , une fissure apparaît en un point faible du matériau. La formation de cette fissure libère localement les contraintes dans le béton, et l'effort est repris par l'armature via l'adhérence. Ce processus est régi par le phénomène de tension stiffening, où le béton entre deux fissures continue de porter une partie des contraintes grâce au transfert par adhérence (Figure 2. 19.a).

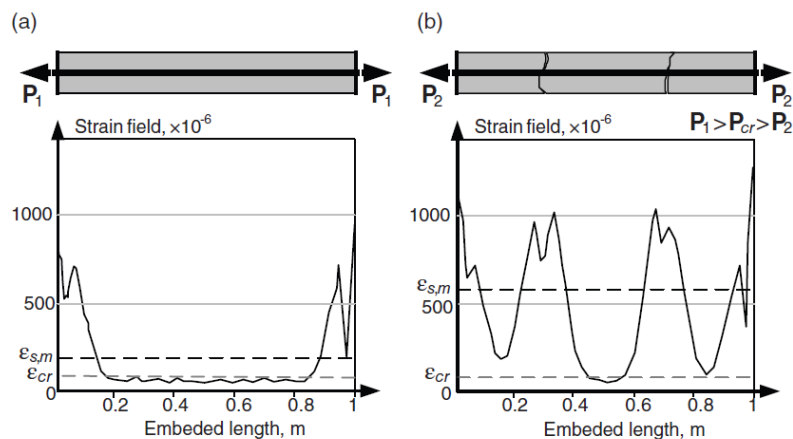


Figure 2. 19 : Distribution des déformations dans l'armature avant (a) et après (b) la fissuration [151]

À proximité des fissures, l'armature subit une augmentation de déformation, formant des pics de déformation (Figure 2. 19.b) entre deux fissures, le béton participe encore à l'effort, avec une déformation réduite par rapport à l'armature. La déformation moyenne de l'élément est alors donnée par l'équation (2. 2):

$$\varepsilon_m = \frac{(A_s E_s \varepsilon_s + A_c E'_c \varepsilon_c)}{(A_s E_s + A_c E'_c)} \quad (2. 2)$$

Après la stabilisation des fissures (lorsqu'aucune nouvelle fissure ne se forme), le comportement devient linéaire et la rigidité apparente du tirant diminue par rapport à l'état non fissuré.

Dans le cas où la fissuration devient instable par exemple, en présence d'un recouvrement des fissures longitudinales peuvent apparaître, réduisant la capacité d'adhérence et menant potentiellement à une rupture précoce.

La Figure 2. 20 illustre l'état de la fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de coupleurs. On peut observer qu'en général, pour les tirants avec liaisons courtes (T-REF, T-LNC, T-ONC, T-HNC, T-GCC), une fissure principale perpendiculaire à l'axe de chargement se développe à mi-hauteur de l'éprouvette qui pourrait être attribuée au fait que le béton a atteint sa limite de traction en raison de la tension axiale dans l'armature.

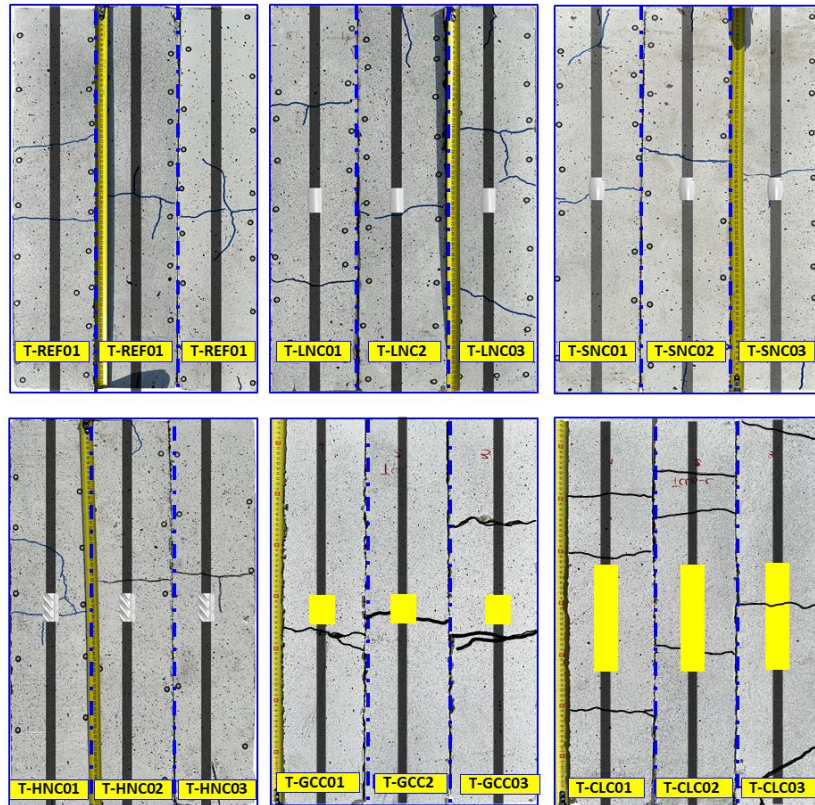


Figure 2. 20 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de renforcement :
Effet de la géométrie du coupleur

Cette fissure principale est souvent accompagnée de fissures secondaires parallèles à l'axe, ce qui correspond aux observations d'études antérieures [152] qui font état d'orientations de fissures similaires dans des conditions de chargement comparables. La distribution des fissures est similaire à celle des échantillons de référence [153].

Cependant, la configuration T-CLC présente des fissures secondaires transversales concentrées au milieu des tirants qui impliquent une perte excessive d'adhérence entre le béton et la barre d'acier. Lorsque la surface du coupleur augmente (comme c'est le cas pour les coupleurs longs), l'apparition d'autres fissures dans les zones situées au-dessus et au-dessous du coupleur peut être due soit à un glissement causé par une capacité d'adhérence plus faible au niveau du coupleur [153] soit à une réduction de la surface de béton autour de l'acier. Ce facteur doit être pris en compte lors de l'analyse du comportement des fissures.

L'adhérence entre l'acier et le béton est un facteur clé influençant la fissuration. Elle est décrite par la loi d'adhérence (équation (2. 3)) :

$$\tau = \alpha \cdot \sqrt{f_{ctm}} \quad (2. 3)$$

Où :

- τ est la contrainte d'adhérence (MPa),
- f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton,
- α est un coefficient dépendant du type d'interface acier-béton (normalisé ou non).

Pour les coupleurs longs, cette surface étendue autour du coupleur diminue la capacité d'adhérence à cet endroit, car la friction entre l'acier et le béton est moins efficace. Cette perte d'adhérence locale provoque une concentration des contraintes et une rupture plus rapide dans la zone des coupleurs. En conséquence, des fissures transversales supplémentaires se forment autour du coupleur.

Dans cette section, nous analysons l'effet de la normalisation sur le comportement de fissuration des tirants équipés de coupleurs Olive et Haute Adhérence, en comparant la répartition des fissures. La Figure 2. 21 illustre l'état de fissuration des tirants à la rupture. Les tirants avec des liaisons normalisées T-ONC et T-HNC présentent une distribution de déformations plus uniforme, ce qui conduit à la formation d'une seule fissure principale au centre des tirants. En revanche, les configurations avec des liaisons non normalisées T-ONN-C et T-HNN-C montrent une rupture plus rapide, localisée au centre, avec la formation de fissures transversales secondaires supplémentaires dans cette zone.

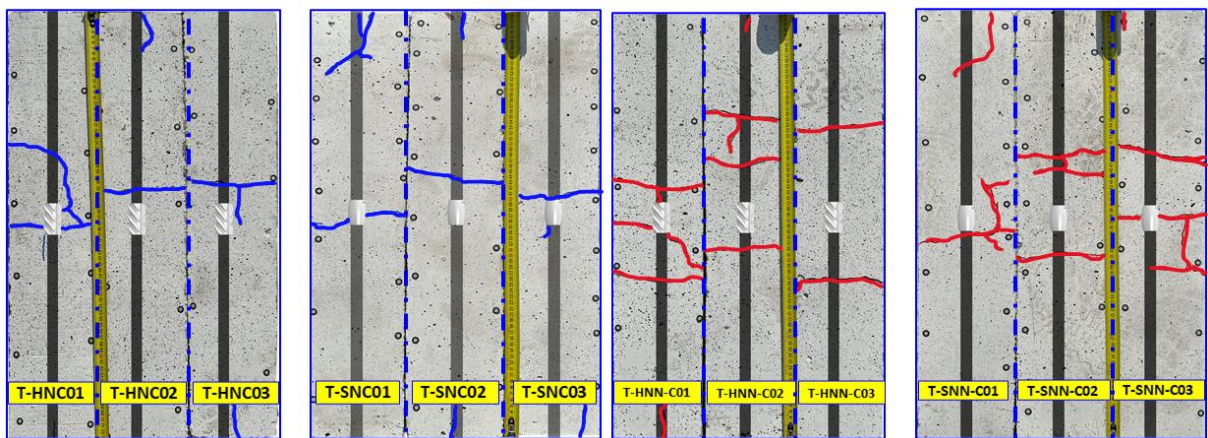


Figure 2. 21 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de renforcement :
Effet de la normalisation

La normalisation des coupleurs, par l'utilisation de barres à filetages normalisées de traction post-pressage, permet de maintenir des propriétés mécaniques optimales, en particulier en termes de résistance à la traction. Ces propriétés sont liées à des valeurs de la limite élastique σ_y et de la résistance à la rupture σ_u de l'acier, qui peuvent être calculées selon les équations (2. 4) et (2. 5) :

$$\sigma_y = \frac{A}{F_y} \quad (2. 4)$$

$$\sigma_u = \frac{A}{F_u} \quad (2. 5)$$

Où F_y et F_u représentent respectivement la force à la limite élastique et la force à la rupture, et A est la section transversale de la barre d'acier. Dans le cas des tirants avec coupleurs normalisés, la limite d'élasticité σ_y est généralement plus élevée, garantissant ainsi une meilleure performance sous charge, une distribution plus homogène des déformations et des fissures mieux contrôlées.

En revanche, pour les tirants avec coupleurs non normalisés, le filetage de la barre présente souvent des propriétés mécaniques inférieures, en particulier une limite élastique. Cela peut être dû à des variations dans la qualité de l'acier. La diminution de la résistance mécanique σ_y pour les barres avec filetage non normalisé se traduit par une moins bonne performance sous contrainte. En raison de ces propriétés mécaniques affaiblies, l'acier non normalisé subit des déformations plastiques plus importantes avant d'atteindre la rupture, ce qui entraîne une concentration des contraintes autour du coupleur et une rupture localisée plus rapide. Ce phénomène se traduit par des fissures transversales qui apparaissent plus tôt et plus facilement autour des zones de contact avec le coupleur, réduisant la capacité de l'armature à résister à des efforts de traction.

Ces résultats indiquent que l'utilisation de liaisons centrées avec filetages de barres normalisés permet d'obtenir des caractéristiques de fissuration similaires à celles des tirants de référence.

Lors de l'analyse du comportement des tirants renforcés avec des coupleurs, il est apparu que la position des coupleurs (centrée ou excentrée) semble avoir un effet limité sur la distribution des fissures. Que les coupleurs soient placés au centre ou excentrés le long du tirant, les fissures principales apparaissent généralement de manière similaire, sans grande variation notable dans leur localisation ou leur nombre. En effet, les fissures se forment souvent au niveau du centre du tirant, indépendamment de la position du coupleur.

Cela suggère que la position du coupleur, dans le cadre des configurations testées, n'influence pas la répartition des fissures. Les déformations et les contraintes se distribuent de façon relativement uniforme, ce qui conduit à une formation de fissures similaire dans les deux cas, centrée et excentrée.

Ainsi, il semble que la distribution des fissures dans les tirants soit plus affectée par la géométrie du coupleur et les propriétés du matériau et les caractéristiques de la liaison « normalisation », plutôt que par la position précise des coupleurs (Figure 2. 22).

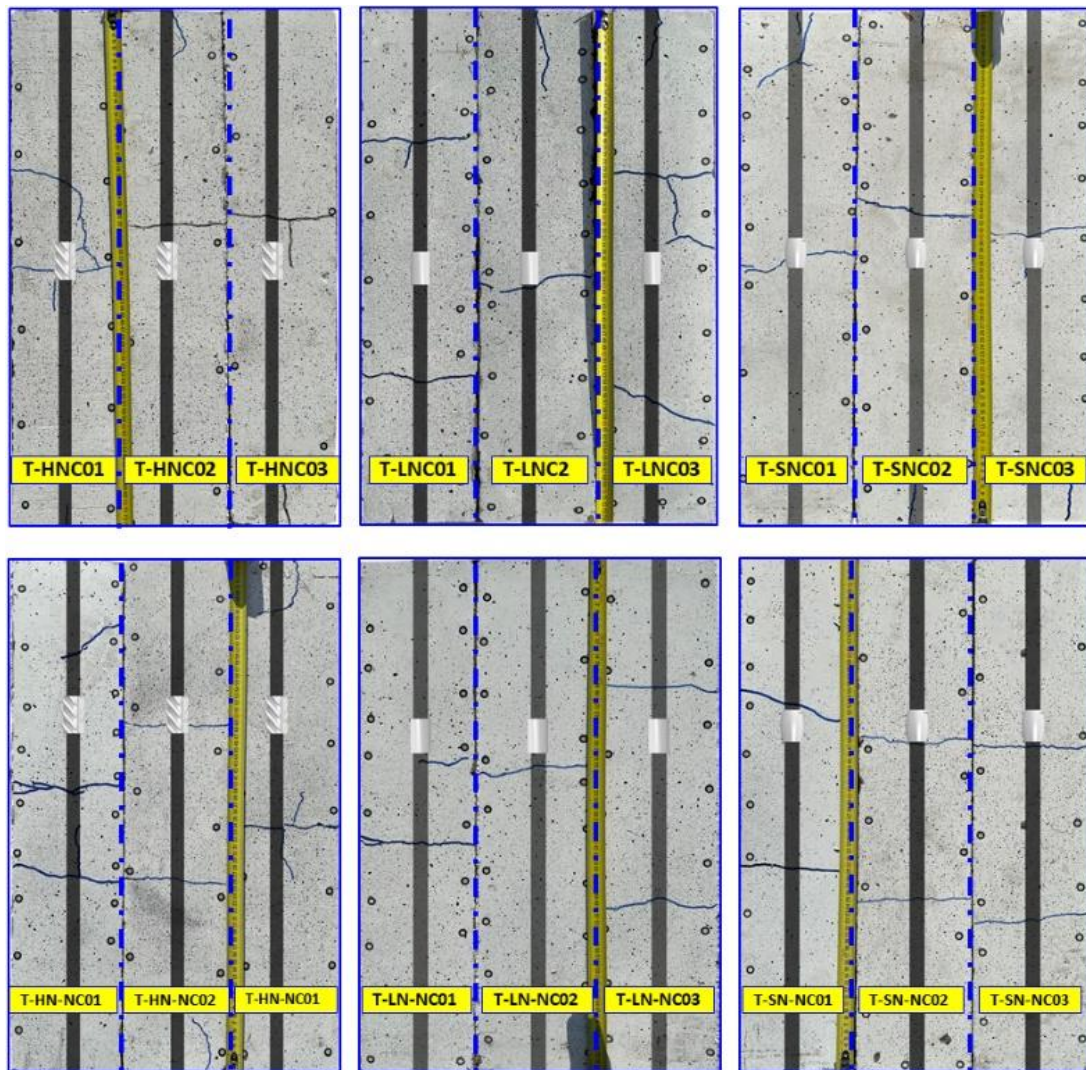


Figure 2. 22 : État de fissuration à la rupture des tirants avec différentes configurations de position des coupleurs

3.4.2. Charge de fissuration

Une analyse détaillée de la force nécessaire à l'apparition de la première fissure dans les éprouvettes a révélé qu'à l'exception des tirants T-GCC, la présence de coupleurs, quel que soit leur type, n'a pas réduit la charge nécessaire à l'apparition de la première fissure. La Figure 2. 23 présente les histogrammes moyens des charges d'ouverture de la première fissure pour les différentes configurations. Les tirants T-GCC ont montré une réduction de 70 % de la charge requise pour initier la première fissure, indiquant que ces configurations peuvent affaiblir la résistance initiale à la fissuration. Ces résultats mettent en évidence que le diamètre des coupleurs influence le comportement de fissuration des éléments en béton armé, en modifiant la charge nécessaire pour amorcer la première fissure. Dans le cas des tirants T-GCC, des zones de faiblesse structurelle et des concentrations de contraintes dues à des défauts géométriques peuvent se former, réduisant ainsi la charge critique pour initier la fissure, comme l'ont montré des recherches antérieures [154] [155].

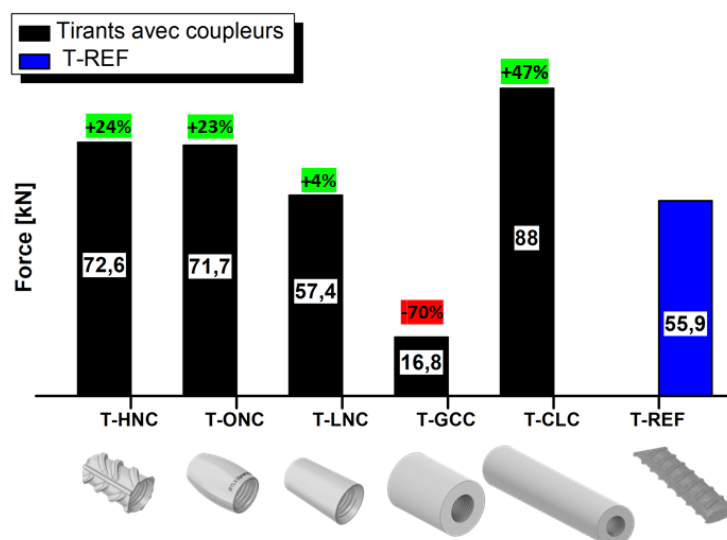


Figure 2. 23 : Histogrammes des charges d'ouverture de la première fissure pour tous les types d'échantillons.

Les résultats obtenus montrent que, lorsque les liaisons sont normalisées, les tirants T-HNC présentent une augmentation de 24 % de la charge de fissuration par rapport aux tirants de référence, tandis que les tirants T-ONC entraînent une augmentation de 23 %. En revanche, lorsque les filetages ne sont pas normalisés, ces augmentations sont respectivement de 10 % et de 23 % (Figure 2. 24).

Cette différence s'explique par l'influence de la normalisation sur les propriétés mécaniques de l'acier. Les liaisons normalisées assurent une meilleure transmission des efforts entre l'acier et le béton, réduisant ainsi les concentrations locales de contraintes et augmentant la charge nécessaire pour initier la première fissure. À l'inverse, dans les configurations non normalisées, une diminution des propriétés mécaniques de l'acier entraîne une réduction de la capacité de fissuration initiale.

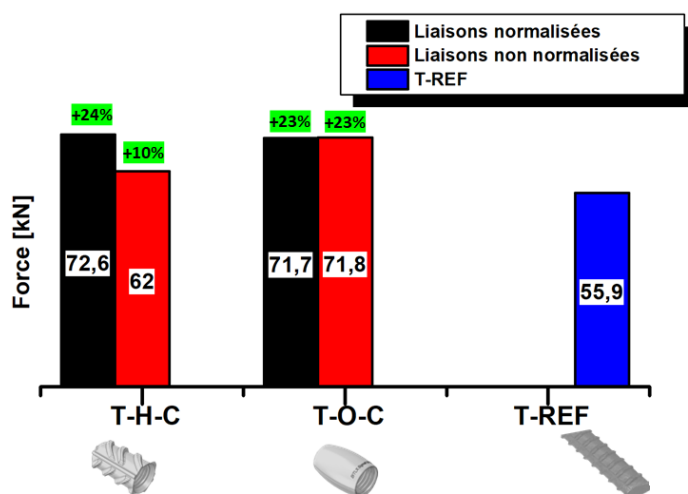


Figure 2. 24 : Histogrammes des charges d'ouverture de la première fissure pour tous les types d'échantillons : l'influence de la normalisation sur ce paramètre.

3.4.3. Ouverture de fissure

Cette section examine l'ouverture des fissures mesurée expérimentalement par la technique de la corrélation d'image (Figure 2. 25) pour différentes configurations de tirants en béton armé et la compare aux valeurs théoriques recommandées par l'Eurocode 2. L'analyse met en évidence l'influence de la géométrie des coupleurs et de la normalisation des filetages des barres d'armature sur l'ouverture des fissures. L'objectif est d'évaluer l'impact de ces paramètres sur la conformité des résultats expérimentaux aux prédictions normatives et d'identifier les écarts potentiels dus aux modifications des conditions d'adhérence et de transfert des efforts entre l'acier et le béton.

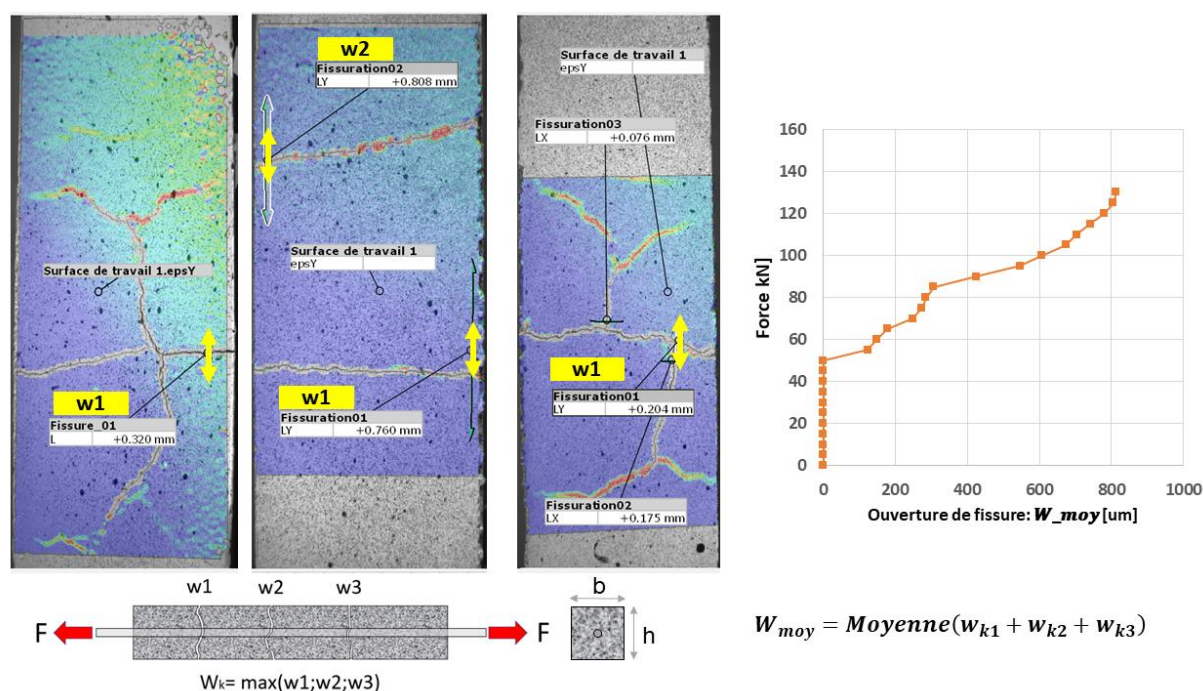


Figure 2. 25 : Méthode de mesure de l'ouverture de la fissure moyenne par la DIC

• Effet de la géométrie du coupleur

Le Tableau 2. 8 compare les valeurs d'ouverture de fissures mesurées expérimentalement pour différentes configurations de tirants en béton armé avec les valeurs théoriques calculées selon les recommandations de l'Eurocode 2 (équation (2. 6)). Ces mesures ont été effectuées à une contrainte de 400 MPa, correspondant à 0,8 fois la limite d'élasticité (f_y) de l'acier, une valeur souvent utilisée pour évaluer la performance en service des structures en béton armé [156] [157].

L'analyse des valeurs d'ouverture des fissures a révélé des variations significatives par rapport à la valeur théorique de 776 μm calculée par l'Eurocode 2.

Pour les tirants T-REF, T-ON-C, T-LN-C et T-HN-C, les ouvertures de fissures mesurées s'écartent de la valeur théorique de -12% à +6%. Ces configurations étaient relativement proches de la valeur théorique, ce qui indique une bonne adéquation entre les prévisions théoriques et les mesures expérimentales.

En revanche, les configurations T-GCC et T-CLC présentaient des écarts plus importants par rapport à la valeur théorique, allant de 47 % à 67 %. Ces différences suggèrent que la modification de la géométrie du coupleur a une influence significative sur les ouvertures de fissures. Les ouvertures de fissures plus importantes dans ces tirants expliquent la concentration accrue des déformations à l'emplacement de la fissure [158], qui était potentiellement due à l'augmentation de la surface de section transversale de l'acier au niveau du coupleur et à la réduction de la surface de section transversale du béton autour de la barre d'acier au niveau du coupleur [159] [160] ou au potentiel de glissement dû à la faiblesse des liaisons acier-béton le long du coupleur, amplifiant encore les fissures observées [161] [162].

Tableau 2. 8: Comparaison des valeurs des ouvertures de Fissures à 0,8 fy avec les valeurs théoriques pour différentes configurations de tirants, % : Le rapport de différence par rapport à l'ouverture Théorique

Tirant	Ouverture Moyenne [μm]	Ouverture Théorique [μm]	%
T-REF	830	776	6
T-ON-C	525		-2
T-LN-C	640		-12
T-HN-C	670		-15
T-GCC	1117		67
T-CLC	1272		47

Afin d'évaluer l'influence des différents types de coupleurs sur le comportement en fissuration des tirants en béton armé, les courbes charge-ouverture des fissures expérimentales la plus grande ont été comparées avec la courbe théorique de l'Eurocode2.

L'ouverture de fissure théorique est calculée avec l'équation (2. 6) :

$$w_k = s r_{\max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (2. 6)$$

Où ϵ_{sm} est la déformation des aciers en traction, et ϵ_{cm} est la déformation du béton en traction avant fissuration. Ces valeurs sont calculées avec l'équation (2. 7):

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\left(\sigma_s - k_t \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right)}{E_s} \quad (2. 7)$$

Avec $k_t = 0,6$, le facteur de charge à court terme (lié au calendrier des essais), E_s est le module d'élasticité de l'acier ; E_c est le module d'élasticité du béton ; et $f_{ct,eff}$ est la résistance à la traction du béton. $\rho_{p,eff}$ est le pourcentage de la section de traction autour de l'acier calculée comme $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$. A_s est la section de l'acier de traction (3.14 cm²) et $A_{c,eff}$ est la section du béton de traction autour de la barre d'armature calculée avec l'équation (2.8):

$$A_{c,eff} = b \cdot \text{Min} \left[2,5 (h - d); \frac{h - x}{3}; 0,5 h \right] \quad (2.8)$$

Où h est la hauteur du tirant ; d est la hauteur utile et x = hauteur du béton comprimé égale à 0.

L'espacement des fissures $S_{r,max}$ est calculé avec l'équation (2. 9) :

$$S_{r,max} = 3,4 c + \left(\frac{0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \varnothing}{\rho_{p,eff}} \right) \quad (2. 9)$$

Où c est l'enrobage de barres d'armature égal à 65 mm, k_1 est de 0,8 pour un acier à haute adhérence ; k_2 est de 0,6 pour la traction.

L'étude a révélé plusieurs résultats importants. Les tirants de référence sans coupleurs ont montré une bonne concordance entre la courbe théorique des Eurocodes et les résultats expérimentaux.

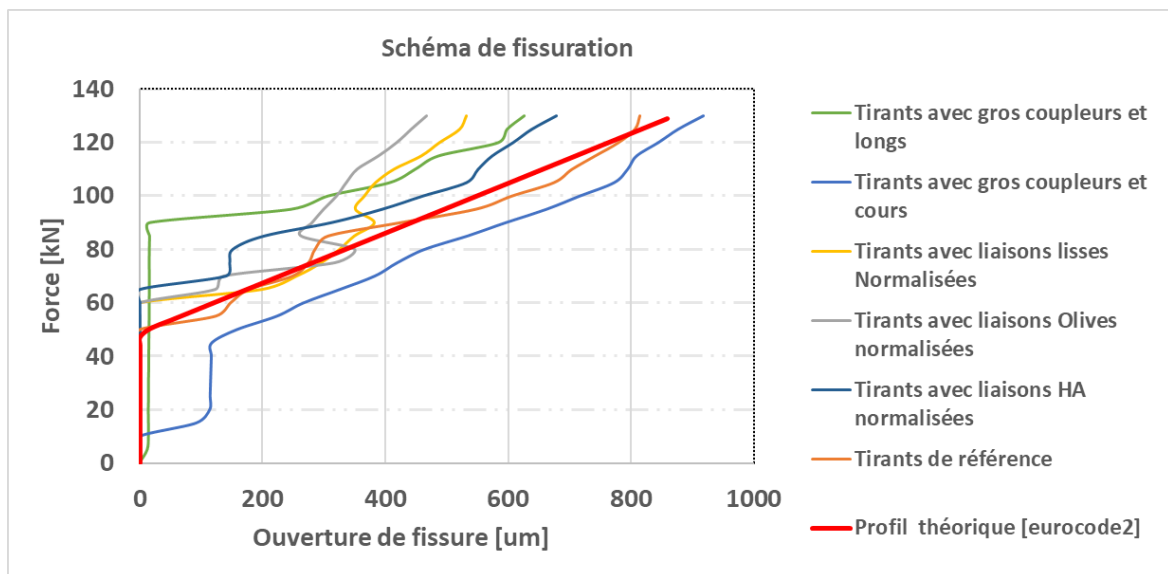


Figure 2. 26 : Comparaison des courbes charge-ouverture des fissures expérimentales avec la courbe théorique de l'Eurocode2

La vitesse d'ouverture des fissures [163] [164] représente le rapport entre la force appliquée et l'augmentation de la largeur de la fissure, présentée sur la figure par les pentes dans courbes . Ce paramètre fournit des informations sur la force nécessaire pour élargir une fissure. Une valeur élevée indique qu'un niveau de force important est nécessaire pour élargir la fissure, tandis qu'une valeur faible indique que la fissure s'ouvre plus facilement sous un faible niveau de force.

Pour les tirants avec des liaisons compactes (T-ON-C, T-LN-C et T-HN-C) normalisées, la vitesse d'ouverture de la fissure était similaire à celle des tirants de référence et du profil Eurocode,

des pentes similaires sur la courbe de la Figure 2. 26). Ce comportement peut être attribué à une distribution plus homogène des contraintes et des fissures le long de la barre liaisonnée, ce qui entraîne un retard dans l'ouverture des fissures, comme le confirment des études antérieures [142]. Ces résultats montrent également que l'Eurocode 2 peut être appliqué sans réserve lorsque les barres d'armature sont liaisonnées avec ces types de coupleurs compacts, comme l'ont démontré des études antérieures [163] [165] [166].

Cependant, les tirants avec T-GCC présentaient des charges initiales de fissuration plus faibles que les tirants de référence :-70%. Cette observation indique que les coupleurs courts et de grande diamètre peuvent réduire la résistance initiale du tirant à la fissuration, probablement en raison des fortes concentrations de contraintes locales autour de la connexion résultant du changement brutal de la section transversale de l'acier [167].

Les tirants T-CLC ont montré une vitesse d'ouverture des fissures plus élevée que les tirants de référence, avec une charge d'ouverture de fissure 47% plus grande. Bien que les charges nécessaires à l'amorçage de la fissuration soient similaires, la propagation de la fissure est plus rapide dans ces configurations. Cela suggère qu'une fois la fissure amorcée, les coupleurs longs et de grande taille n'offrent pas une capacité suffisante pour ralentir la propagation de la fissure. Cette observation est en accord avec des recherches antérieures [168], qui ont trouvé que les grands coupleurs peuvent accélérer la propagation des fissures en modifiant la distribution des points de concentration des contraintes et des déformations dans les tirants, en raison de la longueur de la surface lisse autour du coupleur.

En résumé, l'analyse des courbes de charge-ouverture de fissure, montre que les tirants avec des liaisons compactes offrent de meilleures performances en termes de résistance à la fissuration, qui décrit la capacité du tirant à éviter la formation ou à retarder la propagation des fissures en fonction de la charge appliquée ; en revanche, des coupleurs de grande taille, qu'ils soient courts ou longs, peuvent compromettre cette résistance. Ces résultats soulignent l'importance de la conception et de la géométrie des coupleurs dans le comportement à la fissuration des tirants en béton armé.

• **Effet de la normalisation**

Les tirants de référence T-REF montrent des ouvertures de fissures conformes aux prévisions théoriques. La normalisation des barres favorise une redistribution homogène des déformations, réduisant ainsi les ouvertures de fissures. En effet, les tirants avec liaisons normalisées T-ON-C et T-HN-C présentent des ouvertures de fissures plus faibles par rapport à ceux avec liaisons non normalisées T-ONN-C et T-HNN-C (Tableau 2. 9).

Tableau 2. 9 : Comparaison des valeurs d'ouverture des fissures à $0,8 f_{yk}$ avec les valeurs théoriques pour différentes configurations de tirants, % : Le rapport de différence par rapport à l'ouverture Théorique

Tirant	Ouverture de fissure [μm]	Ouverture théorique [μm]	%
T-REF	830	776	6

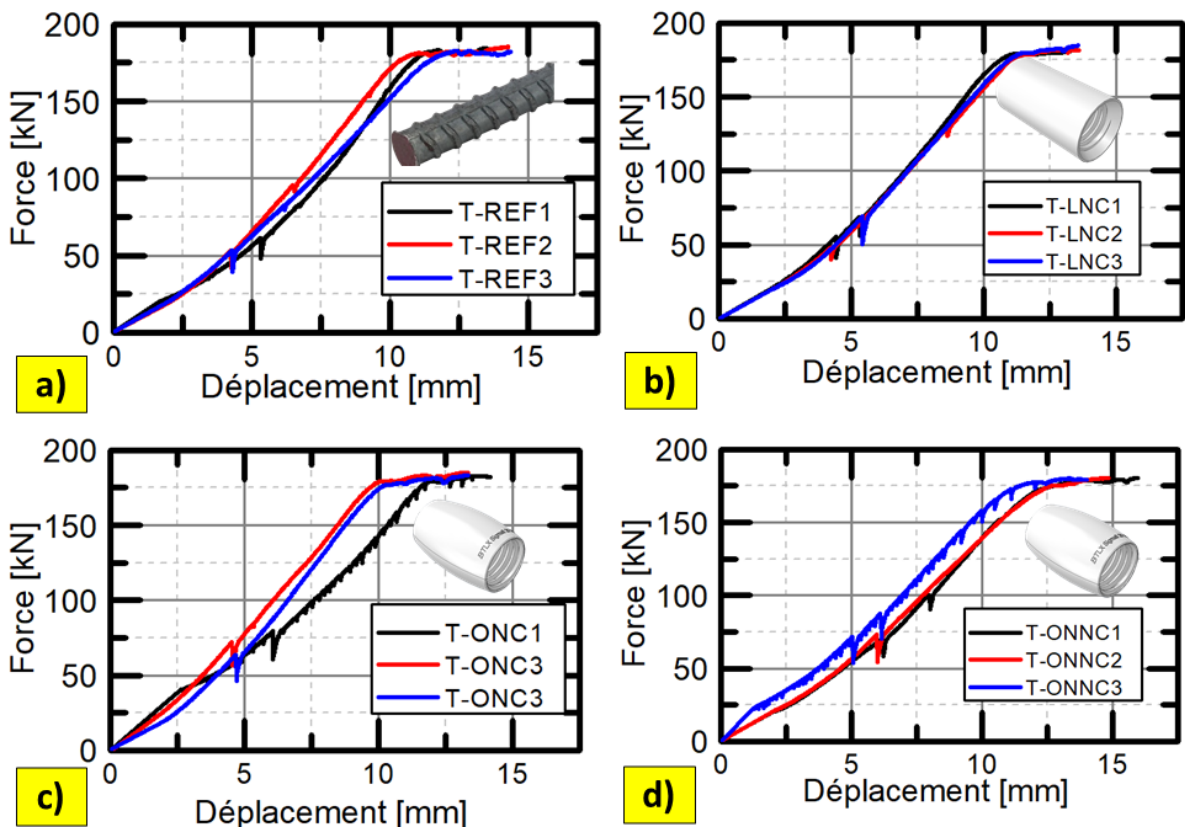
T-ON-C	525		-2
T-HN-C	670		-15
T-ONN-C	700		-10
T-HNN-C	759		-3

3.4.4. Courbes charge-déplacement

La section suivante analyse l'effet des coupleurs sur le comportement global des tirants à travers les courbes charge-déplacement. L'accent est mis sur la charge ultime, la rigidité initiale et la corrélation entre l'ouverture des fissures et la déformation du tirant. L'objectif est d'évaluer l'influence de la présence et de la géométrie des coupleurs sur la capacité portante et la réponse mécanique, afin de mieux comprendre leur impact sur la performance structurale de ces éléments

Les Figure 2. 27 et

Figure 2. 28 présentent les courbes charge-déplacement de toutes les configurations de tirants avec différentes géométries de coupleurs, normalisées et non normalisées, centrées et non centrées.



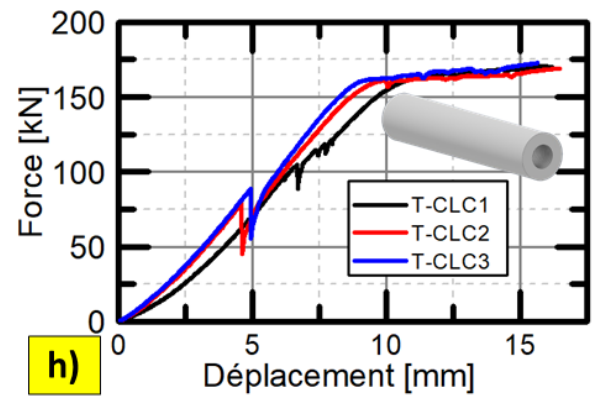
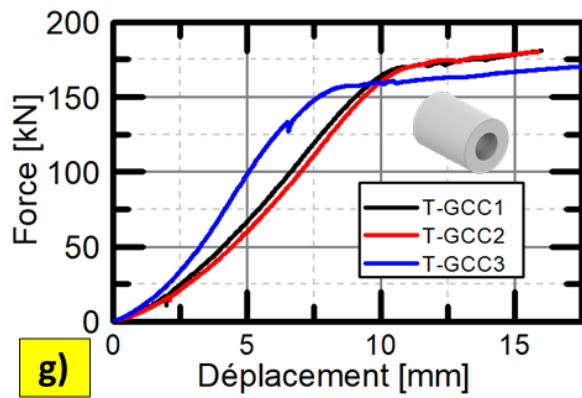
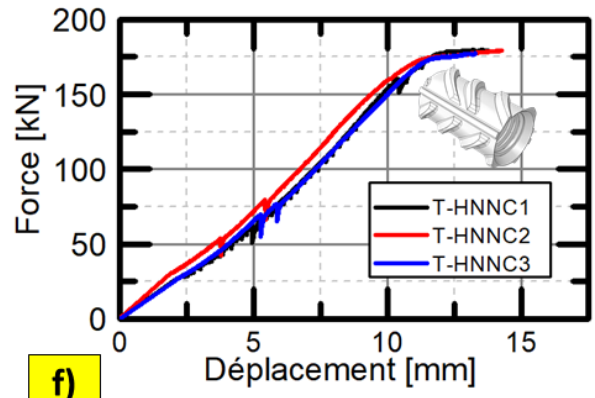
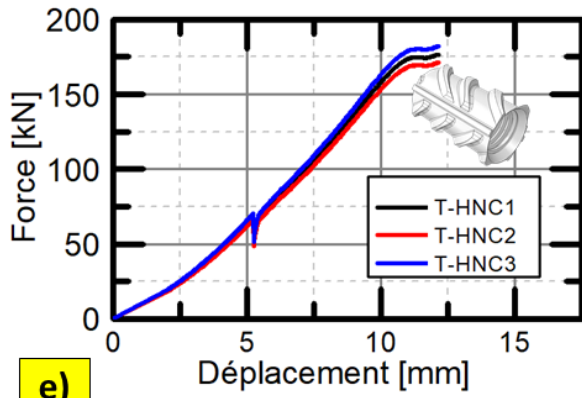
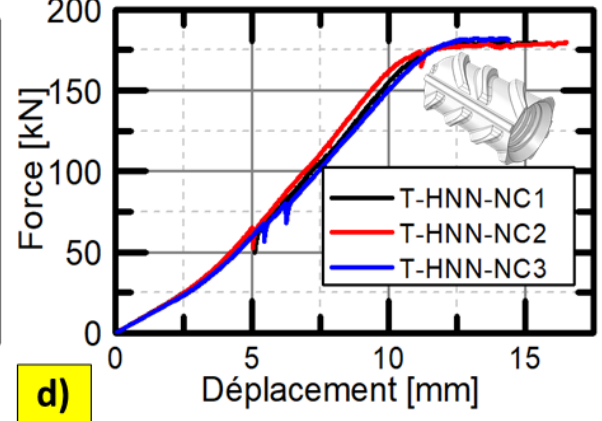
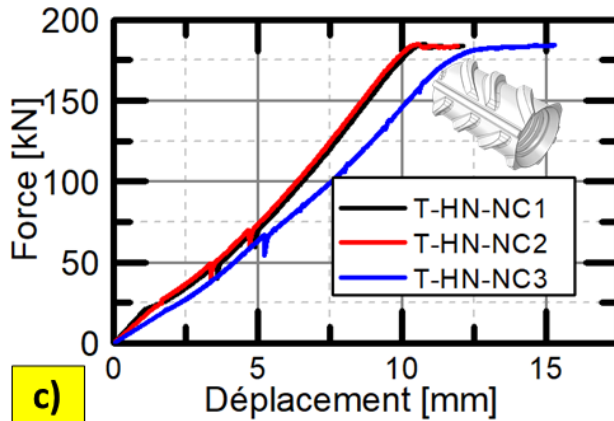
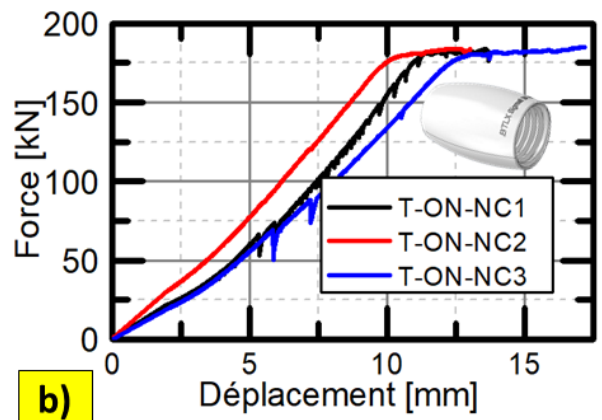
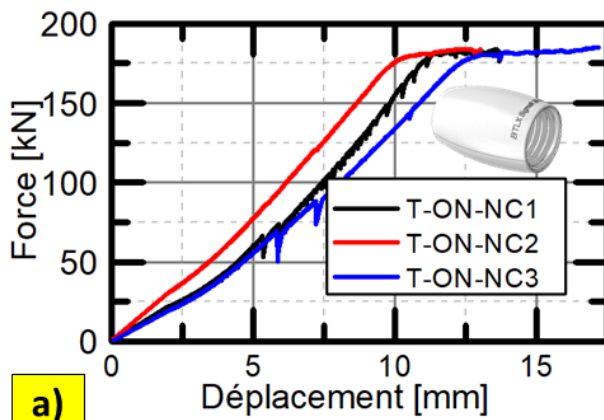


Figure 2. 27 : Courbes charge-déplacement pour des tirants en béton armé utilisant différentes méthodes de liaison des barres d'armature-centrées



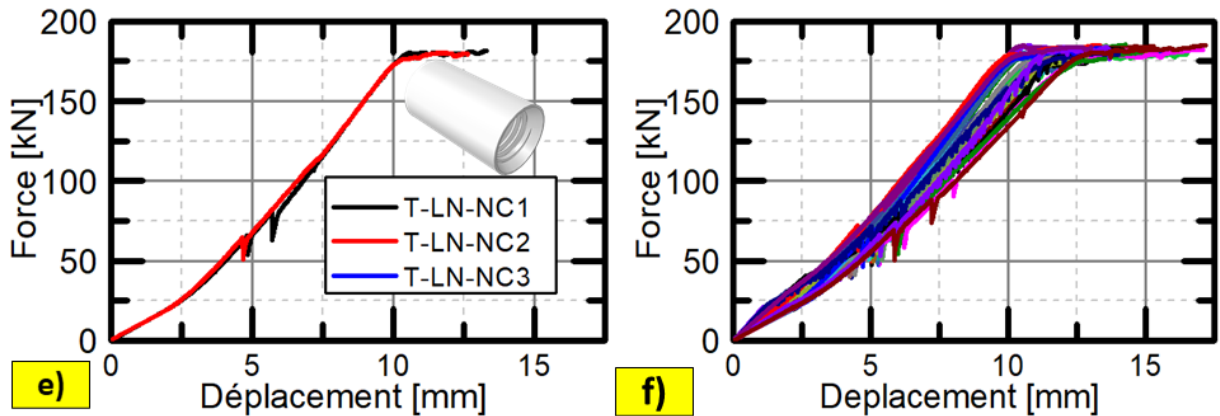


Figure 2. 28 : Courbes charge-déplacement pour des tirants en béton armé utilisant différentes méthodes de liaisons d'armatures -Non centrées(a-e), f) courbe générale de toutes les configurations.

L'analyse globale des courbes charge-déplacement pour chaque type de tirant en béton armé permet d'observer qu'il n'existe pas une grande différence au niveau du comportement plastique. La plastification a lieu pour une charge moyenne de $180\text{kN} \pm 4\text{ kN}$ pour toutes les configurations, telle qu'il est illustré dans la

Figure 2. 28.f.

Lors des essais, chaque formation de fissure s'est traduite par une diminution de la force enregistrée sur les courbes charge-déplacement(Figure 2. 29.a), permettant ainsi de déterminer directement la charge de fissuration à partir de ces courbes. L'apparition d'une fissure engendre une zone de faiblesse le long de la surface de rupture des tirants, où la résistance du béton est réduite par rapport à la zone non fissurée (

Figure 2. 30).

Dans la zone fissurée, la contrainte appliquée est partiellement transférée à travers l'interface béton-acier, entraînant une chute soudaine de la force sur la courbe charge-déplacement. Cette observation est en accord avec la force d'ouverture des fissures déterminée par la méthode de corrélation d'images. La correspondance entre ces résultats confirme la fiabilité de cette méthode pour identifier les points d'initiation des fissures [163] [140] Ainsi, l'analyse croisée des données issues des courbes charge-déplacement et de la corrélation d'images améliore la précision de l'évaluation du comportement de fissuration des tirants en béton armé.

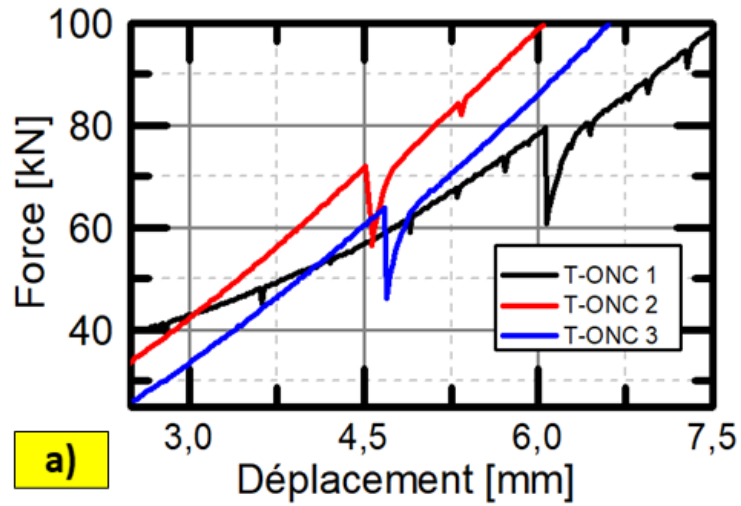


Figure 2. 29 : a) Décroissance de la charge associée à la formation de fissures dans les tirants en béton armé, b) décroissance de la charge due au glissement des barres dans les blocs d'essai.

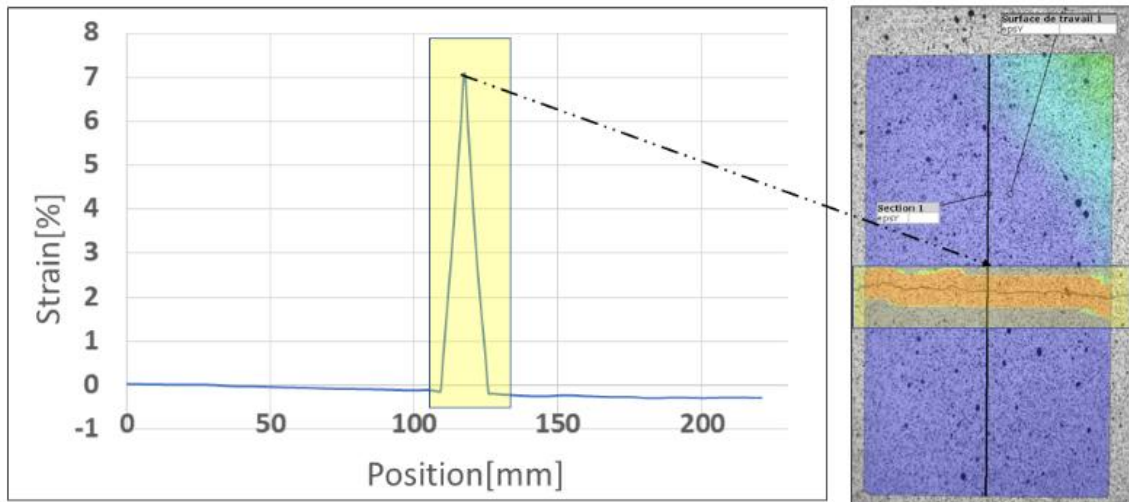


Figure 2. 30 : Profil de déformation d'un tirant fissuré mesuré par corrélation d'images numériques

4. Conclusions

Ce chapitre a présenté une étude expérimentale sur le comportement en traction des barres et des tirants en béton armé avec coupleurs d'armatures, ainsi qu'une analyse de l'influence des paramètres géométriques et de normalisation des connexions filetées. La partie expérimentale a d'abord permis d'examiner la réponse mécanique des barres d'armature continues et des barres avec coupleurs, en analysant la relation contrainte-déformation et l'évolution de la rigidité au cours du chargement. Ensuite, les essais sur les tirants en béton armé ont mis en évidence les effets de la présence et de la géométrie des coupleurs sur le comportement en fissuration et la capacité portante.

L'analyse des résultats a révélé que l'optimisation de la géométrie des coupleurs : diminution de la longueur et diamètre, influence directement la charge de première fissuration et l'ouverture des fissures. Les tirants avec des coupleurs normalisés et centrés ont montré une amélioration significative de la résistance à la fissuration et une réduction de l'ouverture des fissures par rapport aux recommandations de l'Eurocode 2. En revanche, les configurations avec des coupleurs de grandes dimensions ou mal centrés ont présenté une diminution notable de la charge de fissuration et une augmentation marquée de l'ouverture des fissures, indiquant une concentration des contraintes dans ces zones de liaison.

Les principaux résultats expérimentaux peuvent être résumés comme suit :

- Pour les barres continues, la rupture intervient au centre de la barre, tandis que pour les barres avec coupleurs de petite géométrie, elle se produit en dehors de la zone de liaison, ce qui indique que ces coupleurs ne constituent pas un point de faiblesse.
- La minimisation des dimensions géométriques des coupleurs : diamètre et longueur, permet d'améliorer la capacité de supporter les charges et de limiter la propagation des fissures dans les tirants en béton armé.
- Les coupleurs normalisés et centrés contribuent à une meilleure répartition des contraintes et à une réduction de l'ouverture des fissures.
- L'augmentation des dimensions : diamètre et longueur du coupleur entraîne une concentration des contraintes, favorisant une fissuration précoce et une ouverture plus importante des fissures.
- L'analyse des courbes charge-déplacement a mis en évidence l'impact des coupleurs sur la rigidité initiale des tirants plus qu'en plasticité.
- La comparaison avec les prévisions théoriques de l'Eurocode 2 a montré des écarts significatifs, en particulier pour les configurations avec des coupleurs de grandes longueurs.

Enfin, cette étude a permis d'identifier les paramètres clés influençant la performance des liaisons filetées dans les tirants en béton armé. Ces résultats ouvrent la voie à des recommandations sur le choix des coupleurs et leur intégration dans le dimensionnement des structures. Dans le chapitre suivant, une analyse approfondie sera menée à travers des essais de flexion quatre points sur des poutres en dimensions réelles. Ces essais permettront d'évaluer le comportement global

des structures intégrant des coupleurs d'armatures, notamment en termes de répartition des contraintes et de mécanismes de fissuration. Pour une analyse plus fine et détaillée, la technique de mesure par corrélation d'images digitale sera mise en œuvre, plus celle de mesure par capteurs fibre optique distribuées . Ces outils permettront un suivi précis de l'évolution des déformations et des ouvertures de fissures, contribuant ainsi à une meilleure compréhension des phénomènes structuraux en conditions expérimentales réalistes.

Chapitre 03 : Comportement en flexion de poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures – étude et analyse expérimentale.

Ce chapitre porte sur l'analyse du comportement des poutres en béton armé avec coupleurs d'armatures soumises à des essais de flexion quatre points sous conditions de chargement monotones et cycliques. Une étude détaillée de l'influence de la géométrie des coupleurs, de la normalisation et de la position de la liaison sur la réponse mécanique des poutres est présentée, en s'appuyant sur l'évolution des courbes charge-flèche, la distribution et l'ouverture des fissures, ainsi que les déformations des armatures. Des techniques avancées de mesure, telles que la corrélation d'images digitale et les capteurs à fibre optique, ont été utilisées afin d'améliorer la précision du suivi des déformations et de l'ouverture des fissures. L'impact des différentes configurations testées sur le transfert des charges et le comportement en zone non linéaire est mis en évidence. Les résultats expérimentaux sont exploités pour approfondir la compréhension des interactions entre les coupleurs et la structure globale.

1. Introduction

La recherche bibliographique révèle un manque d'études approfondies sur l'influence des coupleurs à filetage parallèle dans les structures en béton armé, notamment en ce qui concerne leur impact sur le comportement local et global des poutres. Si de nombreuses recherches ont été menées sur les performances des coupleurs dans des applications de liaison de barres d'armature, l'effet spécifique du type de filetage, de sa géométrie et du processus de fabrication du coupleur reste largement inexploré. Les travaux existants se concentrent principalement sur des configurations standard ou sur l'utilisation de techniques numériques et théoriques, tandis que les analyses expérimentales restent rares. De plus, l'impact du procédé de réalisation du filetage, qu'il soit réalisé manuellement ou à l'aide de machines spécifiques, n'a pas encore été étudié de manière détaillée, ce qui constitue un aspect clé pour comprendre la performance des coupleurs dans des conditions réelles.

Dans cette étude, nous cherchons à combler cette lacune en examinant non seulement l'effet des coupleurs à filetage parallèle sur le comportement global des poutres en béton armé, mais aussi l'influence du processus de réalisation du filetage sur leur comportement local et global. L'objectif est d'analyser, à travers des essais expérimentaux de flexion quatre points, comment les caractéristiques géométriques des coupleurs et leur fabrication influencent la propagation des fissures, la distribution des contraintes, et la résistance globale des poutres sous chargement. Des techniques avancées telles que la corrélation d'images numériques (DIC) et la fibre optique (DFOS) seront utilisées pour obtenir une mesure précise des déformations, des fissures et des efforts dans la zone de liaison.

Dans ce contexte, ce chapitre est structuré comme suit :

1. Présentation du protocole expérimental et des techniques de mesure utilisées, incluant la corrélation d'images numériques (DIC) et les capteurs à fibre optique (DFOS).
2. Description des spécimens testés, de leurs dimensions, et des procédés de fabrication des coupleurs.
3. Discussion des résultats obtenus, de leur interprétation et de leur fiabilité, en vue d'une meilleure compréhension du comportement des poutres en béton armé équipées de coupleurs à filetage parallèle, ainsi que de l'influence du procédé de fabrication du filetage sur ces performances.

2. Comportement statique

Le protocole d'essai de flexion 4 points a été adopté pour appliquer un chargement monotone sur la partie centrale de chaque poutre. Les essais ont été réalisés sur un bâti expérimental, dont le vérin hydraulique permet d'appliquer une force contrôlée en déplacement sur les poutres avec une vitesse de 2 mm/min (Figure 3. 1).

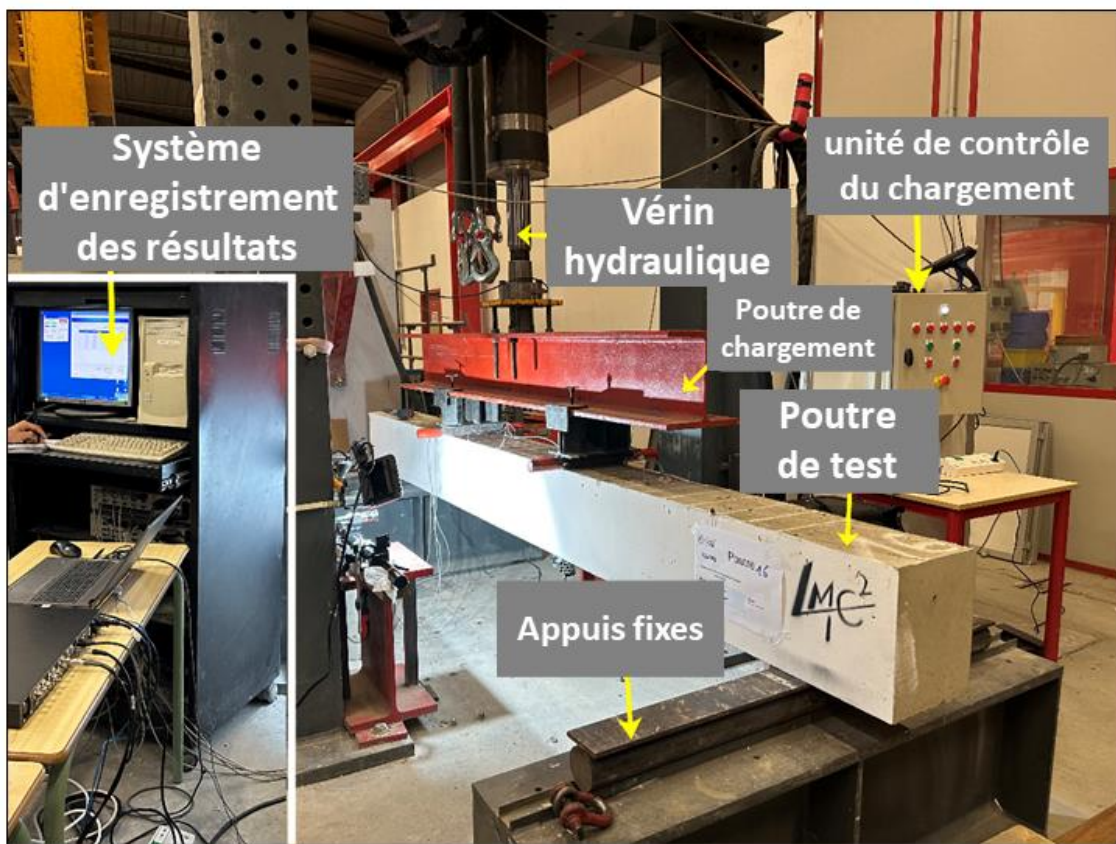
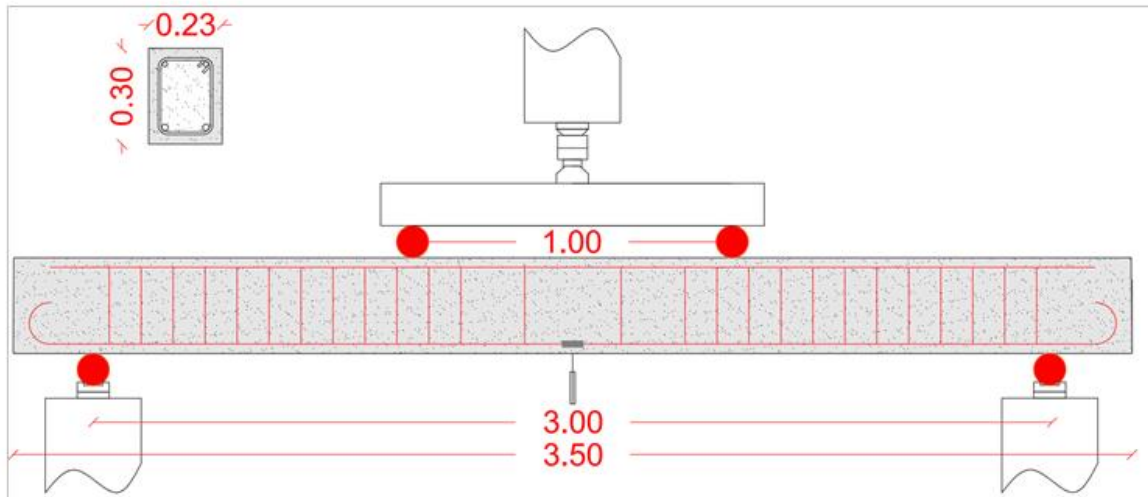


Figure 3. 1 : Dispositif d'essai mis en place pour les essais de flexion 4 points.

2.1. Description des échantillons

Les poutres étudiées dans cette campagne expérimentale présentent des dimensions de $0,23 \times 0,30 \times 3,50$ m³. Elles sont réalisées en acier de nuance S500B, conformément au plan de ferrailage illustré en **Figure 3. 2**. Les armatures longitudinales tendues de traction sont constituées de deux barres de diamètre 20 mm, correspondant à un taux de ferrailage de 1 %.

Différents types de poutres ont été testés afin d'évaluer l'influence des modes de liaison des armatures sur leur comportement mécanique :

1. **Poutres de référence (P-REF)** avec armatures longitudinales continues.
2. **Poutres avec recouvrement (P-RC)**.
3. **Poutres avec liaisons haute adhérence (P-HNNC)**.
4. **Poutres avec liaisons Olive normalisées (P-ONC)**.
5. **Poutres avec liaisons Olive non normalisées (P-ONNC)**.
6. **Poutres avec liaisons lisses normalisées (P-LNC)**.
7. **Poutres avec gros coupleurs courts (P-GCC)**.
8. **Poutres avec coupleurs longs (P-CLC)**.

Les coupleurs sont systématiquement placés **au droit de la section transversale centrale des poutres**, sur les armatures de traction, afin d'évaluer leur impact sur la transmission des efforts et la fissuration. L'étude inclut également l'analyse de l'effet du **procédé de filetage** des barres d'armature, en distinguant les liaisons **normalisées** et **non normalisées**. Pour rappel, une **liaison normalisée** subit une traction post-emboutissage permettant d'éliminer les contraintes résiduelles induites par le filetage, rétablissant ainsi un comportement mécanique similaire à celui d'une barre non filetée.

Concernant les armatures secondaires, les cadres d'effort tranchant et les barres de compression sont constitués de barres de 8 mm de diamètre, identiques pour toutes les configurations, garantissant ainsi des conditions de cisaillement homogènes entre les poutres.

Les détails des échantillons ainsi que les configurations des poutres sont synthétisés dans le Tableau 3. 1 et illustrées en Figure 3. 2.

Tableau 3. 1 : Désignation des poutres et nombre d'échantillons pour chaque type

Poutre	Type de liaison	N échantillons
P-REF	Poutre avec armatures continues	3
P-RC	Poutre avec recouvrement	3
P-ONC	Poutre avec liaisons OLIVE normalisées	3
P-ONNC	Poutre avec liaisons OLIVE non normalisées	3
P-HNC	Poutre avec liaisons HA normalisées	3
P-LNC	Poutre avec liaisons lisses normalisées	3
P-GCC	Poutre avec gros coupleurs et courts	2
P-CL	Poutre avec long coupleurs	2

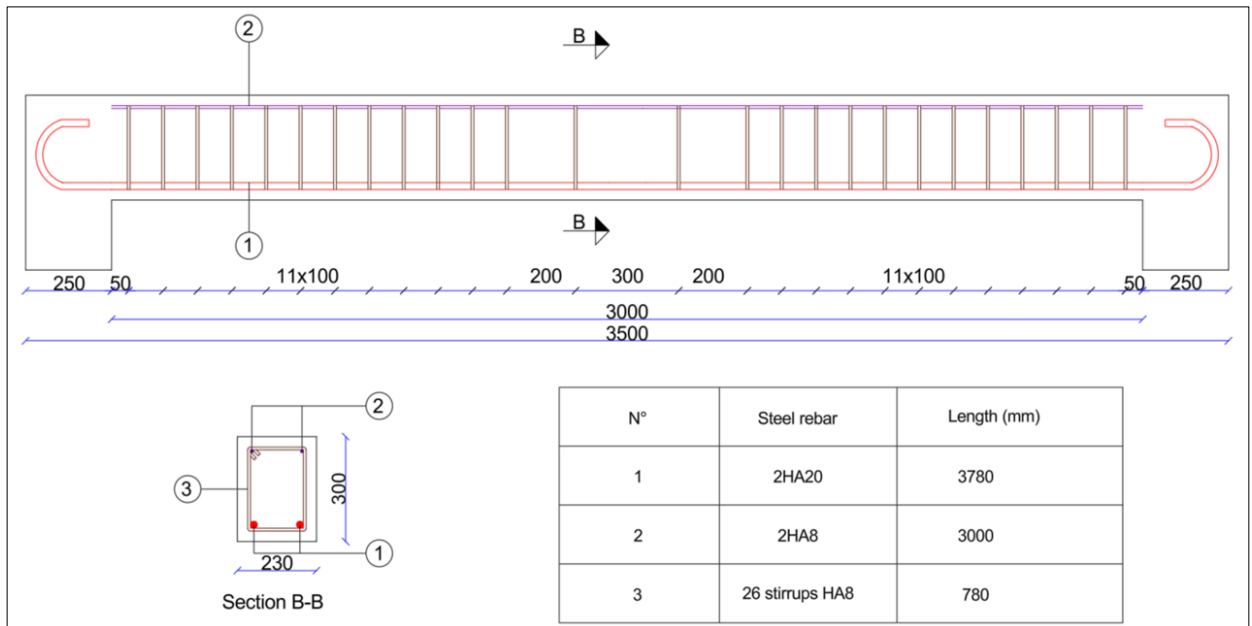


Figure 3. 2 : Géométrie de la poutre en béton armé avec la position du coupleur

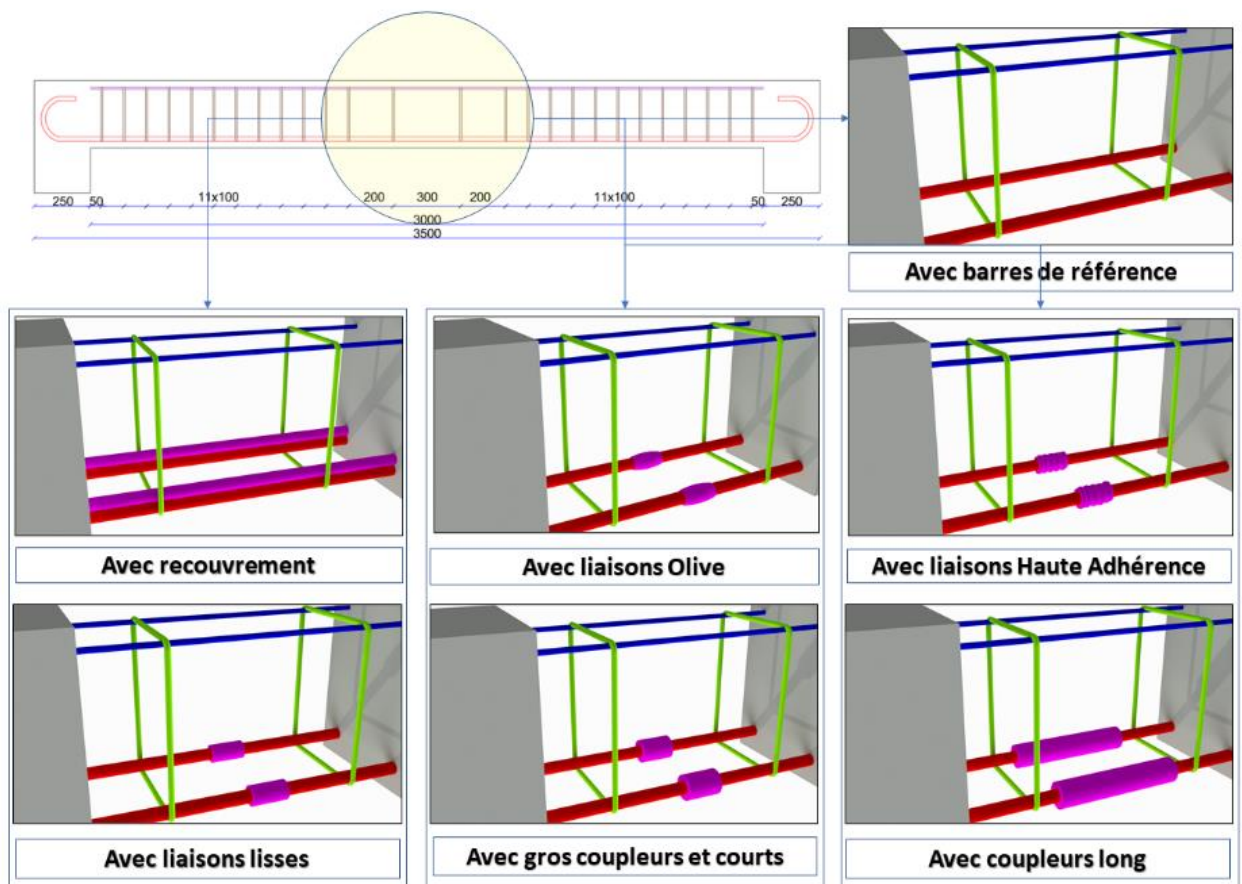


Figure 3. 3 : Géométrie et position des coupleurs dans la poutre

2.2. Description des matériaux

Dans cette étude, un béton de classe C35/40 a été utilisé pour la fabrication des poutres testées en flexion. Afin de garantir une qualité homogène du matériau tout en permettant une analyse comparative rigoureuse, la coulée des 18 poutres a été réalisée en quatre gâchées distinctes, chaque gâchée correspondant à une série de poutres avec des configurations spécifiques.

Les 24 poutres sont réparties comme suit :

- Trois séries de six poutres, comprenant chacune un exemplaire de chaque type étudié : P-BR, P-RC, P-O-N, P-O-NN, P-H-NN et P-L-N. Cette disposition permet d'évaluer l'influence des différentes configurations de coupleurs et de renforts tout en assurant une homogénéité de la qualité du béton au sein de chaque série.
- Une quatrième série comprenant six poutres supplémentaires, avec une configuration spécifique :
 - Une poutre de référence avec barres continues,
 - Une poutre équipée d'un coupleur olive,
 - Deux poutres avec des coupleurs courts et de grand diamètre,
 - Deux poutres avec des coupleurs longs.

Cette répartition expérimentale vise à analyser l'effet de la géométrie des coupleurs sur le comportement en flexion des poutres en béton armé. Les essais de compression réalisés sur des échantillons prélevés dans chaque gâchée permettent de vérifier la conformité du béton aux spécifications attendues et d'assurer la fiabilité des comparaisons entre les séries de poutres.

La résistance en compression du béton a été mesurée à 28 jours à l'aide d'essais normalisés sur éprouvettes cylindriques (Figure 3. 5), afin de caractériser les propriétés mécaniques du matériau. Les résultats obtenus indiquent une résistance moyenne de $46,1 \pm 1,07$ MPa pour la première gâchée, $47,21 \pm 1,58$ MPa pour la deuxième, $48,09 \pm 1,75$ MPa pour la troisième, et 45 ± 2 MPa pour la quatrième (Figure 3. 4).

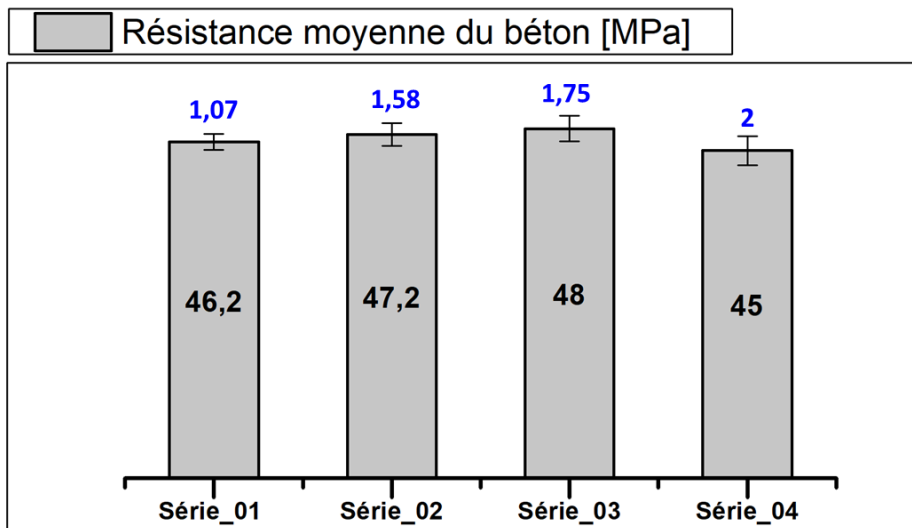


Figure 3. 4 : Valeurs de résistance moyenne en compression du béton.

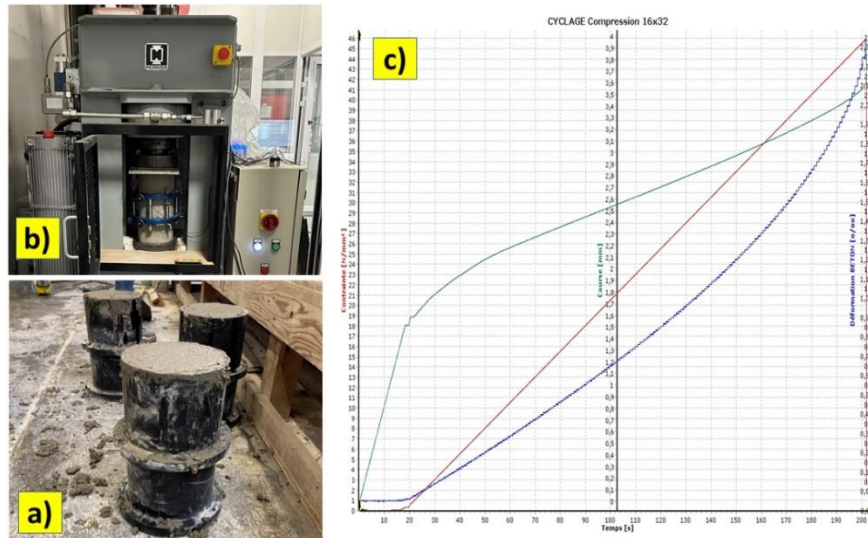


Figure 3. 5: a) Préparation des éprouvettes, b) réalisation de l'essai de compression c) mesure de la résistance du béton par la machine du laboratoire.

2.3. Techniques de mesure

2.3.1. Capteurs d'effort et de déplacement

L'instrumentation mise en place pour les essais de flexion en quatre points permet de mesurer avec précision les efforts appliqués et les déplacements résultants. Un **capteur d'effort** de capacité **500 kN**, présentant une précision de $\pm 0,1 \%$, est installé entre le vérin hydraulique et le chevêtre d'appui afin d'enregistrer les charges appliquées tout au long de l'essai. Par ailleurs, un **capteur à fil** est positionné à **mi-travée** de la poutre afin de mesurer avec précision la flèche en fonction de la charge appliquée, assurant ainsi un suivi rigoureux du comportement en flexion des éprouvettes (Figure 3. 6).

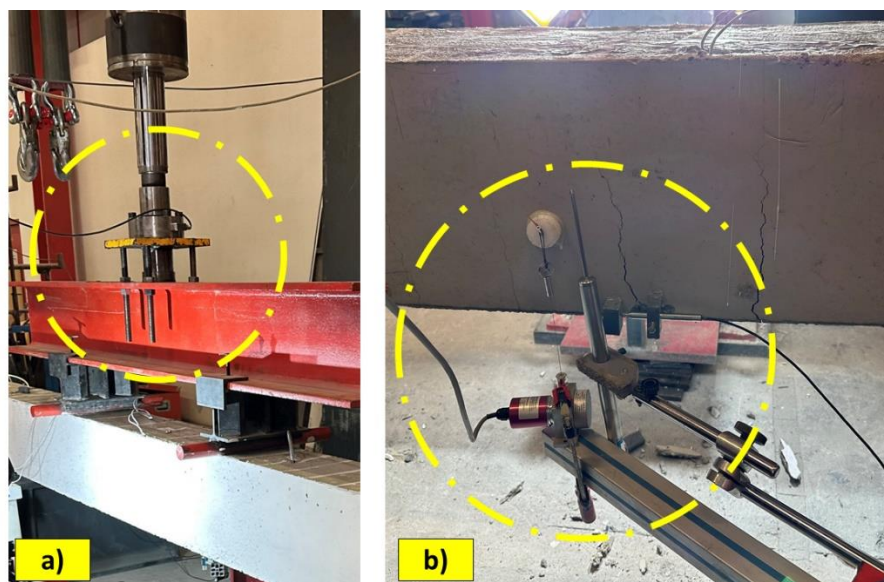


Figure 3. 6: a) Mise en place du capteur de force, b) mise en place du capteur de déplacement

2.3.2. Jauges de déformation

L'instrumentation des poutres est complétée par l'intégration de **jauges de déformation résistives** collées sur les barres d'acier tendues, au niveau de la section centrale, afin de mesurer précisément l'évolution des déformations au niveau des armatures.

Pour les poutres munies de coupleurs, une jauge de déformation est positionnée à 2 cm de la zone de filetage, permettant d'analyser l'influence du couplage mécanique sur la transmission des efforts. Concernant la poutre avec recouvrement, trois jauges sont installées : l'une au droit du recouvrement, et les deux autres à ses extrémités gauche et droite, afin de suivre la distribution des déformations le long de la zone de liaison. Enfin, pour la poutre de référence, équipée d'armatures longitudinales continues, une jauge de déformation est positionnée au centre de la barre, garantissant une comparaison fiable des différents modes de liaison.

Toutes les jauges utilisées sont des capteurs résistifs de 120Ω , avec une longueur de grille de 10 mm (Figure 3. 7), assurant une précision optimale dans la mesure des déformations au cours des essais.

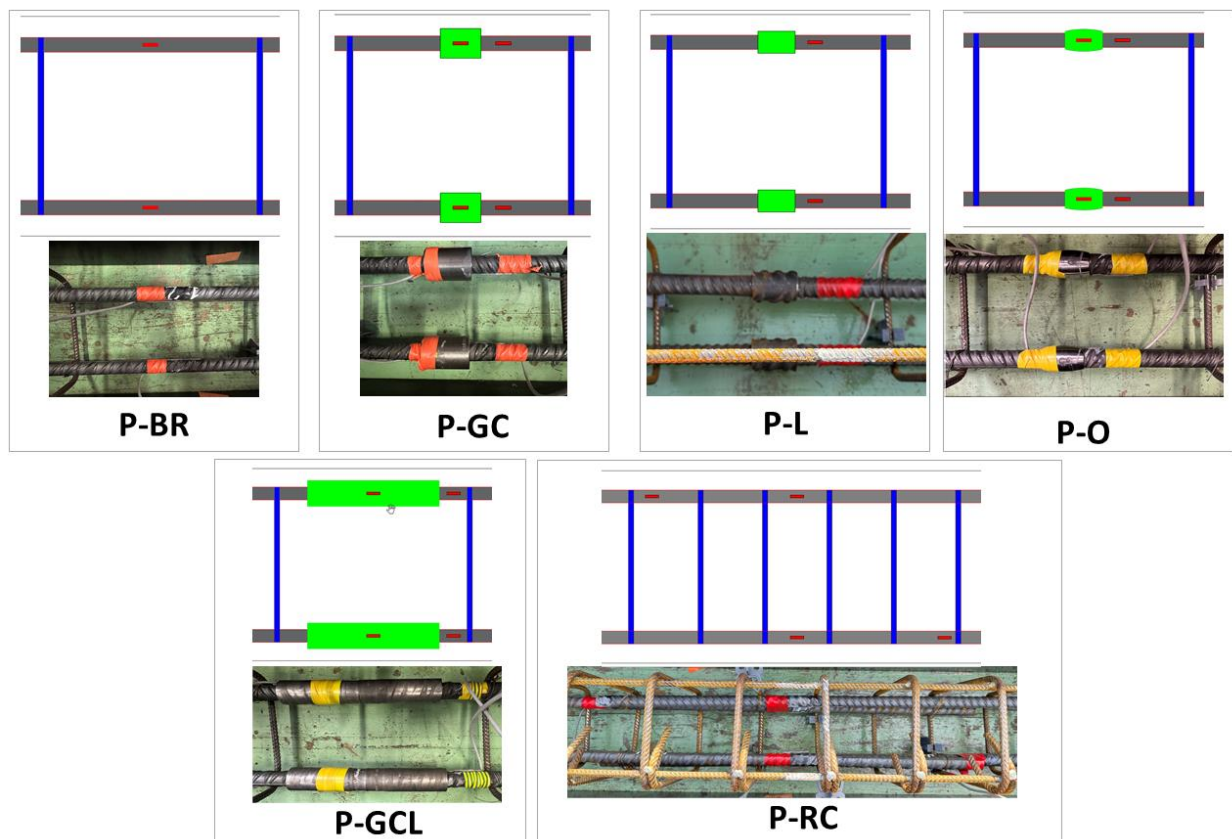


Figure 3. 7 : Positionnement des jauges d'extensométrie dans les poutres.

2.3.3. Technique de corrélation d'images digitale

L'instrumentation standard est complétée par un système de corrélation d'images numériques (DIC) permettant une mesure de champ de déformation sans contact. Cette technique est particulièrement adaptée pour analyser les champs de déplacement et l'évolution des fissures dans

les poutres en béton armé. Une caméra haute résolution, couplée à un contrôleur, est positionnée perpendiculairement à la surface de l'éprouvette à une distance de 550 mm afin d'assurer une acquisition optimale des images. La zone d'intérêt (ZOI), d'une dimension de 300 mm x 650 mm, est définie au niveau de la section centrale des poutres (Figure 3. 8).

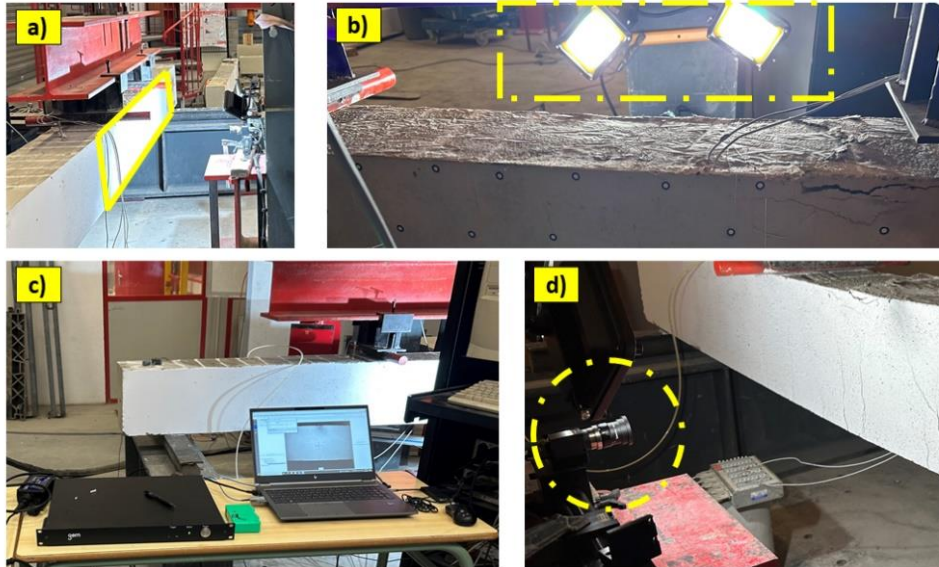


Figure 3. 8: Dispositif d'essai : a-b) éclairage de la zone d'intérêt, c) enregistrement des résultats, c) camera d'acquisition

Pour permettre une reconnaissance précise des déplacements et des déformations par le logiciel de post-traitement, un motif aléatoire noir/blanc est appliqué sur la surface des poutres. Cette préparation consiste en l'application successive de deux couches de peinture blanche, suivie d'un léger mouchetis noir, garantissant un contraste suffisant pour la détection des variations de champ de déformation (Figure 3. 9). L'acquisition des images s'effectue à une fréquence de 0,5 Hz, assurant un suivi précis de l'évolution des fissures et de leur ouverture tout au long de l'essai.

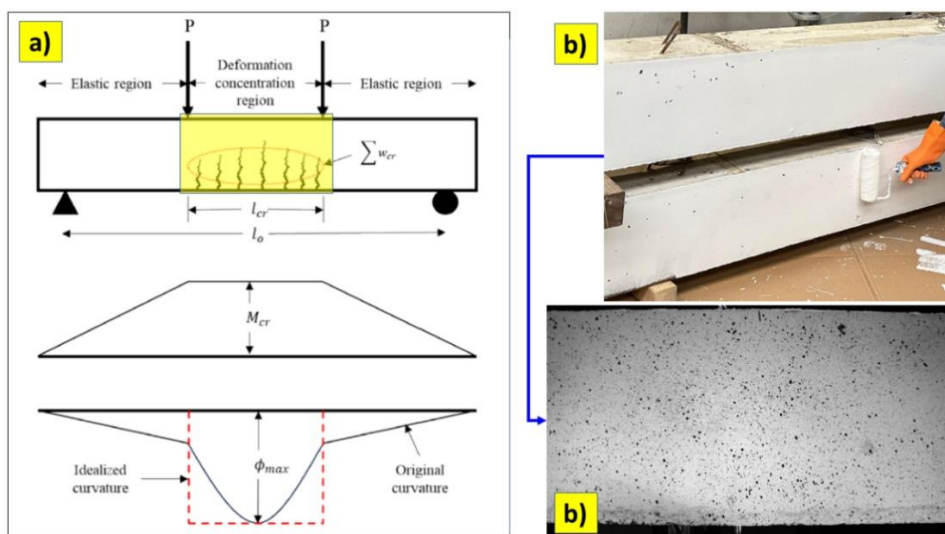


Figure 3. 9 : Préparation de l'éprouvette pour la corrélation d'images : a) zone d'intérêt, b) application de la peinture blanche, c) application du mouchetis.

Dans cette étude, le logiciel "GOM Correlate" a été utilisé avec une procédure de corrélation standard. Les paramètres de l'instrumentation et de l'analyse par corrélation d'images sont présentés dans les tableaux Tableau 3. 2 et Tableau 3. 3. La corrélation d'images a été appliquée pour l'analyse de la fissuration de la poutre testée. L'évolution des fissures dans la zone d'étude a été enregistrée et analysée jusqu'à la rupture de la poutre. Le nombre de fissures peut varier d'un spécimen à l'autre. Les fissures peuvent également s'être produites en dehors de la zone d'étude (Figure 3. 10).

Tableau 3. 2 : Paramètres matériels du DIC.

Camera	Schneider Kreuznach
Résolution de l'image	4096 × 3000 pixels
Ouverture de l'objectif	Opale f = 12 mm ; F 2,8-22
Angle de vue maximal	Entre f/6 et f/9 75 °
Échelle de l'image	Entre 6,66 et 8,33 pixels/mm
Distance d'arrêt	Entre 600 et 800 mm
Taux d'acquisition de l'image	1/2 Hz
Technique d'application de motifs	Couche de base de peinture blanche en bombe avec des mouchetures noires appliquées à la peinture à l'encre 2,25 pixels/0,2 mm

Tableau 3. 3 : Paramètres de l'analyse DIC.

Logiciel DIC	Gom Corrélation
Taille du sous-ensemble	30 pixels/4 mm
Taille du pas	20 pixels/2.66 mm
Fonction de forme des sous-ensembles	Raffiné
Interpolation	Bilinéaire affiné

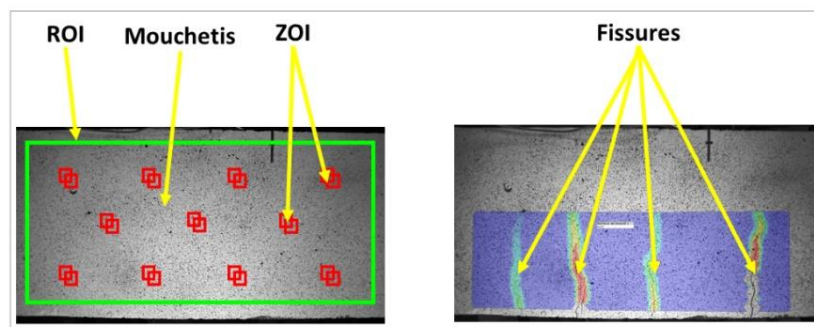


Figure 3. 10 : Traitement des images après les essais : définition des ROI et ZOI et visualisation du champ de déformation obtenu par DIC

2.3.4. Capteurs à fibres optiques

La technique de mesure par fibre optique a été mise en œuvre afin d'analyser le comportement mécanique en déformation des armatures longitudinales des poutres en béton armé soumises à des

sollicitations en flexion. Les fibres optiques ont été positionnées dans le béton, à proximité immédiate des barres d'armature en traction, afin de détecter avec précision l'apparition et l'évolution des fissures, y compris les microfissures, tout au long de la poutre et plus particulièrement dans la zone de la liaison. Cette approche permet un suivi en temps réel des déformations tout au long de l'armature instrumentée, offrant ainsi une acquisition de données à haute résolution et une meilleure compréhension de la réponse mécanique des armatures sous l'effet des charges appliquées (Figure 3. 11, Figure 3. 12)

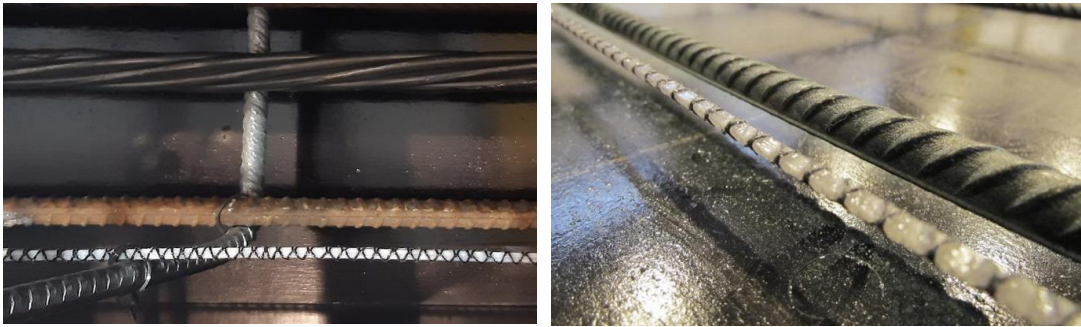


Figure 3. 11 : positionnement des fibres optiques de type : EpsilonSensor dans la poutre en béton armé

Dans cette étude, des capteurs à fibre optique de type EpsilonSensor ont été utilisés. Il s'agit de capteurs DFOS (Distributed Fibre Optic Sensors) capables de mesurer des déformations jusqu'à 4 %, avec un module d'élasticité de 3 GPa, ce qui garantit qu'ils n'influencent pas le comportement de la structure surveillée. Grâce à leur cœur monolithique en matériau composite spécialement conçu, ces capteurs assurent une mesure précise et continue des déformations sur toute leur longueur, avec une résolution de 1 $\mu\epsilon$. Leur surface extérieure tressée améliore l'adhérence et l'interaction avec le matériau environnant, ce qui en fait un outil idéal pour la détection et l'analyse des fissures dans le béton.

L'acquisition des déformations à l'aide de la fibre optique est réalisée au moyen de l'interrogateur optique **ODISI-6 LUNA** (Optical Distributed Sensor Interrogator). Cet appareil repose sur la technologie OFDR-Rayleigh, permettant de mesurer la distribution continue des déformations le long de la fibre optique avec une grande précision. Il offre la possibilité de configurer et de contrôler divers paramètres expérimentaux, notamment la fréquence d'acquisition, la résolution spatiale et la calibration initiale avant les essais. De plus, il permet une visualisation en temps réel de l'évolution des déformations tout au long de l'essai. Le Tableau 3. 4 et la **Figure 3. 13** présentent les caractéristiques de l'interrogateur.

Dans le cadre de cette étude, une résolution spatiale de 2,6 mm a été retenue sur l'ensemble de la fibre optique, d'une longueur totale de 5 m, avec une fréquence d'acquisition fixée à 2 Hz. L'interrogateur présente une incertitude de mesure inférieure à 0,1 GHz, correspondant à une précision d'environ 1 $\mu\epsilon$ ou 0,1 °C. La fibre optique utilisée est composée d'un connecteur, d'une zone libre de 20 cm et d'une section de mesure active de 5 m, permettant un suivi détaillé et fiable du champ de déformation (Tableau 3. 4).

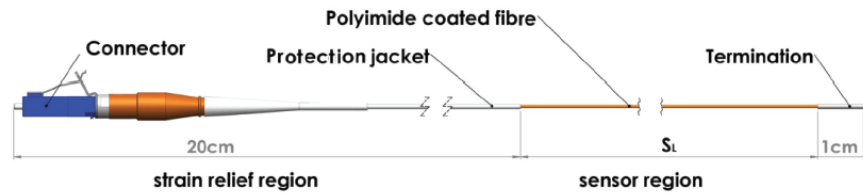


Figure 3. 12 : Composants de la fibre optique utilisée [86]

Tableau 3. 4 : Caractéristiques de l'interrogateur ODiSI-6 [169]

	High-Definition (HD) Sensors - Strain & Temperature	Continuous Fiber Grating (CFG) Sensors	Strain-Compensated (HD-SC) Temperature Sensors
Application feature	Maximum spatial resolution, maximum sensor length	Increased dynamic performance	Temperature sensing with embedded or mounted sensors
Sensor gage pitch	0.65 mm, 1.3 mm, 2.6 mm and 5.2 mm	6 mm	1.04 cm
Sensor lengths	1 to 100 m	1 to 15 m	1 to 5 m
Measurement rate	Up to 250 Hz	Up to 62.5 Hz	2.5 Hz
Remote module compatibility	Standard & Extended Range	Standard	Extended Range

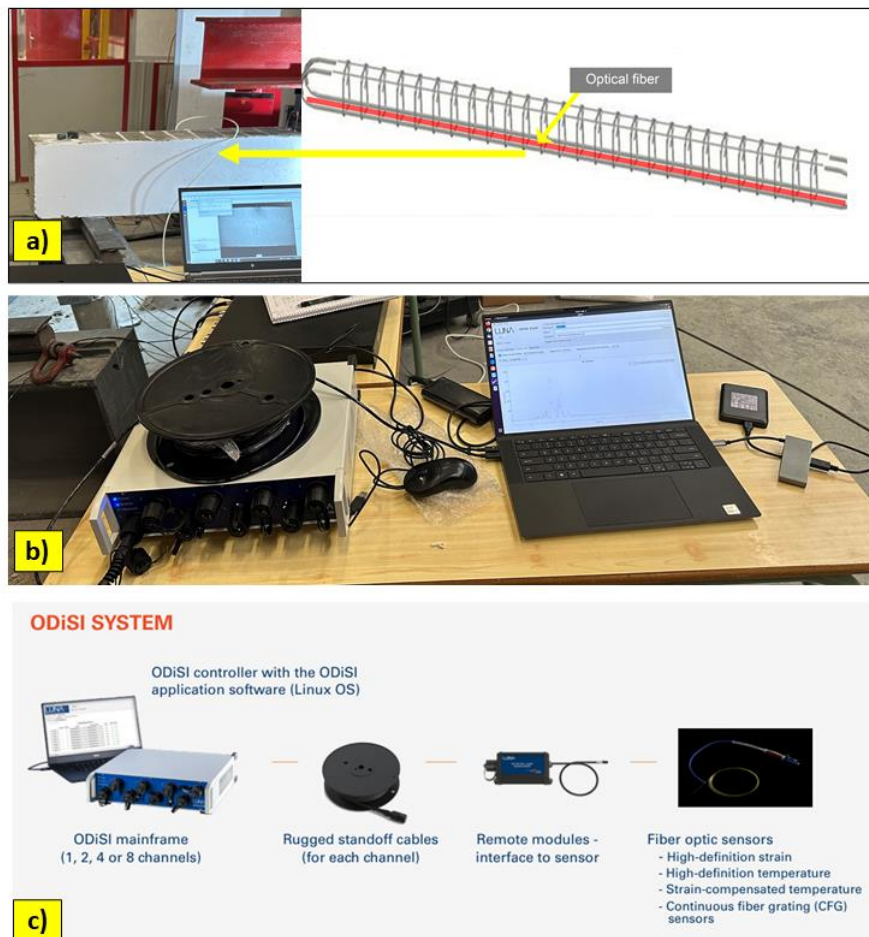


Figure 3. 13 : a-b) Dispositif et mise en place de la fibre optique, c) composantes de l'interrogateur ODiSI [169]

3. Résultats expérimentaux

3.1. Courbes charge flèche

La Figure 3. 14 illustre l'évolution des courbes charge-flèche mesurées à mi-travée pour l'ensemble des poutres testées en flexion quatre points. L'analyse de ces courbes permet d'identifier les principales étapes du comportement mécanique des poutres, depuis la phase élastique jusqu'à la rupture. De manière générale, la réponse des poutres présente trois points d'inflexion caractéristiques : l'apparition des premières fissures de flexion, l'amorce de la plastification des armatures en traction et la charge maximale atteinte avant la ruine du béton.

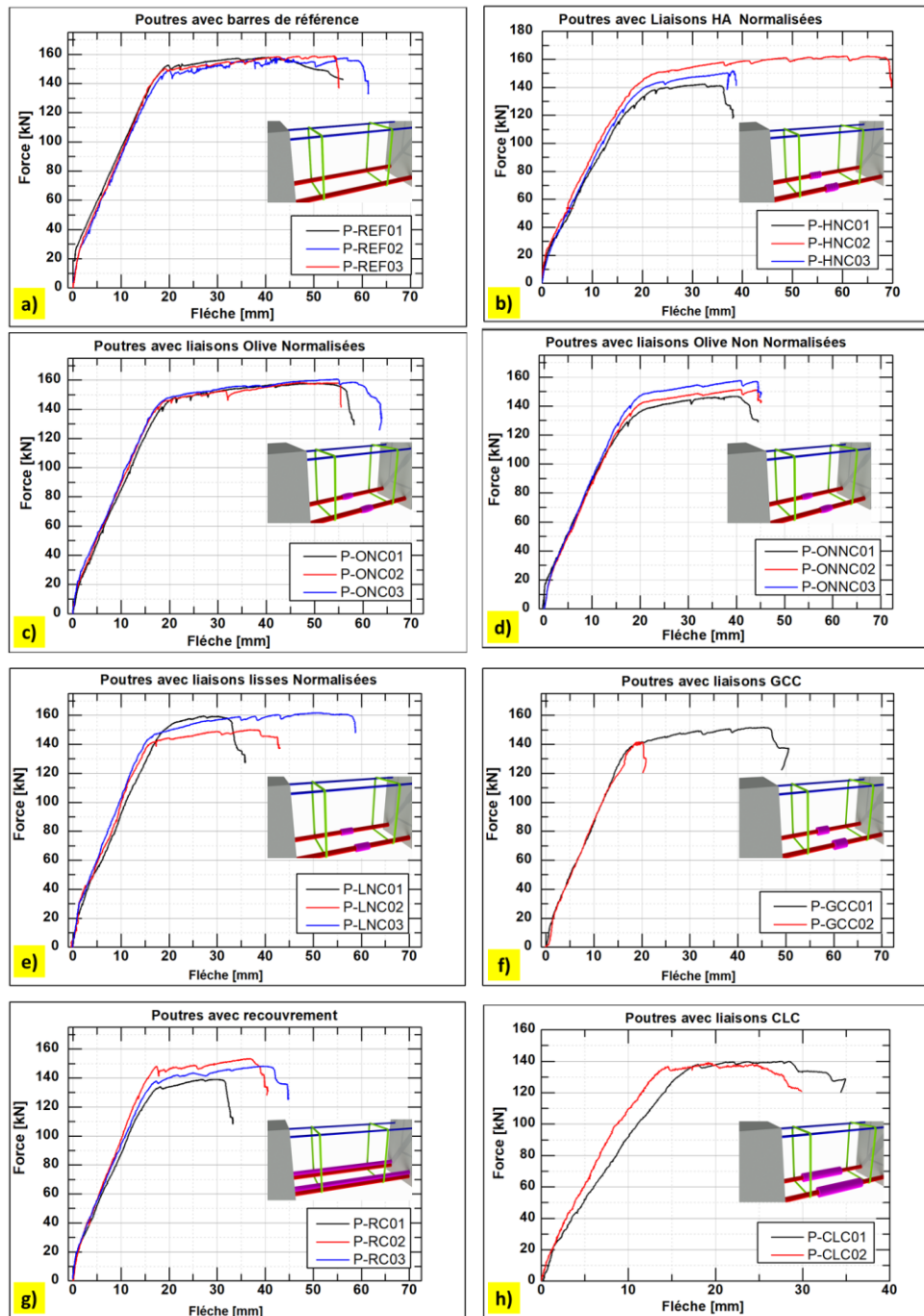


Figure 3. 14 : Courbes de la charge appliquée en fonction de la flèche des poutres, avec toutes les configurations de renforcement

Dans la phase initiale, le comportement est essentiellement linéaire, traduisant une réponse élastique du matériau. L'apparition des premières fissures de flexion dans la zone tendue entraîne une légère modification de la pente de la courbe, correspondant à une diminution de la rigidité en raison de la perte de continuité du béton en traction. Cette charge de fissuration majeure est identifiée comme le premier point d'inflexion des courbes charge-flèche.

Avec l'augmentation de la charge appliquée, une seconde inflexion est observée, associée à l'amorce de la plastification des armatures longitudinales en traction. À ce stade, la charge augmente faiblement tandis que les déplacements s'amplifient rapidement, traduisant une évolution non linéaire du comportement de la poutre.

Enfin, le dernier point de flexion est atteint à la charge maximale, correspondant à la rupture de la poutre. Celle-ci se produit principalement par l'écrasement du béton dans la zone comprimée, entraînant une chute brutale de la courbe charge-flèche.

Les principaux paramètres issus des courbes expérimentales, tels que les charges, d'élasticité, et de rupture, ainsi que les flèches correspondantes, sont résumées dans le Tableau 3. 5. L'analyse comparative entre les différents types de poutres mettent en évidence l'impact des coupleurs sur la capacité portante et la ductilité des éléments testés.

La Figure 3. 15 présente la réponse charge-flèche à mi-portée, chaque courbe montre la réponse des trois spécimens de chaque type. Sur chaque courbe, la force de limite d'élasticité et son déplacement élastique équivalent ont été marquées, le point auquel la raideur de la poutre EI n'est plus constant marquant la transition de la zone élastique à la zone plastique : La rigidité diminue légèrement, ce qui signifie que les déformations augmentent plus rapidement par rapport à la charge [170].

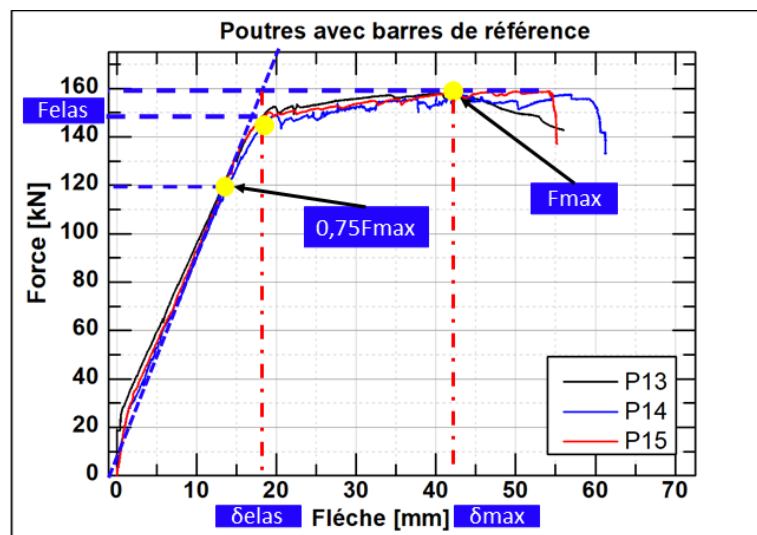


Figure 3. 15 : Définition des forces et flèche élastiques, force et flèche maximales[170].

Les résultats montrent que les poutres avec armatures continues P-REF présentent une force de limite d'élasticité la plus élevée, mesurée à 145 kN. Par rapport aux poutres de référence, les autres méthodes de liaison ont montré des valeurs inférieures pour ces deux grandeurs, tel que le montre la Figure 3. 14 et le Tableau 3. 5 . Avec une variation de la force en fonction de la flèche similaire à celle mesurée pour les poutres avec liaisons Olive P-ONC, dans la phase élastique jusqu'à la rupture, les charges élastiques et maximales s'approchent le plus aux grandeurs données par les poutres de référence (inférieures à 1,4%). La poutre P-CLC enregistre une réduction notable de sa

capacité portante maximale et de ductilité ($F_{max} = 139,50$ kN, soit 88 % de celle de P-REF), ce qui met en évidence une moindre efficacité de cette configuration en flexion.

Bien que la résistance maximale des poutres P-GCC (146,00 kN) soit relativement élevée, elle reste inférieure à celle observée pour les poutres (P-ONC) et les poutres avec liaisons HA normalisées (P-HNC), qui présentent des capacités de charge maximales respectivement de 158,33 kN et de 151,67 kN. De plus, le déplacement maximal des poutres P-GCC (32,35 mm).

Ce comportement indique que l'augmentation du diamètre des coupleurs n'améliore pas la performance des poutres en termes de rigidité et de résistance à la flexion, et ne surpasse pas l'efficacité des configurations utilisant des coupleurs à plus petits diamètres telles que celles des coupleurs Olive normalisés.

Tableau 3. 5 : Valeurs expérimentales pour chaque configuration

Type	F_{elas} [kN]	%	δ_{elas} [mm]	F_{max} [kN]	%	δ_{max} [mm]
P-REF	145,80 ±1,30	-	17,56 ±0,56	158,01 ±1,22	-	46,10 ±6,00
P-ONC	143,67 ±1,15	98,6	18,70 ±0,44	158,33 ±1,53	101,0	50,37 ±3,46
P-LNC	142,67 ±5,13	98,0	15,84 ±1,19	157,09 ±6,19	99,0	38,23 ±12,07
P-HNC	136,33 ±6,51	93,5	17,65 ±0,60	151,67 ±10,02	95,0	43,30 ±14,78
P-GCC	135,50 ±3,53	92,9	17,40 ±0,98	146,00 ±7,07	96,2	32,35 ±18,31
P-RC	134,25 ±4,99	92,0	16,08 ±0,72	145,75 ±6,07	99,8	36,30 ±4,78
P-GCL	131,00 ±1,41	89,8	15,75 ±0,07	139,50 ±0,70	95,7	32,35 ±4,24

Les résultats expérimentaux montrent que le procédé de normalisation des liaisons influence le comportement global des poutres. Les poutres P-LONC présentent une force limite élastique $F_{elas} = 143,67$ kN et une force maximale F_{max} de 158,33 kN. Tandis que les poutres P-LONNC, avec des liaisons non normalisées présentent des valeurs inférieures, avec $F_{elas} = 137$ kN et $F_{max} = 151,52$ kN. Le procédé de normalisation permet de maintenir les valeurs de charges élastique et maximale proche à celles des poutres avec armatures continues. Le contraire avec des liaisons non normalisées ou les déformations et les allongements résiduelles déjà présentes dans la liaison, causent une réduction de la rigidité initiale, les charges élastique et maximale : 5% et la charge maximale de 4,5% par rapport à la liaison normalisée (Figure 3. 16 et Tableau 3. 6).

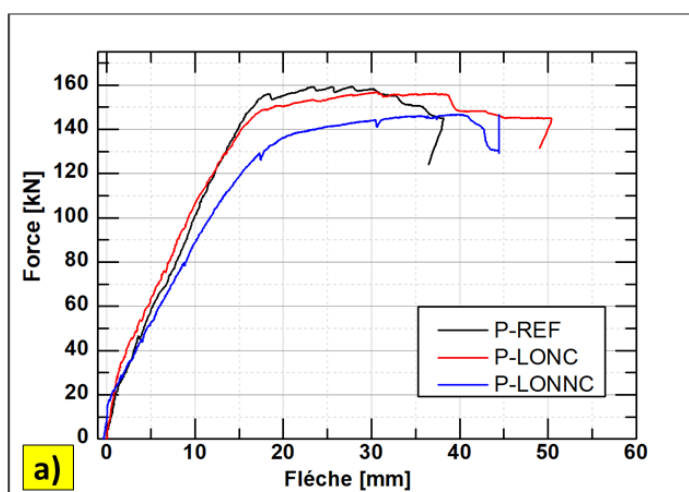


Figure 3. 16 : Courbes charges flèche des poutres P-REF,P-ONC,P-ONNC

Tableau 3. 6 : Valeurs de l'effort pour les configurations normalisées et non normalisées

Type	F _{elas} [kN]	%	δ _{elas} [mm]	F _{max} [kN]	%	δ _{max} [mm]
P-REF	145,80 ±1,30	-	17,56 ±0,56	158,01 ±1,22	-	46,10 ±6,00
P-ONC	143,67 ±1,15	98,6	18,70 ±0,44	158,33 ±1,53	101,0	50,37 ±3,46
P-ONNC	137,00 ±3,61	-6,0	18,40 ±1,54	151,52 ±5,80	-5,0	39,80 ±0,82

3.2. Dégradation de rigidité

La dégradation de la rigidité sous charge peut représenter l'accumulation de dommages structurels internes et la capacité structurelle à résister à la déformation. La rigidité initiale K₁, la rigidité secondaire K₂ et la troisième rigidité équivalente K₃ peuvent être calculées sur la base des paramètres caractéristiques obtenus à la base des charges et des déplacements de fissuration, élastiques et maximales, qui peuvent être décrits comme suit :

$$K_1 = \frac{F_T}{\Delta_T}, K_2 = \frac{F_y - F_T}{\Delta_y - \Delta_T}, K_3 = \frac{F_P - F_y}{\Delta_P - \Delta_y}. \quad (3.1)$$

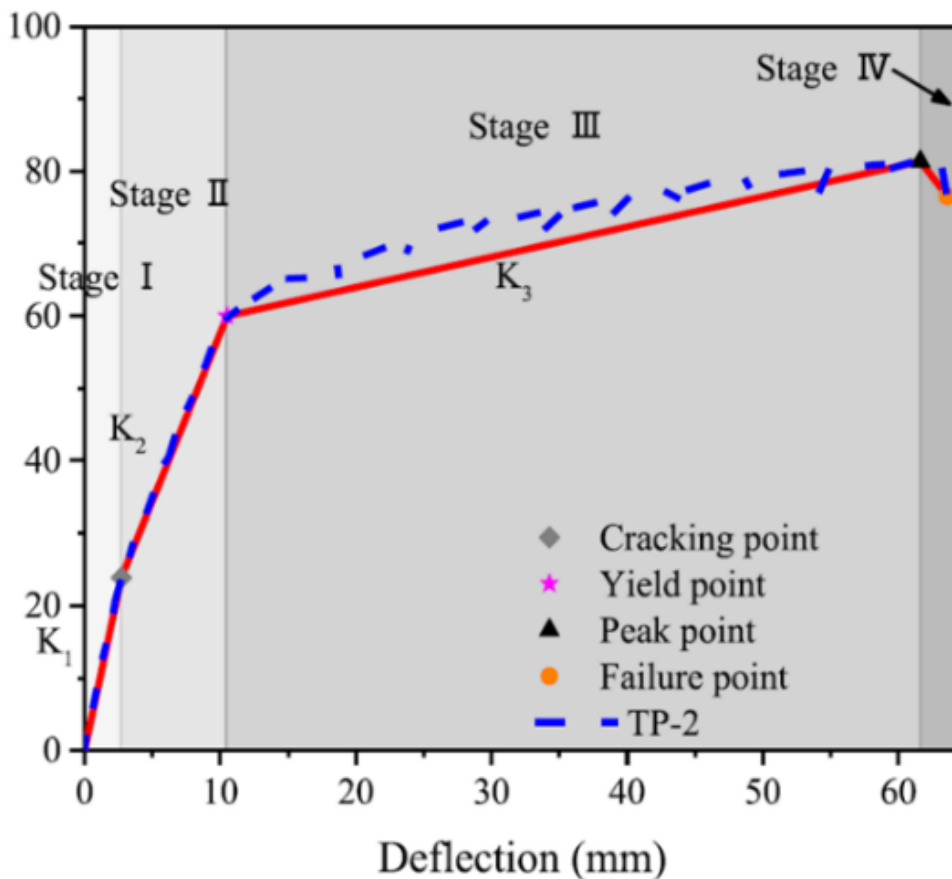


Figure 3. 17 : Définition des paramètres de rigidité sur les courbes de la charge en fonction de la flèche pour les essais de flexion 4 points [171].

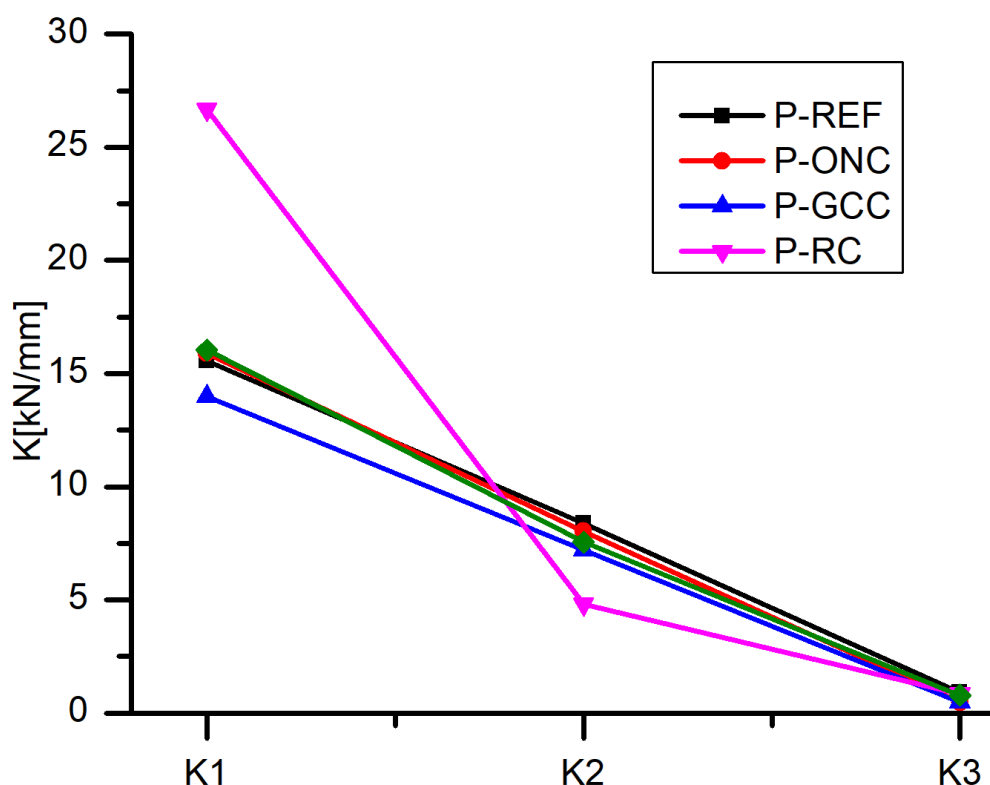


Figure 3. 18 : Dégradation de la rigidité pour les poutres P-REF, P-ONC, P-GCC, P-CL, P-RC.

La dégradation de la rigidité des éprouvettes en flexion 4 points est illustrée à la **Figure 3. 18**.

La raideur K_1 de l'éprouvette de référence P-REF était de 15.56 kN/mm, soit 11,3 % de plus que les éprouvettes P-GCC. Cette différence peut être attribuée à la résistance à la traction faible dans les barres inférieures de la poutre liée au diamètre des coupleurs qui favorise l'apparition des fissures rapides vu que la section du béton autour du coupleur est petite par rapport au reste de la barre ainsi que les zones de localisation des cardes des efforts tranchants. La raideur K_1 des éprouvettes P-ONC, P-CL étaient 15,89 kN/mm, 16,04 kN/mm, soit 2%, 3% de plus que l'éprouvette P-REF respectivement. Ce qui explique que les coupleurs de petits diamètres n'influencent pas d'une manière négative la rigidité initiale associée à l'apparition des premières fissures.

La rigidité post-fissuration K_2 des poutres P-ONC, P-CL, P-GCC, montre une réduction de l'ordre de -4 %, de -10 % et de -19 % respectivement., avec une dégradation de la rigidité linéaire pour les poutres P-ONC et similaire à celle des poutres P-REF.

Pour les poutres P-CL, la dégradation de rigidité n'est pas linéaire comme dans le cas des poutres P-REF et P-ONC, qui peut être attribuée au fait que ces coupleurs se comportent comme des recouvrements dans la poutre. Lorsque les spécimens ont cédé, la rigidité a diminué de manière significative tel qu'on peut remarquer que pour le cas des recouvrements, la raideur K_1 est supérieure par rapport aux autres configurations impliquant une charge de fissuration plus importante. On constate également une raideur K_2 plus faible. Les valeurs de raideur K_3 de tous les spécimens étaient très proches les unes des autres.

3.3. Mécanismes de fissuration

Dans cette section, nous analysons la distribution et l'évolution des fissures dans la zone du moment maximal au cours de l'essai de flexion, en s'appuyant sur la technique de corrélation d'images numériques (DIC). L'étude porte sur le schéma de fissuration, l'ouverture des fissures et leur progression en fonction de l'augmentation de la charge appliquée. L'utilisation de la DIC nous a permis de suivre avec précision l'apparition et l'évolution des fissures, en fournissant des champs de déformation détaillés et en capturant la cinématique des fissures tout au long de l'essai. Ces données permettent d'évaluer l'influence des différentes méthodes de liaison des armatures sur le comportement en fissuration des poutres testées.

3.3.1. Schéma de fissuration

L'analyse de l'état de fissuration des poutres en béton armé munies de coupleurs se concentre principalement sur la zone centrale, correspondant à une longueur de 0.35m de part et d'autre de l'axe médian, où le moment fléchissant atteint sa valeur maximale et demeure constant (Figure 3.19).

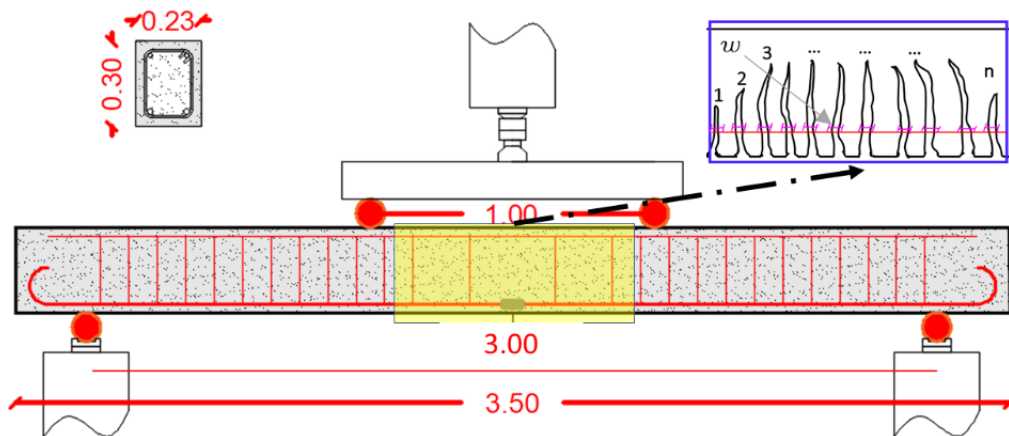
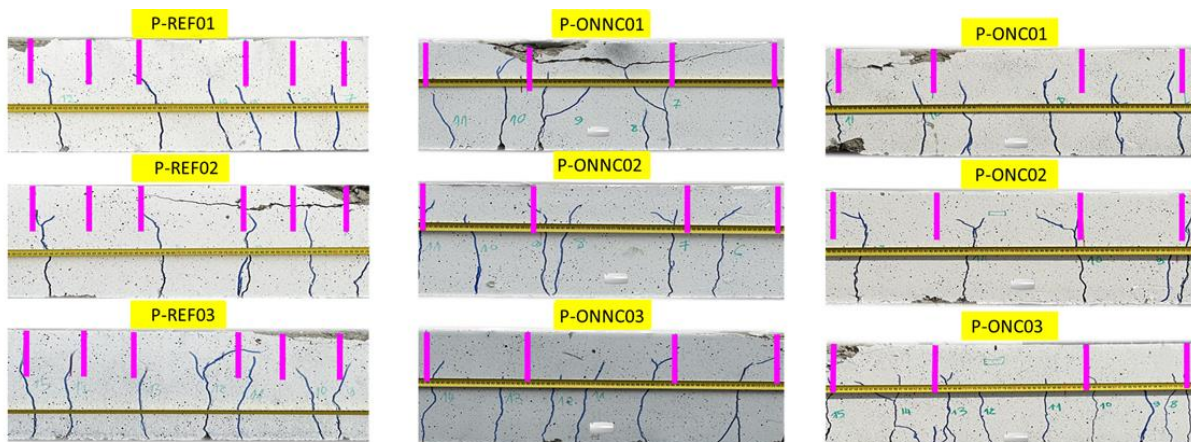


Figure 3. 19 : Définition de la zone d'analyse par corrélation d'images numériques sur la poutre.



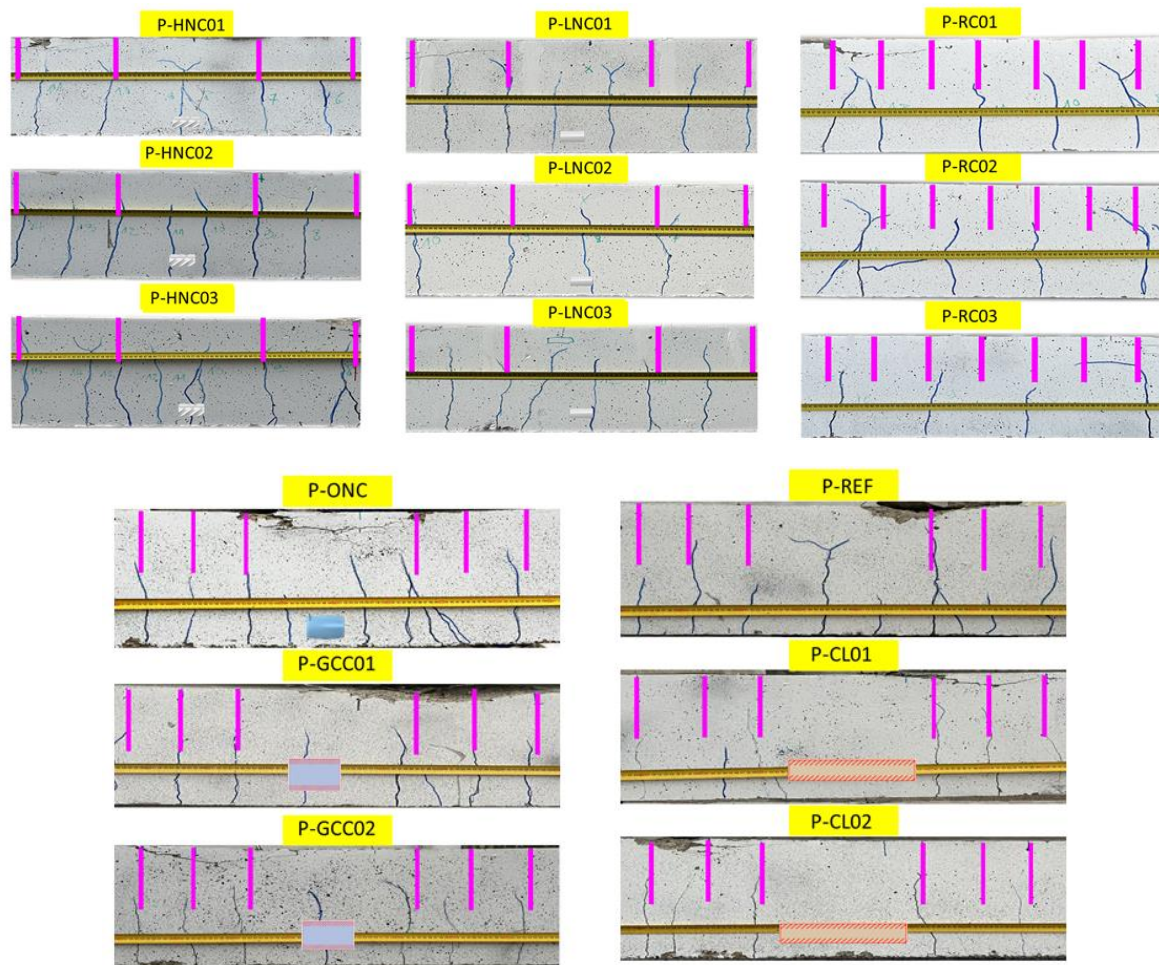


Figure 3. 20 : État de fissuration des poutres avec différentes configurations de liaisonnement après la rupture.

De manière générale, l'ensemble des poutres testées présente, lors des premières phases de chargement, l'apparition de fissures de flexion sous l'effet du moment fléchissant. À mesure que la charge appliquée augmente, certaines de ces fissures s'étendent et évoluent en fissures combinées flexion-cisaillement sous l'effet conjoint de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Cette évolution du mécanisme de fissuration corrobore les observations rapportées dans la littérature [Lu et al., 2021].

Les poutres P-ONC ne présentent aucune fissure, ni aux emplacements des coupleurs ni à leurs extrémités. En revanche, les poutres P-LNC et P-CL montrent des fissures uniquement aux extrémités des coupleurs, tandis que les poutres P-HNC et P-GCC présentent des fissures directement à l'emplacement des coupleurs (Figure 3. 20) .

La Figure 3. 21 présente l'évolution des schémas de fissuration et des ouvertures de fissures, mesurée par la corrélation d'images pour les différentes configurations de coupleurs d'armatures, sous des niveaux de charge allant de $0.2F$ jusqu'à F_y , où F_y représente la force de limite d'élasticité des poutres de référence P-REF. Cette analyse vise à évaluer l'influence de la géométrie des coupleurs sur le mécanisme d'ouverture des fissures dans la zone étudiée.

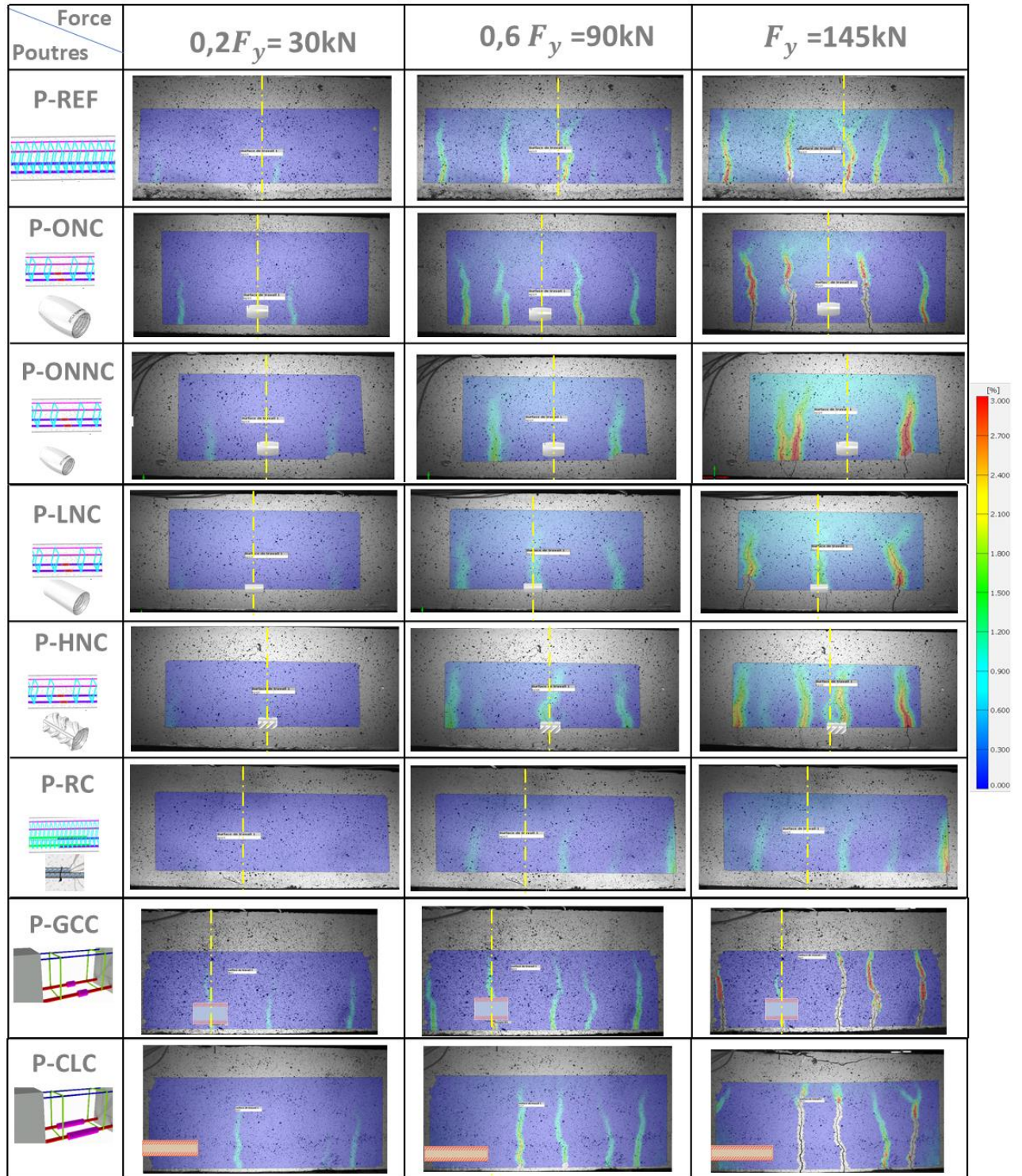


Figure 3. 21 : Évolution des schémas de fissuration et des ouvertures de fissures mesurées par corrélation d'images pour différentes configurations de coupleurs d'armatures, sous des charges de $0.2 F_y$ à F_y .

L'analyse des résultats met en évidence l'influence de la géométrie des coupleurs sur la distribution des ouvertures de fissures dans la zone étudiée. Les poutres avec des liaisons courtes normalisées (P-ONC, P-LNC, P-HNC) présentent un schéma d'ouverture des fissures similaires à celui des poutres de référence (P-REF), avec des espacements relativement homogènes et comparables. De plus, aucune fissure n'apparaît dans la zone du coupleur pour les poutres P-ONC, indiquant une bonne continuité du transfert des efforts. En revanche, les poutres avec recouvrement (P-RC) et celles munies de coupleurs longs (P-CLC) présentent un comportement distinct, caractérisé par des espacements plus importants entre les fissures dans la zone d'implantation de ces liaisons, Avec un espacement moyen entre fissures de 18,4cm pour les poutres P-RC, proche du double de celui des poutres de référence P-REF, suivi par les poutres P-CLC avec un espacement entre fissures de 16,1cm (Figure 3. 22). Une concentration de fissures est également observée à leurs extrémités, suggérant une redistribution locale des contraintes et une modification du mécanisme de fissuration dans ces configurations.

La Figure 3. 22 présente les espacements moyens entre les fissures dans les poutres avec les différentes configurations de coupleurs d'armatures, dans la zone de moment maximal et constant de la poutre. L'espacement moyen entre les fissures S_{moy} est déterminé en calculant la moyenne des espacements individuels entre chaque paire de fissures dans la zone étudiée. Il s'exprime par l'équation (3. 2) :

$$S_{moy} = \frac{\sum_1^{N_s} S_i}{N_s} \quad (3. 2)$$

Où :

- S_i représente l'espacement entre deux fissures consécutives,
- N_s est le nombre total d'espacements mesurés dans la zone de moment constant capturée par la caméra de la corrélation d'images.

Cette approche permet d'évaluer la distribution des fissures et d'analyser l'effet des différentes configurations de liaison sur la cinématique de fissuration des poutres.

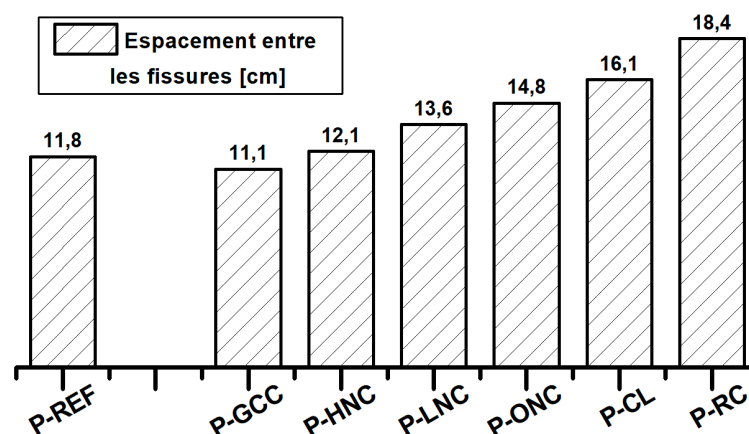


Figure 3. 22 : Espacement moyen entre les fissures pour tous les types des poutres.

Les poutres (P-CLC) présentent un espacement maximal des fissures atteignant jusqu'à 300 mm, ce qui suggère une concentration des déformations dans la poutre, conduisant à des fissures plus espacées. Cette géométrie des coupleurs entraîne un comportement de fissuration distinct, où les fissures se forment à des intervalles plus grands, ce qui peut être interprété par la variation de la résistance locale à la fissuration des zones d'extrémité de liaison, créant des fissures distantes, qui engendre un comportement de fissuration moins uniforme. En revanche, les poutres avec des coupleurs courts présentent un espacement de fissures plus uniforme, généralement compris entre 100 mm et 150 mm, ce qui explique une meilleure répartition des efforts dans ces poutres.

Cette analyse indique que la répartition et l'ouverture des fissures varient en fonction du type de coupleur utilisé.

3.3.2. Analyse de l'ouverture des fissures par corrélation d'image digitale

- **Calcul de l'ouverture de fissure par la corrélation d'images**

Comme le montre la Figure 3. 23.a, le point central avant la déformation est le point P ; il devient le point P* après la déformation. La relation fonctionnelle est exprimée par les équations (3. 3) et (3. 4) [172].

$$x^* = x + u(x, y) \quad (3. 3)$$

$$y^* = y + v(x, y) \quad (3. 4)$$

La méthode des éléments finis (FEM) est utilisée pour diviser les images en plusieurs sous-images, comme la montre la Figure 3. 23. En supposant que la sous-image non déformée est A et que la sous-image déformée est B, le coefficient de corrélation défini par l'équation (3. 5) de [173] est utilisé pour définir la relation entre les sous-images A et B. Lorsque la sous-image B est exactement la même que la sous-image A après déformation, le coefficient de corrélation est égal à 1 .

$$COF = \frac{\sum g_{ij} \tilde{g}_{ij}^2}{\sqrt{\sum g_{ij}^2 \cdot \sum \tilde{g}_{ij}^2}} \quad (3. 5)$$

Où g_{ij} et \tilde{g}_{ij} sont les niveaux de gris de l'image A sur la coordonnée (i, j) et de l'image B sur la coordonnée i, j respectivement ;

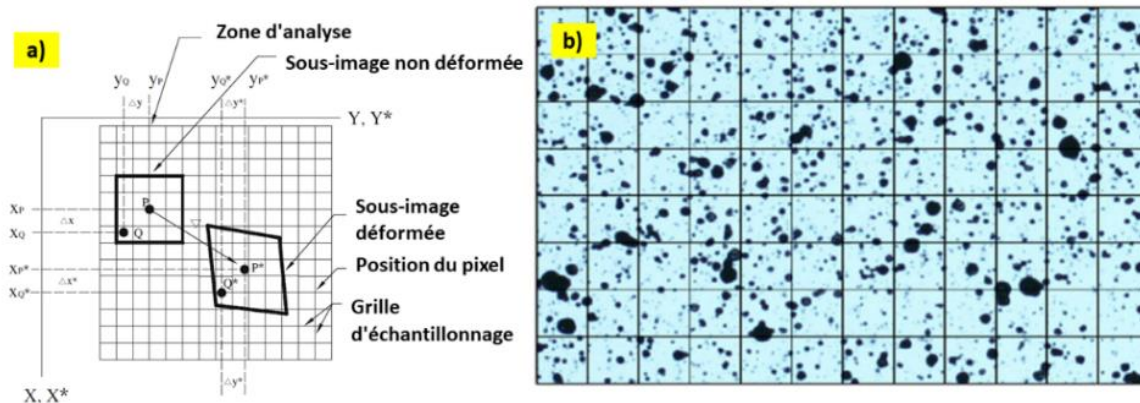


Figure 3. 23 : a) Schéma de l'emplacement relatif des sous-images déformées et non déformées sur l'élément [174], b) schéma des sous-images avec mouchetis sur la surface

La discontinuité du champ de déplacement de la surface de la poutre est obtenue à l'aide de la méthode DIC et utilisée pour analyser le déplacement latéral relatif de chaque côté de la fissure et la direction de la fissure afin de calculer la largeur de la fissure et la longueur. Figure 3. 24 montre la variation de la surface de l'échantillon avant et après la fissuration. L'angle mesuré entre la ligne horizontale et la future ligne de fissuration est θ . Les points P et Q sont deux points avant l'apparition de la fissure de part et d'autre de la ligne de fissuration, et la ligne reliant P' et Q' est perpendiculaire à la ligne de fissuration. L'apparition d'une fissure entraîne un mouvement relatif entre les deux blocs situés de part et d'autre de la fissure. Comme le montre la Figure 3. 24, le mouvement relatif est constitué de composantes de séparation et de dislocation qui peuvent être déterminées sur la base du déplacement relatif des points P et Q.

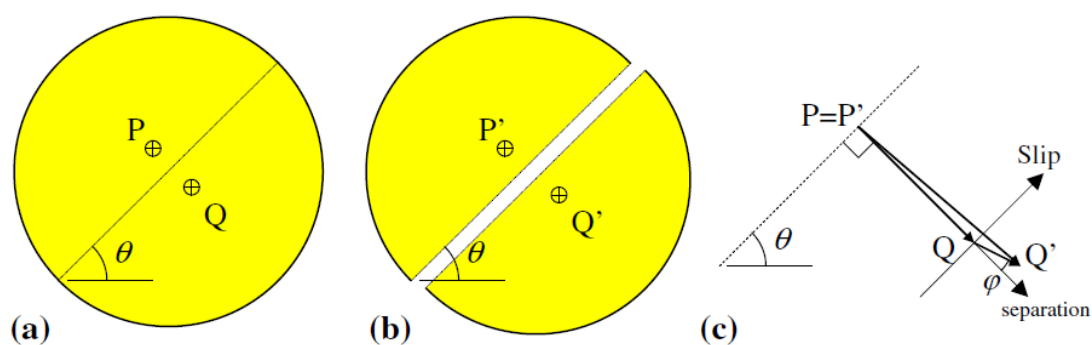


Figure 3. 24 : Changements des positions relatives après l'apparition de fissures : a) avant fissuration, b) après fissuration, c) déplacement relatif

Les nouvelles positions de P et Q sont respectivement P' et Q' après la fissuration. Lorsque P est superposé à P', les vecteurs de déplacement relatif pour tous les autres points sont indiqués dans Figure 3. 24.c. Le vecteur $\overrightarrow{QQ'}$ représente le déplacement relatif des deux blocs de part et d'autre de la fissure. Les analyses vectorielles de $\overrightarrow{QQ'}$ donnent un angle ϕ entre $\overrightarrow{QQ'}$ et \overrightarrow{PQ} . Par conséquent, la séparation relative, w_c , ou la largeur de fissuration le long de \overrightarrow{PQ} peut être calculée à l'aide de l'équation (3. 6) :

$$W_c = |\overrightarrow{QQ'}| \cos \phi \quad (3. 6)$$

- **L'ouverture de fissure maximale**

L'analyse de l'ouverture de fissure maximale w_{max} (Figure 3. 25) été réalisée dans la zone centrale de la poutre, où le moment fléchissant est maximal et constant. Cette approche permet d'évaluer avec précision l'évolution de la fissuration dans la région la plus sollicitée en traction. Les mesures ont été effectuées pour différents niveaux de chargement $0.2 F_{yk}$, $0.4 F_{yk}$, et $0.8 F_{yk}$, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2 (Standard, 2004). L'objectif est de quantifier l'influence des différentes configurations de liaison des armatures sur ce paramètre.

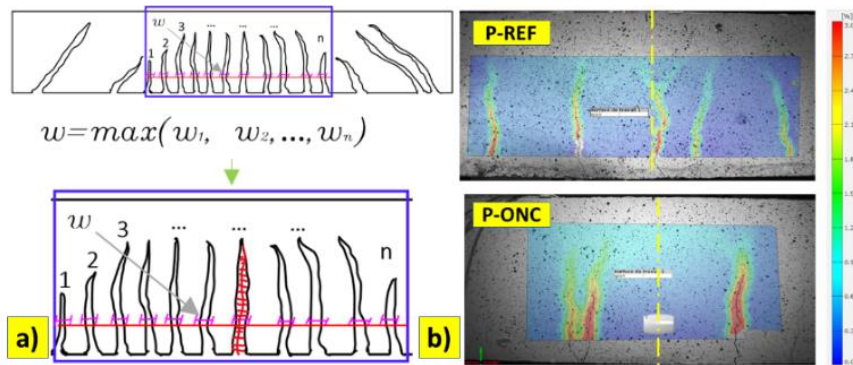


Figure 3. 25 : a) Définition de l'ouverture de la fissure la plus grande dans la poutre, b) mesure de l'ouverture de fissure par la DIC avec le logiciel GOM Correlate [175].

Le Tableau 3. 7 ci-dessous, synthétise les résultats de l'étude pour chaque configuration avec :

- Ouverture de F[μm] : Ouverture de la plus grande fissure dans les poutres pour les charges $0,2F_{yk}$, $0,4F_{yk}$ et $0,8F_{yk}$;
- % : présente les écarts par rapport aux poutres avec barres continues ;

Tableau 3. 7 : Ouverture de la plus grande fissure dans les poutres pour $0,2 F_{yk}$, $0,4 F_{yk}$ et $0,8F_{yk}$ pour chaque configuration.

Type de poutre	Ouv.F : $0,2F_{yk}$ [μm]	Ouv.F : $0,4 F_{yk}$ [μm]	Ouv.F : $0,8 F_{yk}$ [μm]	%
P-REF	0	113±12	228±46	-
P-RC	0	59±11	165±44	-28
P-GCC	0	60±7	163±12	-29
P-ONC	0	95±50	169±40	-26
P-HNC	0	74±24	195±12	-15
P-LC	0	100±27	206±15	-10
P-LNC	0	120±36	246±92	+8

Les résultats ont révélé que pour une valeur de $0,2 F_{yk}$, aucune fissure ne se produit dans aucun des types d'échantillons. Le changement de la géométrie des coupleurs ne semble pas avoir d'effet significatif sur l'ouverture des fissures dans les poutres. Les valeurs présentées dans le tableau montrent de faibles variations des ouvertures des fissures entre les différentes configurations de poutres. Il convient de noter que toutes les configurations de poutres étudiées ont présenté des valeurs d'ouverture de fissure comprises entre $163 \mu\text{m}$ et $250 \mu\text{m}$. Ces valeurs se situent dans les

limites recommandées par l'Eurocode (400 μm), qui définit une valeur maximale acceptable pour l'ouverture des fissures.

Les courbes de la Figure 3. 26 représentant la charge en fonction de l'ouverture de fissure maximale mesurée par DIC permettent de visualiser le champ de déplacement sur une surface de 300 mm x650 mm située au niveau de la zone du moment constant. La caméra est placée perpendiculairement à la surface à une distance de 550mm. Les données sont ensuite traitées avec le logiciel GOM Correlate.

Les résultats montrent que l'élimination des contraintes résiduelles liées au procédé classique de filetage des barres permet une redistribution uniforme des déformations dans les armatures. Ce comportement est similaire à celui observé dans les poutres de référence (P-REF) avec une distribution et des ouvertures des fissures similaires. En revanche, les poutres P-LONNC, avec des barres non normalisées, présentent des ouvertures de fissures plus importantes par rapport aux configurations P-LONC, +44% pour une charge de $0.6F_y$. Ce qui reflète une répartition moins homogène des déformations dans la barre.

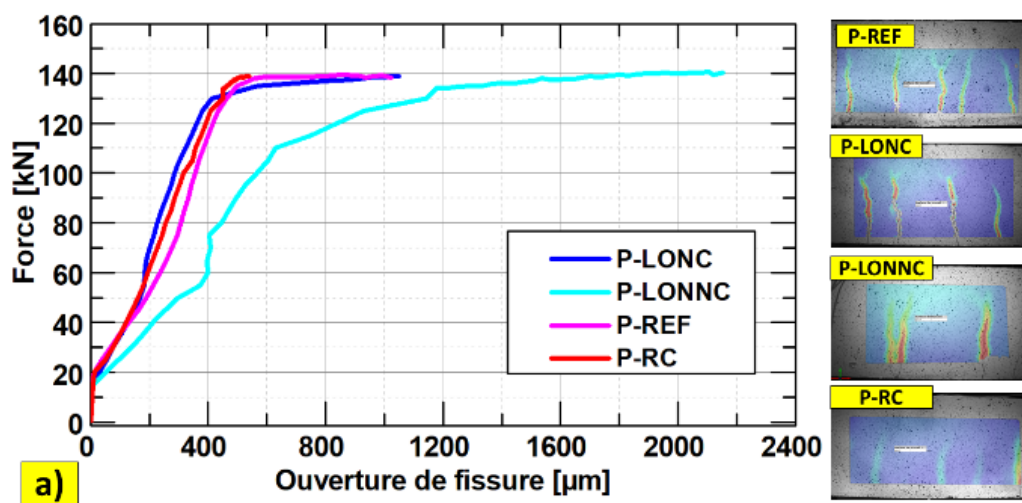


Figure 3. 26 : Courbes Force-Ouverture de fissure obtenues par la DIC : a) effet de normalisation

- L'ouverture de fissure moyenne

Afin d'approfondir l'analyse du comportement en fissuration des poutres, l'évolution de l'ouverture de fissure moyenne sera examinée (Figure 3. 27), en se focalisant sur la zone où le moment est maximal et constant. Afin d'évaluer l'impact de la géométrie des coupleurs sur ce paramètre, en examinant comment différentes configurations influencent l'évolution des fissures au cours du chargement.

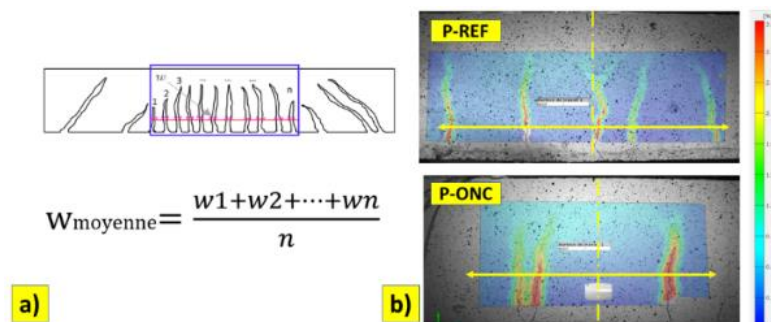


Figure 3. 27 : a) Définition de l'ouverture de la fissure moyenne dans la poutre, b) mesure de l'ouverture de fissure par la DIC avec le logiciel GOM Correlate [175].

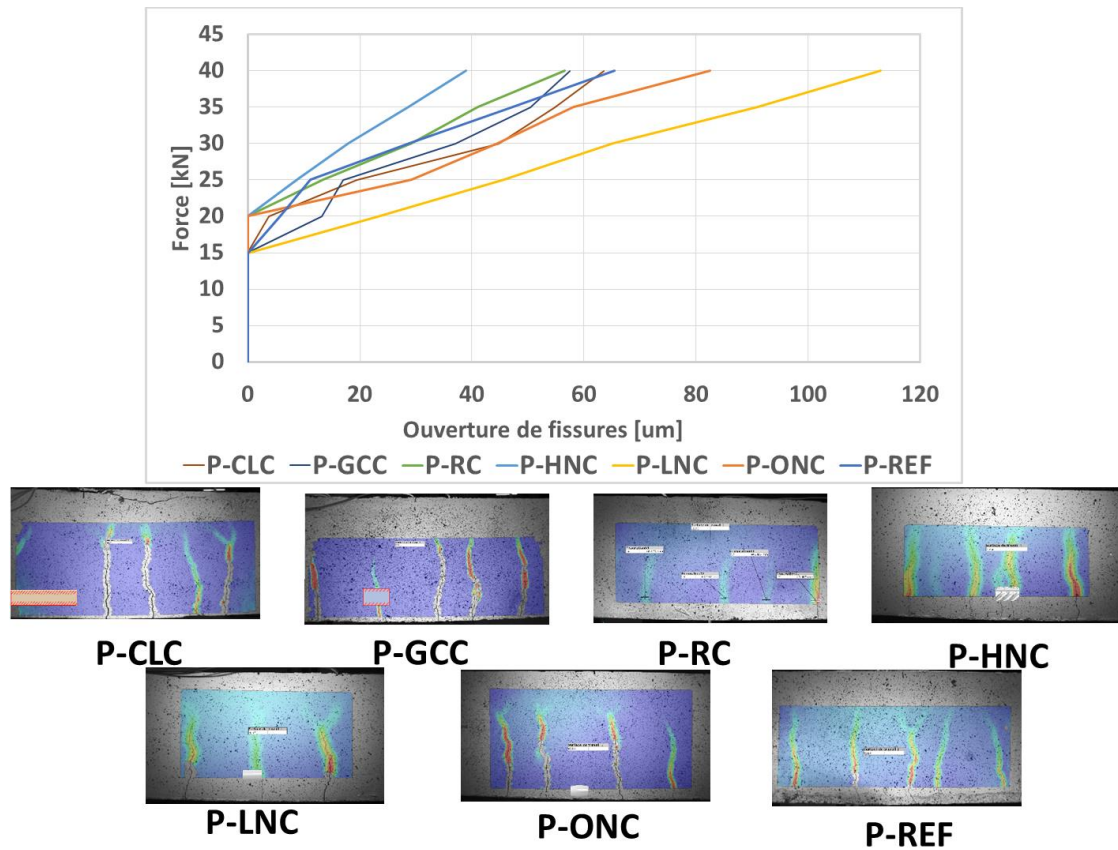


Figure 3. 28 : Évolution de l'ouverture de fissure moyenne en fonction de la charge appliquée jusqu'à 3 % de la force limite d'élasticité pour toutes les configurations de poutres.

L'ouverture de fissure moyenne dans la zone de moment constant dans les poutres en béton armé est principalement influencée par le nombre de fissures formées dans la poutre. Une densité plus élevée de fissures entraîne une réduction de l'ouverture moyenne, tandis qu'un espacement plus important entre les fissures conduit à des valeurs plus élevées.

L'analyse expérimentale de l'évolution de w_{moy} , mesurée par corrélation d'image (Figure 3. 28), ne montre pas de variation en fonction du type de liaison des armatures. Les différentes configurations testées présentent des ouvertures de fissures moyennes comprises entre 40 μm et 120 μm , avec des pentes d'évolution similaires en fonction de la charge appliquée. Cela suggère que la présence des coupleurs, quelle que soit leur géométrie, n'a pas d'impact significatif sur l'évolution d'ouverture des fissures dans la poutre. Mais plutôt son évolution est liée au nombre des fissures dans la zone de mesure.

3.4. Analyse de la déformation de l'acier

3.4.1. Mesure par les jauges de déformation

Dans cette partie l'analyse des déformations des barres d'acier mesurées par les jauges de déformation et la technologie à fibre optique est effectuée. Cette analyse permet d'approfondir la compréhension de l'effet des dispositifs de liaison des armatures sur la distribution des déformations dans les poutres, en comparaison avec les poutres de référence et celles avec recouvrement. Cette analyse permet également d'étudier la relation entre la distribution des

fissures dans les poutres et les profils de déformations obtenus, en mettant en évidence comment les coupleurs influencent la transmission des efforts entre les barres connectées .

La Figure 3. 29 présente la réponse charge-déformation des barres d'acier dans les poutres soumises à un essai de flexion quatre points mesurée par les jauges de déformation. Comme illustré en Figure 3. 29.b et Figure 3. 29.d, l'évolution des déformations des jauges 3 et 4 dans les coupleurs pour les poutres (P-ONC, P-LNC, P-HNC, P-GCC) diffère de celle observée dans la poutre P-REF. Pour les poutres équipées de coupleurs courts, les déformations mesurées au niveau des coupleurs sont restées dans le domaine élastique jusqu'à la rupture de la poutre (P-ONC, P-GCC) tandis que pour les poutres avec barres continues, les déformations ont atteint le domaine plastique.

Dans le cas des poutres avec coupleurs courts, des variations de la distribution des déformations ont été observées aux extrémités des liaisons en fonction de la géométrie extérieure des coupleurs. Pour les poutres munies de coupleurs de petit diamètre et d'une transition homogène de la section transversale (P-ONC), les déformations dans la liaison sont restées totalement élastiques après la rupture de la poutre. En revanche, pour les poutres équipées de coupleurs de grand diamètre (P-GCC), les déformations dans le coupleur lui-même sont relativement faibles, mais une concentration des déformations apparaît aux extrémités de la liaison, accompagnée de déformations résiduelles après déchargement (Figure 3. 29.d). Ce comportement met en évidence une concentration locale des contraintes aux extrémités du coupleur, entraînant une distribution non uniforme des déformations le long de l'armature.

Comme illustré en Figure 3. 29.f, l'évolution des déformations dans les poutres avec coupleurs longs (P-CLC) et celles avec recouvrement (P-RC) présente des tendances similaires. Une plastification localisée est observée aux extrémités de la liaison, tandis que des déformations résiduelles modérées sont enregistrées au milieu du coupleur long et dans la zone de recouvrement. Cette réponse indique une redistribution partielle des déformations après la rupture de la poutre, suggérant que les mécanismes d'adaptation des contraintes diffèrent selon les types de liaison utilisés.

Enfin, dans l'ensemble des poutres testées, les déformations maximales mesurées à l'endroit des coupleurs mécaniques sont restées élastiques jusqu'à la rupture de la poutre, confirmant ainsi que les coupleurs utilisés dans cette étude résistent bien aux déformations. Toutefois, la présence de concentrations de contraintes de $500 \mu\epsilon$ aux extrémités des coupleurs, pour les coupleurs de grand diamètre et d'environ $200 \mu\epsilon$ pour les poutres de grande longueur, souligne la nécessité d'une optimisation de leur conception : diminution de diamètre et de longueur afin d'homogénéiser la distribution des déformations et de limiter les effets de plastification localisée.

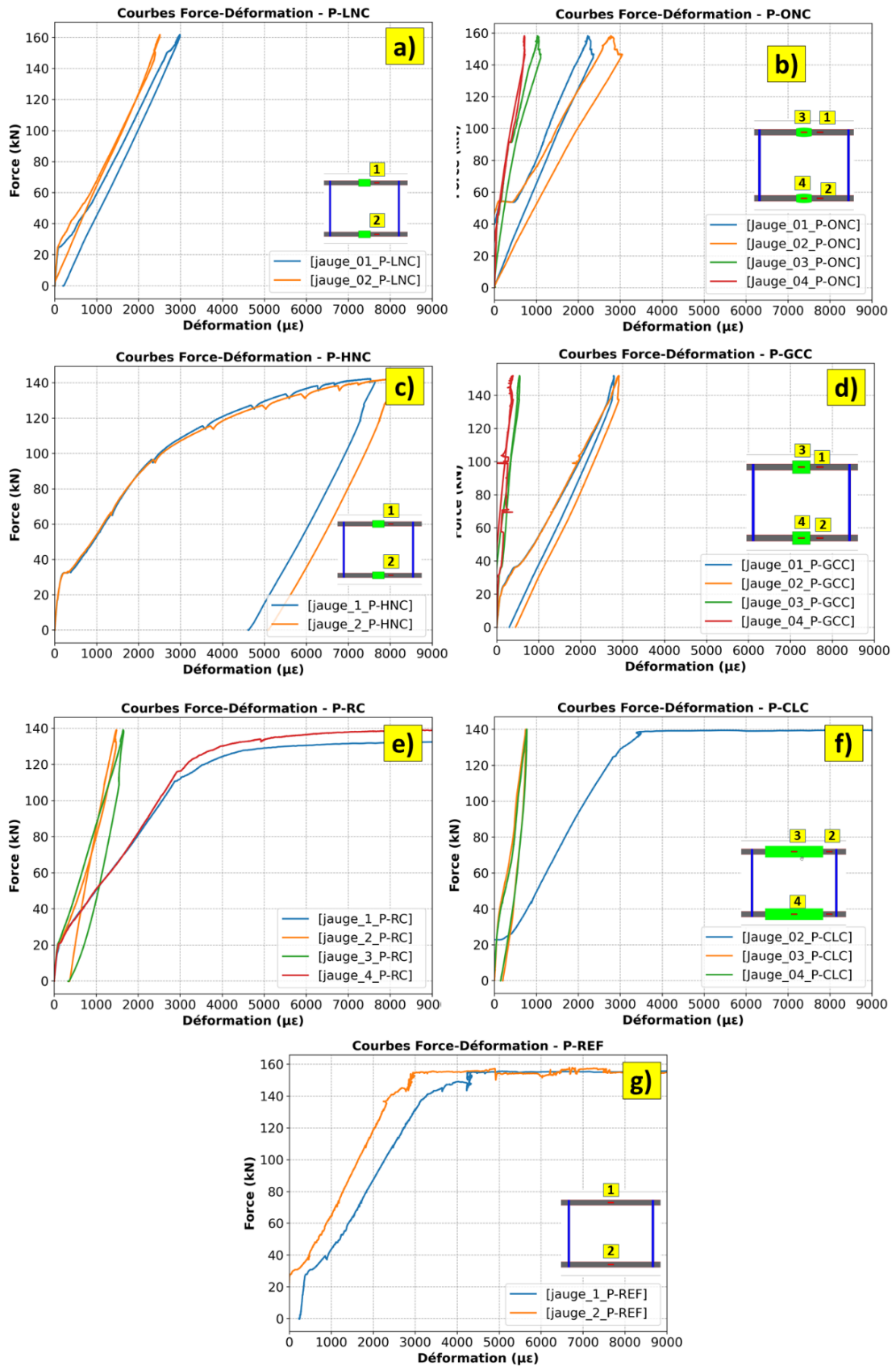


Figure 3. 29 : Courbes charges déformations mesurées par les jauges de déformation : a) P-REF, b) P-ONC, c) P-GCC, d) P-CLC, e) P-REF, f) P-ONC, g) P-GCC, d) P-CLC

3.4.2. Mesure des déformations par la fibre optique

- **Profil de déformation DOFS expérimental par rapport à la prédiction théorique**

Dans le cas d'une flexion quatre points (Figure 3. 30), le moment fléchissant augmente linéairement depuis les appuis jusqu'aux points d'application des charges, où il atteint une valeur constante entre ces derniers. La distribution théorique des déformations dans la poutre peut être exprimée en fonction de la position x le long de la poutre selon l'équation (3. 7) :

$$\varepsilon(x) = \begin{cases} \left(\frac{Px}{EI}\right), & (0 < x < L - 2a) \\ \left(\frac{Pa}{EI}\right), & (L - 2a < x < L - a) \\ \left(\frac{P(L-x)}{EI}\right), & (L - a < x < L) \end{cases} \quad (3. 7)$$

Où :

- L : est la portée de la poutre,
- E : est le module d'élasticité du béton,
- I : est le moment d'inertie de la section transversale,
- P : est la charge appliquée,
- a : est la distance entre l'appui et le point de chargement.

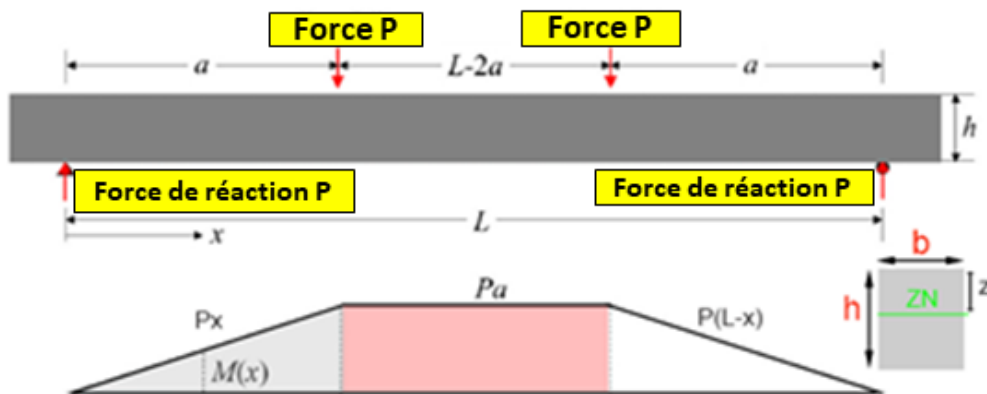


Figure 3. 30 : Diagramme des moments et la section transversale de la poutre

Sur la base de cette relation, les valeurs théoriques des déformations ont été calculées et comparées aux mesures expérimentales obtenues par la fibre optique sous une charge appliquée de 1 kN. Cette charge correspond à l'état non fissuré du béton et permet d'évaluer la précision du dispositif de mesure.

Les résultats montrent une forte concordance entre les profils de déformation théoriques et expérimentaux pour toutes les configurations de renforcement étudiées. L'écart maximal observé entre les deux approches demeure faible et compatible avec la précision annoncée par le fabricant des capteurs, ce qui valide l'utilisation de la fibre optique pour le suivi des déformations en flexion (Figure 3. 31).

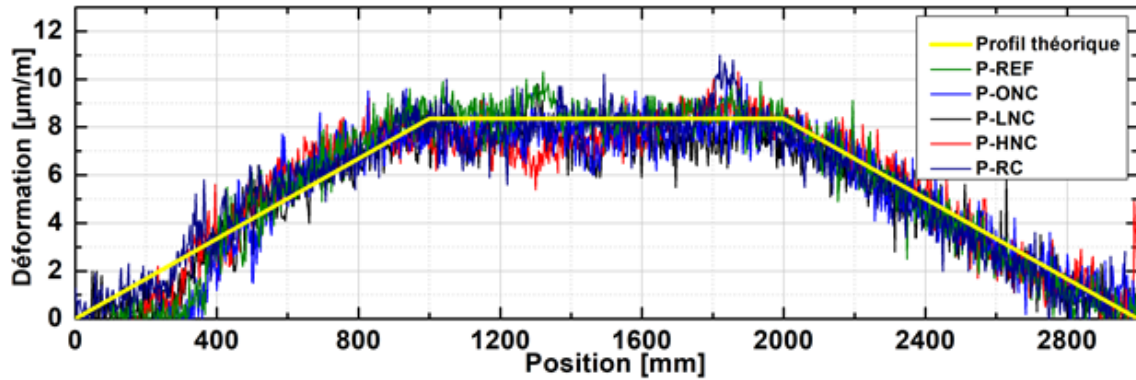


Figure 3.31 : Comparaison des distributions de déformation issues de l'analyse mécanique et de la fibre optique pour les toutes les poutres pour un chargement de 1 kN

- **Corrélation entre la distribution des fissures et les profils de déformations mesurés par fibre optique**

La Figure 3.32 présente les profils de déformation mesurés par les capteurs à fibre optique pour différents niveaux de charge, allant de 10 % de la charge correspondant à la limite d'élasticité des poutres de référence jusqu'à la charge de rupture. Ces profils sont corrélés à l'état de fissuration observé à la rupture de la poutre de référence, permettant ainsi d'analyser l'évolution des déformations en fonction de l'endommagement progressif du béton.

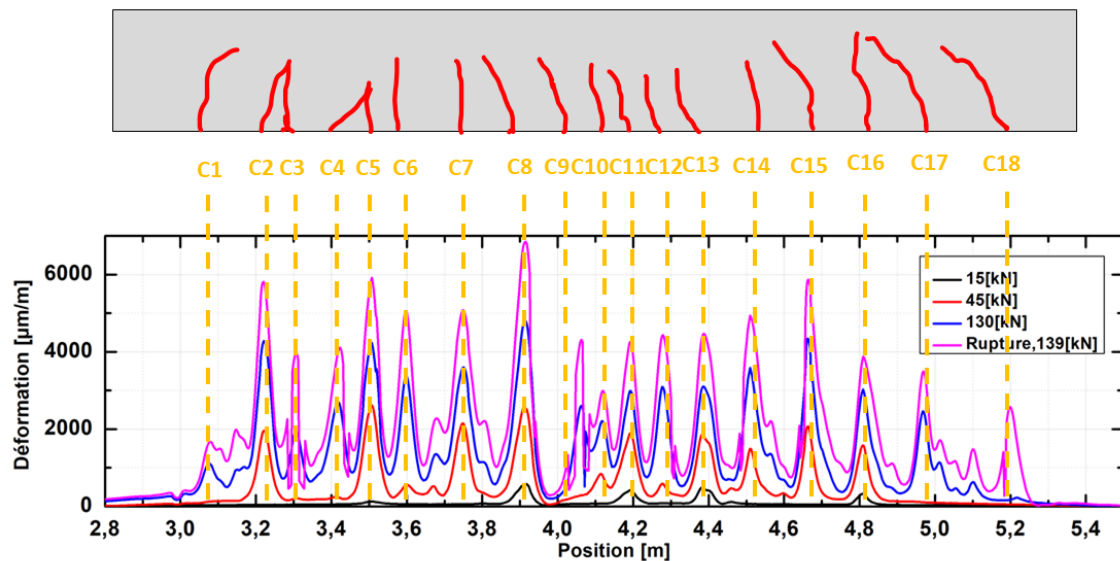


Figure 3.32 : Corrélation entre la distribution des fissures et les profils de déformations mesurés par fibre optique dans la poutre P-REF

Les résultats obtenus mettent en évidence une corrélation significative entre la localisation des fissures et les valeurs de déformation mesurées. À mesure que la charge appliquée augmente, l'apparition de fissures dans le béton entraîne des concentrations locales de déformation détectées par les capteurs répartis. Ces points de concentration, visibles dans les profils de déformation coïncident avec l'emplacement des fissures, illustrant la sensibilité des capteurs à fibre optique à la détection et à la quantification de l'endommagement du béton.

Sous une charge de $P = 15 \text{ kN}$, correspondant à **10 % de la charge élastique maximale avant rupture**, les profils de déformation montrent déjà des premiers pics localisés, traduisant l'amorce de fissures dans la structure. Avec l'augmentation progressive de la charge, ces pics se multiplient et s'intensifient, indiquant l'évolution du processus de fissuration. À l'approche de la rupture, les amplitudes des pics de déformation augmentent considérablement, témoignant d'une ouverture progressive des fissures et d'une redistribution des contraintes dans la poutre. Cette analyse confirme l'intérêt des capteurs à fibre optique pour un suivi en temps réel de l'état de fissuration des structures en béton armé. Les résultats de cette analyse sont résumés dans les figures de Figure 3. 32 jusqu'à la Figure 3. 37.

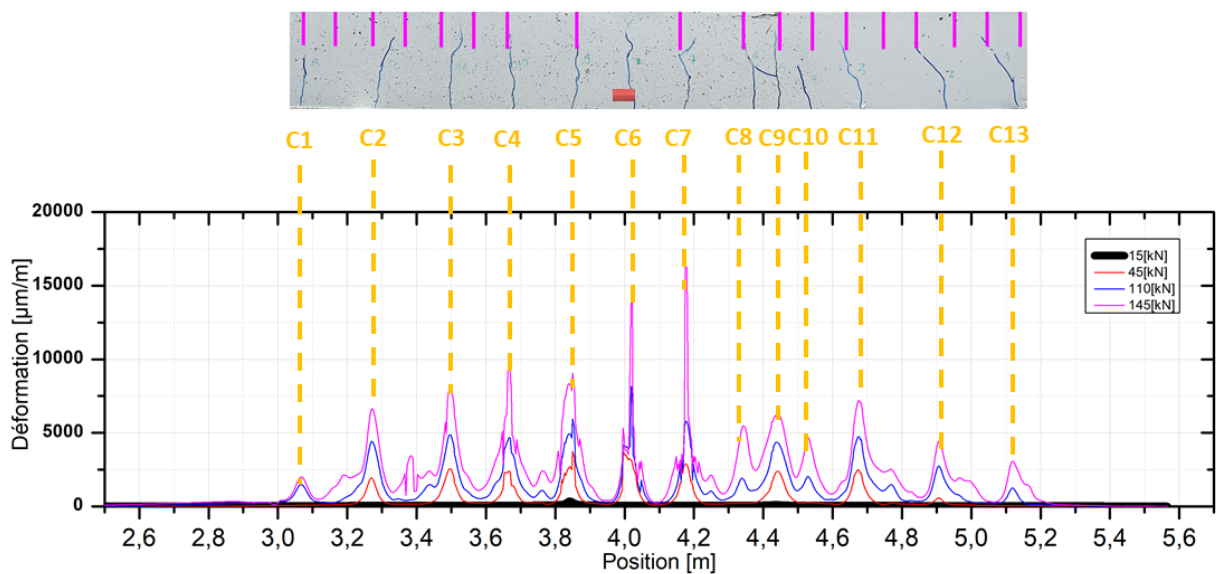


Figure 3. 33 : Poutre avec liaison Lisse normalisée

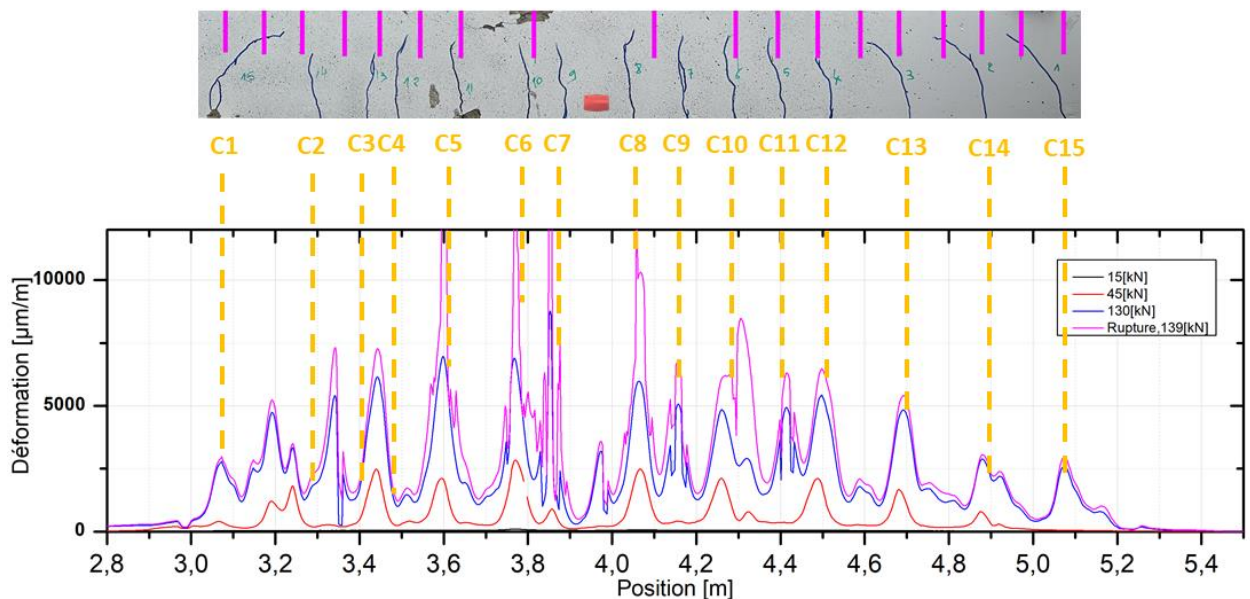


Figure 3. 34 : Poutre avec liaison Olive Normalisée.

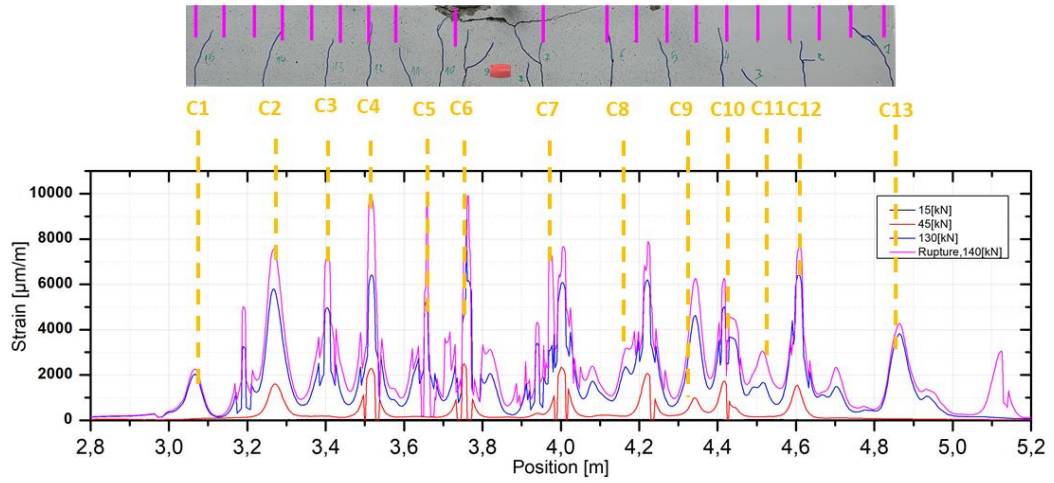


Figure 3.35 : Poutre avec liaison Olive Non Normalisée.

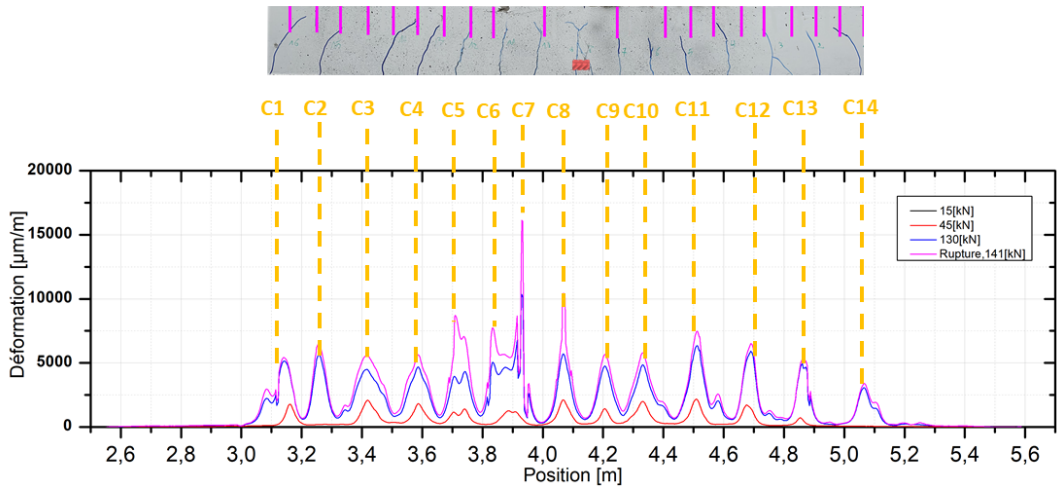


Figure 3.36 : Poutre avec liaisons Haute Adhérence Normalisée.

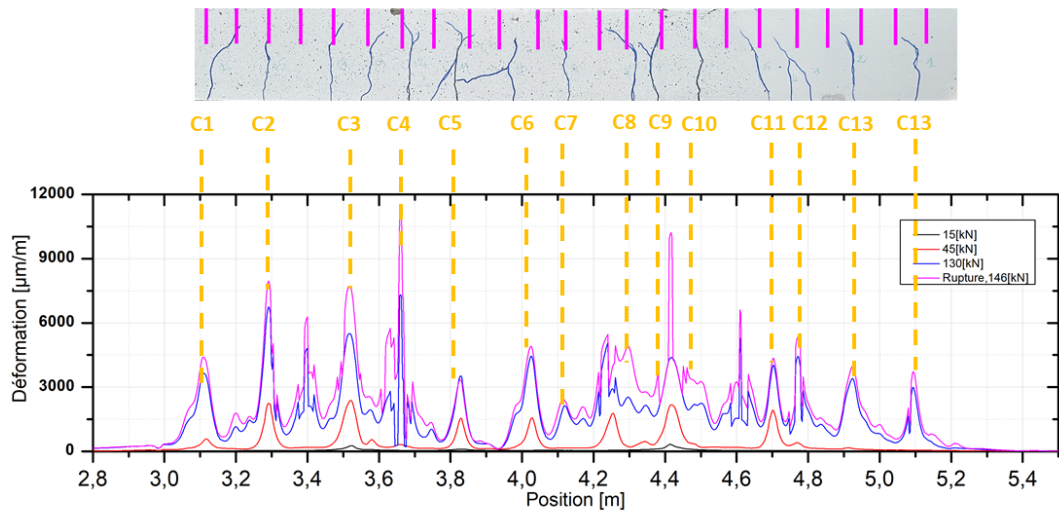


Figure 3.37 : Poutre avec armatures de recouvrement.

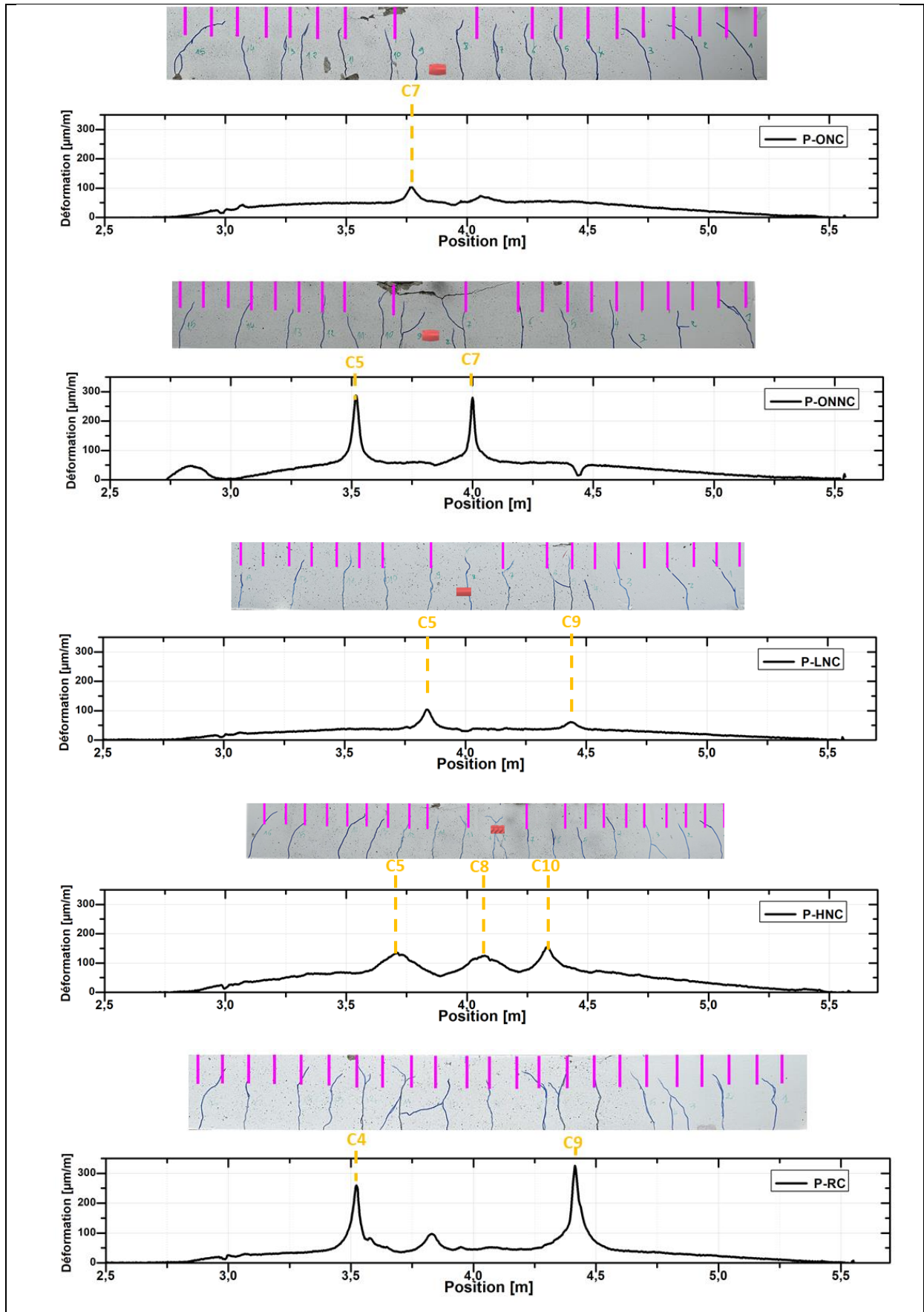


Figure 3. 38 : Profils initiaux de déformation longitudinale mesurés par fibre optique localisation des premières concentrations de déformation selon le type de poutre

L'analyse des premiers profils de déformation, présentés dans la Figure 3. 38, révèle que la première fissure n'apparaît pas au droit du coupleur compact, mais en dehors de cette zone de la poutre. Par exemple, dans le cas de la poutre P-ONC, la première fissure est localisée au niveau du point C7, ce qui indique que la présence du coupleur compact ne constitue pas l'élément déclencheur de la fissuration initiale. Pour les poutres P-RC, les premiers pics de déformation apparaissent aux extrémités de la zone de recouvrement, là où un changement local de rigidité de la barre crée des concentrations de contraintes favorisant l'initiation des fissures. Cette figure met ainsi en évidence l'intérêt d'un suivi fin des déformations dès les premiers niveaux de chargement pour localiser précisément les amorces de fissures.

- **Distribution des déformations en fonction des liaisons utilisées**

L'analyse des profils de déformation des poutres renforcées selon différentes méthodes, sous une charge de 5 kN (correspondant à environ 5 % de la charge élastique des poutres P-REF), a permis d'identifier les premières déviations par rapport au comportement théorique de déformation (Figure 3. 39).

Les poutres **P-RC**, **P-LNC** et **P-REF** ont présenté des points de concentration de déformations mesurés respectivement à **200 $\mu\text{m}/\text{m}$** , **100 $\mu\text{m}/\text{m}$** et **147 $\mu\text{m}/\text{m}$** . Dans le cas de la poutre **P-RC**, le changement de section transversale, passant de deux barres de 20 mm dans la zone de recouvrement à une seule barre de 20 mm à l'extérieur, engendre une variation localisée de l'adhérence, conduisant à une concentration des contraintes et à la formation de fissures dues à un transfert d'effort non uniforme.

Pour les poutres **P-LNC** et **P-REF**, étant donné que le nombre de fissures dans la zone à moment constant n'est pas significativement différent entre les configurations, il est difficile de prévoir la position des points de concentration de déformation en dehors de la zone de coupleur. Ces points pourraient être liés à des défauts locaux du béton plutôt qu'à la connexion mécanique elle-même.

En revanche, les poutres **P-ONC** et **P-HNC** ont présenté des profils de déformation plus similaires au profil théorique, **sans apparition de points de concentration de déformation.**

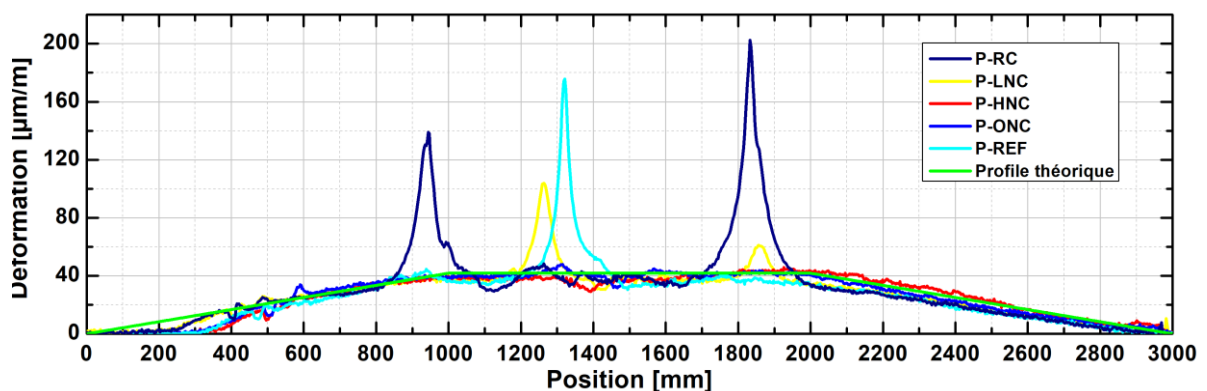


Figure 3. 39 : Profils de déformations pour les poutres avec toutes les configurations, pour un niveau de chargement de 5kN.

4. Effet de position de la liaison

Cette section est consacrée à la présentation des essais de flexion en quatre points effectués sous chargement monotone sur des poutres en béton armé avec des connexions de barres d'armature. Une comparaison approfondie est réalisée avec le comportement des poutres utilisant des barres d'armature continues, afin d'analyser l'influence de la position de la liaison dans la poutre en béton armé sur son comportement mécanique.

4.1. Description des échantillons

Les poutres ont des dimensions similaires à ceux des poutres soumises à des essais statiques, voir la Figure 3. 2 Les deux barres d'armature dans la zone de traction des poutres avaient un diamètre de 20 mm, ce qui correspond à 1 % d'acier en volume. Pour les liaisons des barres d'armatures, il s'agit de coupleurs à filetage parallèles de type lisse, fabriqués industriellement sous un contrôle de qualité strict et permanent, assurant la traçabilité du matériau et de la fabrication par un marquage sur chaque coupleur. Les coupleurs sont destinés à des barres d'un diamètre de 20 mm, d'une longueur de 55 mm et d'un diamètre extérieur de 30 mm(Figure 3. 3).

Pour une étude comparative, une poutre de référence avec une barre d'armature continue, une poutre avec une barre d'armature comportant une liaison à recouvrement conforme à l'Eurocode 2 (33 fois le diamètre, Figure 3. 40b), et plusieurs séries de poutres avec des connexions mécaniques de barres d'armature (coupleurs) ont été analysées (Figure 3. 40c). Pour mieux comprendre l'influence du positionnement des liaisons, trois séries d'échantillons ont été testées :

- premièrement, les coupleurs ont été placés à droite de la même section que les étriers transversaux en acier de confinement ;
- deuxièmement, les coupleurs ont été placés à droite de la même section sans les étriers transversaux en acier de confinement ;
- troisièmement, lorsque les coupleurs sont décalés (Figure 3. 40.e).

Les poutres ont été conçues conformément à l'Eurocode 2 pour atteindre un moment de flexion de 55,5 kNm à l'état limite ultime et un moment de service de 41,1 kNm. Les étriers transversaux de cisaillement avaient un diamètre de 8 mm. La longueur de la poutre en béton armé a été rallongée de 25 cm au niveau de chaque appui pour augmenter la longueur d'ancrage des barres d'armature longitudinales, la longueur totale des poutres est donc passée à 350 cm, avec une portée libre de 300 cm.

Tableau 3. 8 : Description des poutres testées

Type	Type de liaison	N. échantillons
PMAC	Armatures continues	1
PMAR	Avec recouvrements	1
PMALC	Coupleurs avec étriers de confinement	2
PMALCD	Coupleurs décalés avec étriers de confinement	1
PMALNC	Coupleurs sans étriers de confinement	2

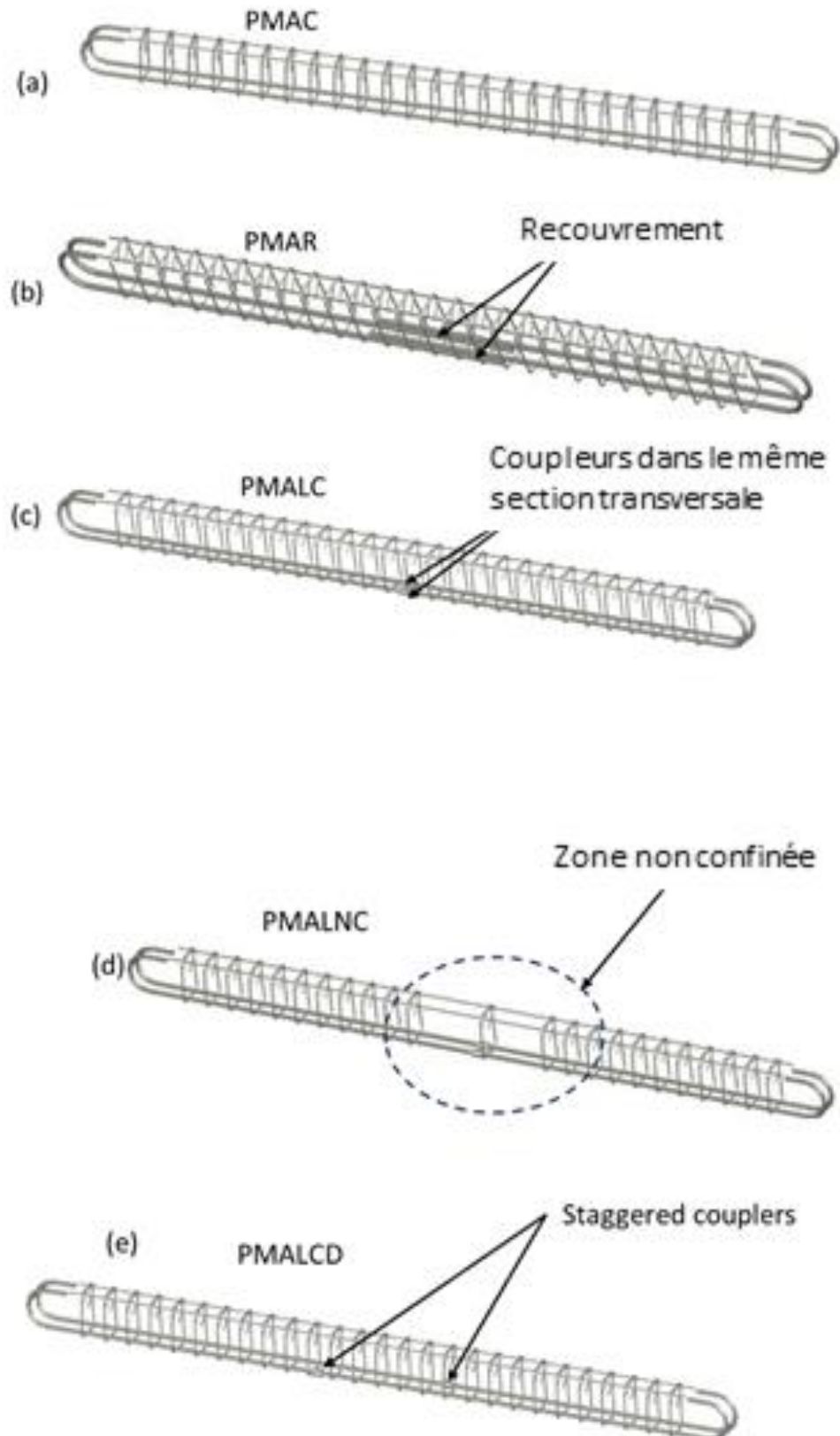


Figure 3.40 : Géométrie des armatures utilisées pour les différentes poutres. (a) Poutre avec armatures continues (PMAC). (b) Poutre avec armatures de recouvrement (PMAR). (c) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont la même distribution sur toute la poutre. (d) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont été enlevés sur la zone centrale sur la distance de la longueur d'enrobage (PMALNC). (e) Poutre avec attelages décalés dans la zone centrale (PMALCD)

Le Tableau 3. 8 et la Figure 3. 40 illustrent les différentes configurations choisies pour les sept poutres. En résumé, cinq types de poutres ont été testés :

- poutre à armatures continues (PMAC) - a servi de référence ;
- poutre avec armatures couvrantes (PMAR) ;
- poutres avec coupleurs situés dans la même section transversale de la poutre à mi-portée ; la même répartition des étriers a été maintenue sur toute la longueur de la poutre (PMALC)
- les poutres dont les coupleurs sont situés dans la même section transversale de la poutre à mi-portée, les étriers ont été retirés de la zone centrale sur une longueur équivalente au recouvrement. (PMALNC)
- pour les poutres à coupleurs décalés, la même répartition des étriers a été maintenue sur toute la longueur de la poutre (PMALCD). Les coupleurs sont espacés de 600 mm symétriquement par rapport au milieu de la poutre.

Pour les configurations PMALC et PMALNC, afin d'évaluer la fiabilité des résultats, les essais ont été doublés.

4.2. Description des matériaux

Les poutres ont été coulées deux fois avec deux mélanges différents. Le premier mélange a présenté une résistance moyenne de $40 \pm 1,0$ MPa, tandis que le second mélange a présenté une résistance de $35,1 \pm 0,7$ MPa (Tableau 3. 9). Le mélange 1 a été utilisé pour toutes les poutres testées à l'exception de PMALNC, tandis que le mélange 2 a été utilisé pour les poutres référencées PMALNC.

Tableau 3. 9 : Résistance à la compression du béton

Type		F_{max} [kN]	σ_{max} [MPa]	σ_{av} [MPa]
Première série	S1	810	40.5	40.0 ± 1.0
	S2	827	41.4	
	S3	774	38.7	
	S4	792	39.6	
	S5	794	39.7	
Deuxième série	S1	711	35.6	35.1 ± 0.7
	S2	697	34.9	
	S3	716	35.8	
	S4	702	35.1	
	S5	679	34.0	

4.3. Techniques de mesure

Dans cette section, nous utilisons plusieurs techniques de mesure, déjà présentées précédemment, pour analyser le comportement des poutres en béton armé :

- **Les capteurs LVDT** : installés à mi-travée de la poutre, ils permettent de mesurer avec précision la flèche sous l'effet des charges appliquées.
- **Les jauges de déformation** : fixées sur les barres d'armature, elles sont utilisées pour enregistrer les déformations locales des aciers sous contrainte.
- **La corrélation d'images numériques (DIC)** : cette technique permet de suivre l'évolution des fissures en surface en analysant les déplacements et les déformations sur l'ensemble de la poutre.

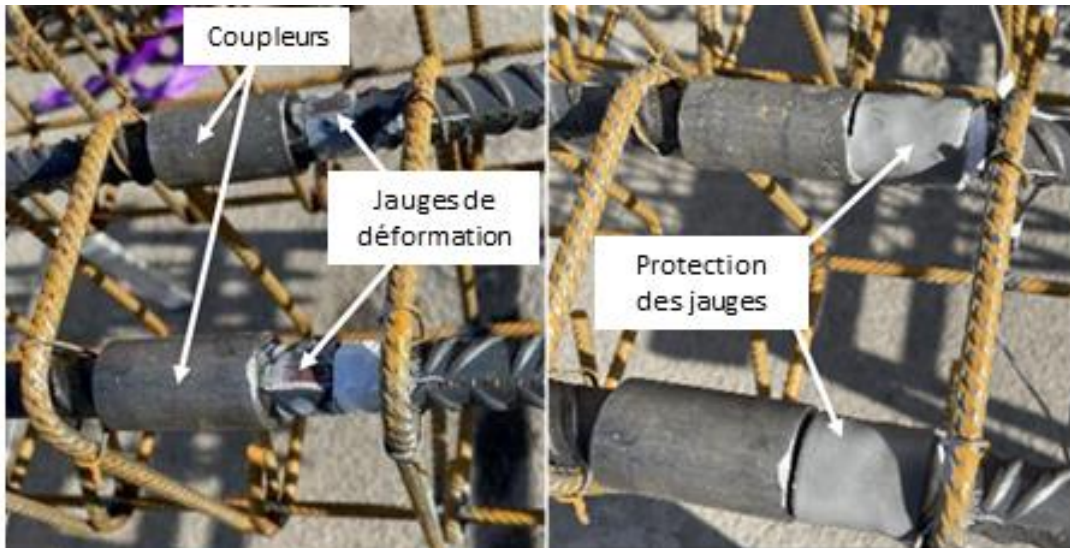


Figure 3. 41 : Exemple d'instrumentation de barres d'acier avec des jauges de déformation

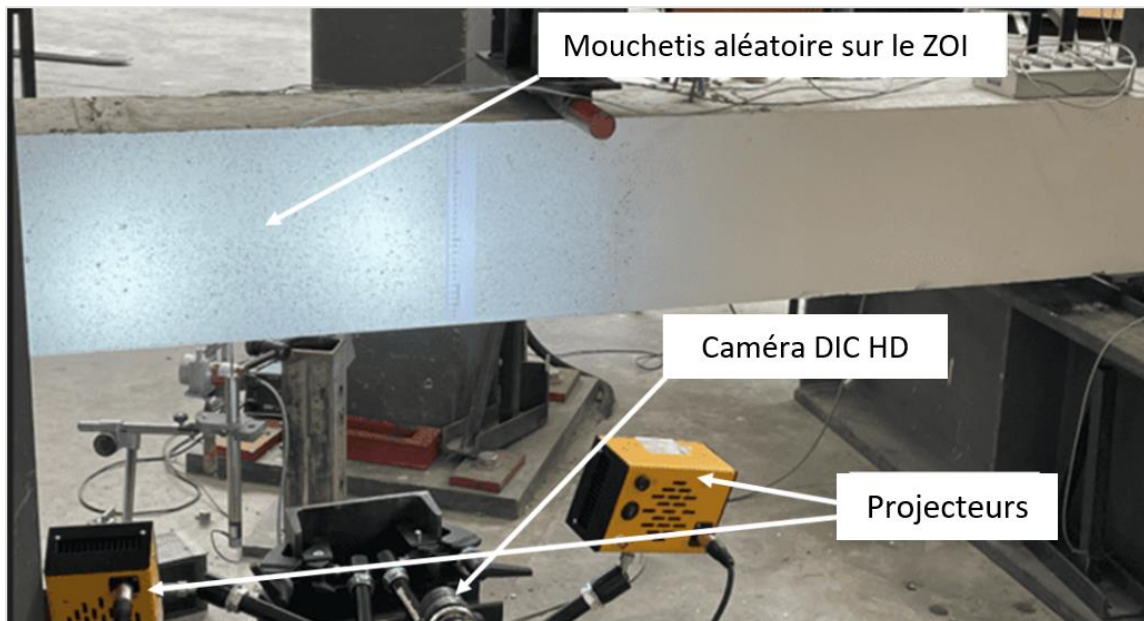


Figure 3. 42 : Mesure du champ de déplacement par DIC

En complément de ces techniques de mesure, la face latérale de la poutre a été inspectée à l'aide d'un scanner 3D. Cet outil permet de visualiser avec précision l'évolution des fissures ainsi que leur espacement, offrant ainsi une représentation détaillée de l'endommagement de la poutre (Figure 3. 43)

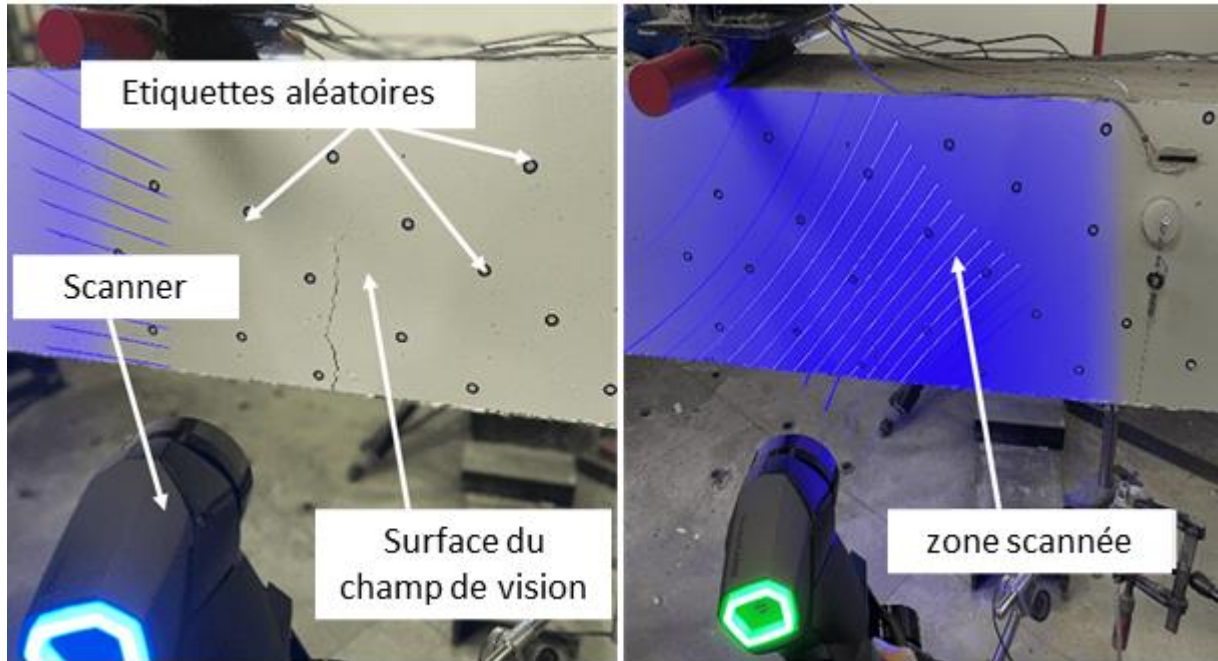


Figure 3. 43 : Mesure tridimensionnelle du champ à l'aide d'un scanner 3D. La zone bleue correspond à la surface déjà scannée.

4.4. Résultats expérimentaux

4.4.1. Courbes charge-flèche

La Figure 3. 44 présente le comportement charge-flèche à mi-travée des poutres en béton armé testées en flexion quatre points. Globalement, le comportement des poutres est identique. Les limites non linéaires de fissuration et le déplacement à la rupture ne varient pas. La rigidité en flexion reste inchangée, quel que soit le système de connexion, et est très proche de celle de la poutre de référence avec armature continue.

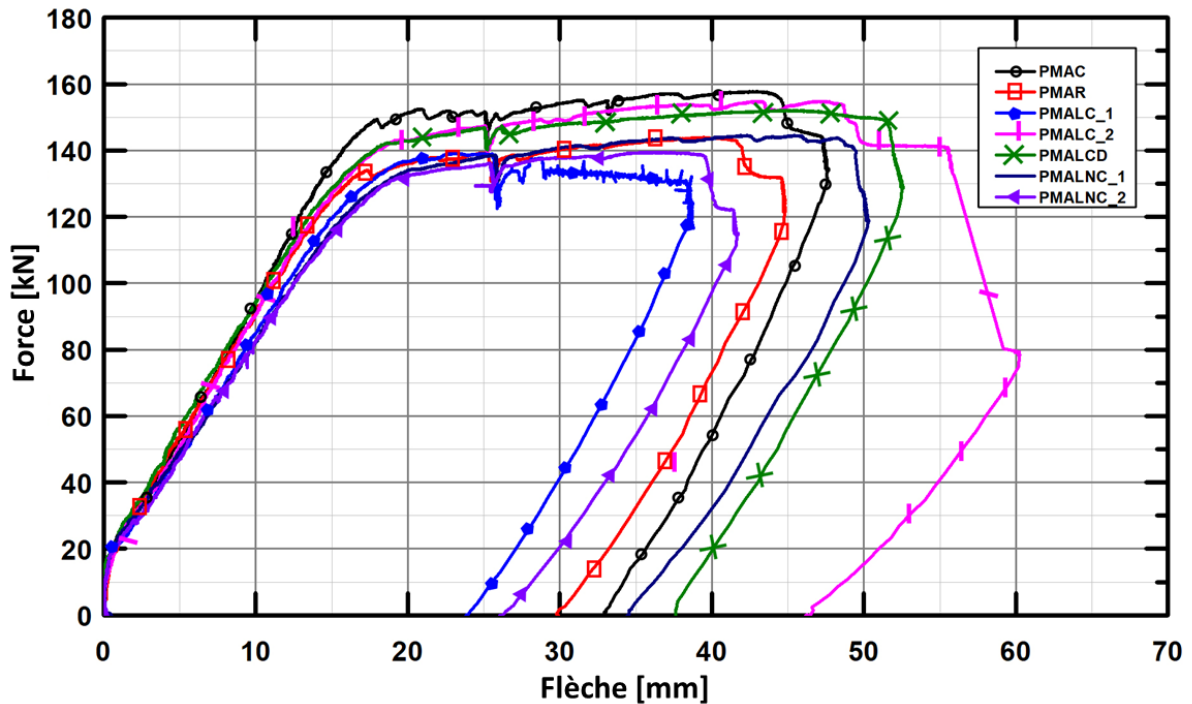


Figure 3. 44 : Comportement charge-flèche de poutres en béton armé soumises à une charge monotone.

Le Tableau 3. 10 répertorie les valeurs expérimentales spécifiques aux différentes configurations d'essai. La force de fissuration F_{fiss} correspond à la charge nécessaire pour l'ouverture des fissures. F_{elas} représente la force à la fin de la phase linéaire de formation des fissures. F_{25mm} est la charge mesurée pour une flèche centrale de 25 mm. Enfin, F_{max} désigne la charge maximale appliquée sur la poutre. Pour chaque configuration, la flèche δ correspondent aux valeurs associées aux forces respectives.

Tableau 3. 10 : Principaux résultats expérimentaux pour les phases de fissuration, d'élasticité et de rupture

Type	F_{fiss} [kN]	δ_{fiss} [mm]	F_{elas} [kN]	δ_{elas} [mm]	F_{25mm} [kN]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]
PMAC	22.6	0.824	133.4	14.639	151.4	157.8	42.984
PMAR	17.7	0.604	115.3	12.431	139.3	143.9	39.468
PMALC_1	19.8	0.769	117.1	14.667	138.9	139.1	23.154
PMALC_2	19.9	0.797	126.6	14.996	147.2	154.8	42.929
PMALCD	16.8	0.247	124.3	14.200	146.8	152.1	44.879
PMALNC_1	17.6	0.439	115.1	14.914	138.1	144.5	41.885
PMALNC_2	16.5	0.330	104.3	13.239	135.7	139.4	36.063

Pour les sept poutres testées sous charge monotone, la charge de fissuration varie entre 17 kN et 22 kN. La valeur la plus élevée est obtenue avec les barres d'armature continues et les poutres

équipées de coupleurs confinés par des étriers en acier. À l'inverse, les valeurs les plus faibles sont observées pour les poutres avec armatures à recouvrement (PMAR) et celles avec coupleurs non confinés (PMALNC). Une observation similaire est faite pour la limite élastique. Trois poutres, la poutre de référence, celle avec une liaison d'armature décalée et une autre avec coupleurs confinés présentent une limite élastique et une charge maximale environ 12 % plus élevées par rapport aux autres configurations.

4.4.2. Analyse de la déformation de l'acier

Le Tableau 3. 11 présente les déformations mesurées dans les barres d'armature pour différents niveaux de charge. Aucune différence significative n'est observée entre les différentes configurations. La déformation à la limite élastique est d'environ **2500 $\mu\text{m}/\text{m}$** . Cependant, pour la poutre avec des barres d'armature en recouvrement, cette limite atteint environ **3300 $\mu\text{m}/\text{m}$** , ce qui indique un glissement local de l'armature.

Tableau 3. 11 : Valeurs caractéristiques de la déformation de l'acier correspondant aux différents états de chargement : fissuration, élasticité et rupture.

Type	Jauge	ϵ_{fiss} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	ϵ_{elas} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	ϵ_{25mm} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	ϵ_{max} [$\mu\text{m}/\text{m}$]
PMAC	$J_{a,3}$	91	2509	jauge rupture	jauge rupture
PMAR	$J_{a,7}$	126	3267	jauge rupture	jauge rupture
PMALC_1	$J_{a,3}$	73	2968	3465	jauge rupture
PMALC_2	$J_{a,3}$	135	2769	4658	jauge rupture
PMALCD	$J_{a,3}$	72	2762	3990	jauge rupture
PMALNC_1	$J_{a,3}$	65	2584	4462	jauge rupture
PMALNC_2	$J_{a,3}$	152	3597	4815	jauge rupture

La Figure 3. 45 et la Figure 3. 46 illustrent l'évolution de la déformation le long de l'armature de la poutre de référence (PMAC) soumise à un essai de flexion quatre points. Pour la poutre avec des barres en recouvrement (PMAR), les mesures des jauges traduisent le transfert de charge par adhérence entre l'armature et le béton. Aux premiers stades du chargement, ce transfert se produit sur une longueur d'environ 300 mm, jusqu'à une charge de 80 kN. Ensuite, la transmission de charge s'effectue sur une plus grande longueur, et la déformation reste différente de zéro, sauf à partir d'une distance de 55 cm.

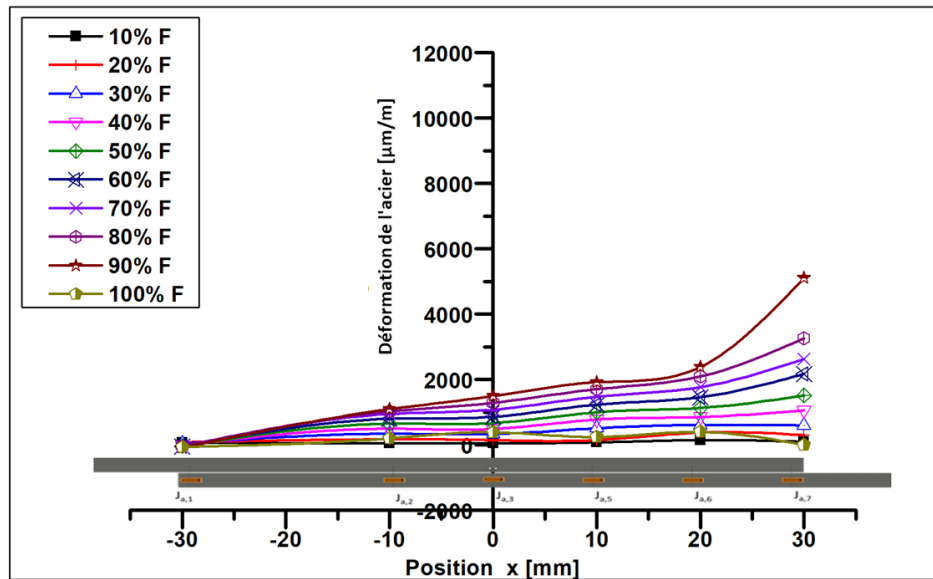


Figure 3. 45 : Evolution des déformations le long de la barre d'armature en fonction du niveau de charge (poutre avec barres d'armature à recouvrement - PMAR)

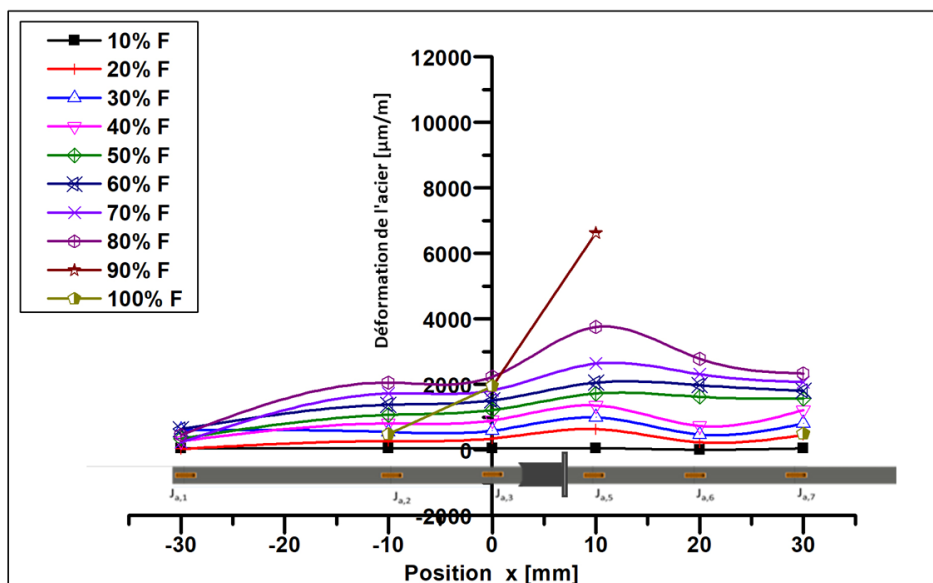


Figure 3. 46 : Évolution de la déformation le long de l'armature en fonction du niveau de charge (poutre avec barres d'armature non confinées dans la zone centrale - PMALNC)

Pour toutes les autres poutres, un pic de déformation apparaît à droite de la fissure lorsque la jauge est positionnée à proximité de celle-ci. Ces résultats montrent que le comportement d'adhérence n'est pas altéré lorsque des coupleurs compacts sont utilisés.

4.4.3. Analyse de la fissuration à l'aide de la corrélation d'images numériques (DIC) et du scanner 3D

• Mesure de l'ouverture des fissures par corrélation d'images

La corrélation d'images numérique (DIC) a été utilisée pour observer le comportement local des poutres en béton armé, en particulier l'évolution de la fissuration des poutres durant les essais

statiques. L'objectif principal était d'évaluer l'influence des liaisons des barres d'armature sur la fissuration : localisation, propagation et ouverture.

Le traitement des images par le logiciel utilisé permet de déterminer le champ de déplacement (et d'évaluer les quantités physiques corrélées, comme celles de l'ouverture des fissures) de la zone étudiée. La zone d'étude est située dans la partie centrale de la poutre, entre les deux appuis de charge, avec une largeur approximative de 70 cm. Le logiciel de post-traitement permet de définir une zone d'intérêt (ROI) d'environ 70 × 30 cm, correspondant à la profondeur de champ de la caméra et à la hauteur de la poutre. Ce logiciel permet de définir les dimensions des facettes et la distance entre leurs centres.

Dans cette étude, les zones d'intérêt (AOIs) ont des dimensions de 30 × 30 pixels, avec une distance de 20 pixels entre leurs centres. Les déplacements et les changements de forme des AOIs entre différentes images sont détectés, analysés, puis corrélés avec ceux de l'image de référence. Pour cette étude, le logiciel "GOM Correlate" a été utilisé avec une procédure de corrélation standard. Les paramètres de l'instrumentation et de l'analyse via corrélation d'images sont présentés dans le Tableau 3. 2 et le Tableau 3. 3.

La corrélation d'images a été appliquée pour l'analyse de la fissuration de la poutre testée. L'évolution de la fissuration dans la zone d'étude a été enregistrée et analysée jusqu'à la rupture de la poutre. Le nombre de fissures peut varier d'un échantillon à l'autre. Les fissures peuvent également être apparues en dehors de la zone d'étude.

Les fissures sont étudiées en considérant les courbes force–ouverture de fissure appliquées, présentées dans les figures Figure 3. 47 au Figure 3. 50. Plusieurs paramètres (force à la fissuration, trois fissures principales dans la zone étudiée, et gradient d'ouverture des fissures) ont été analysés pour les différentes configurations des poutres testées.

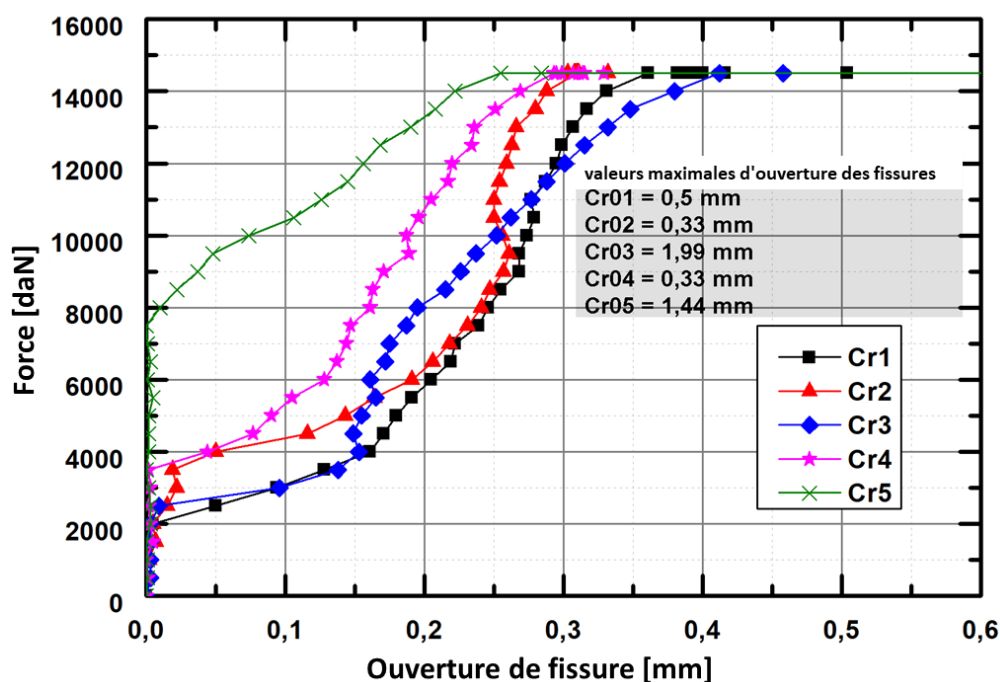


Figure 3. 47 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMAC. Cinq fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr05.

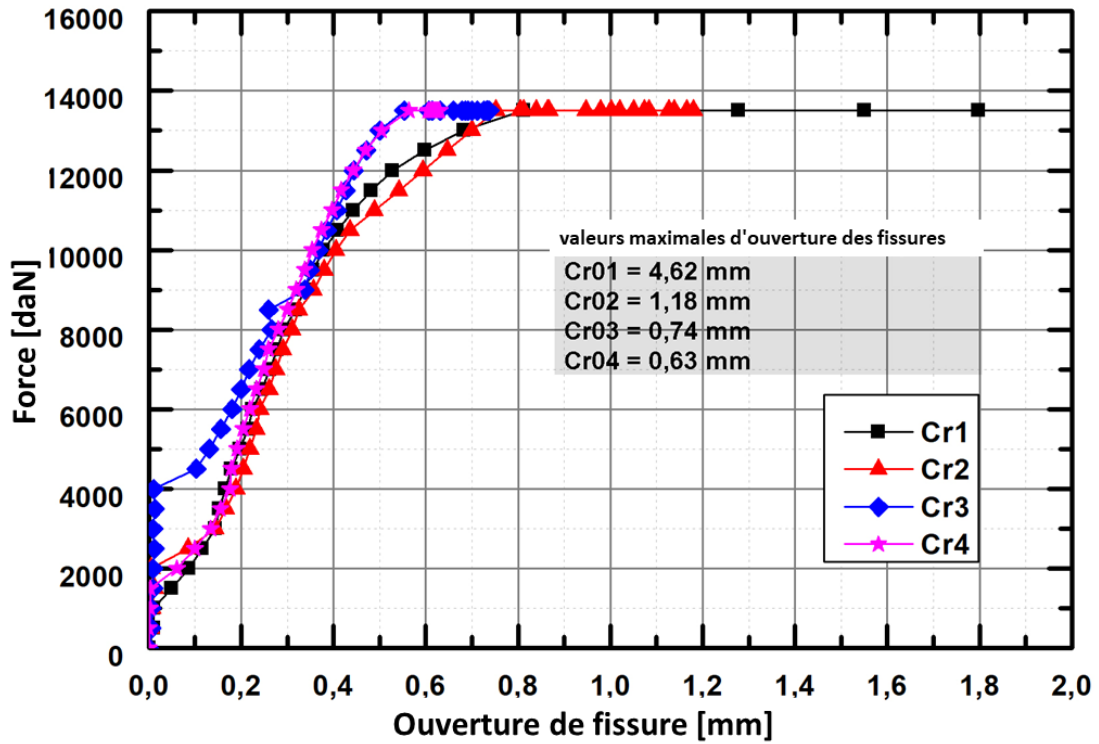


Figure 3. 48 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMALC. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04

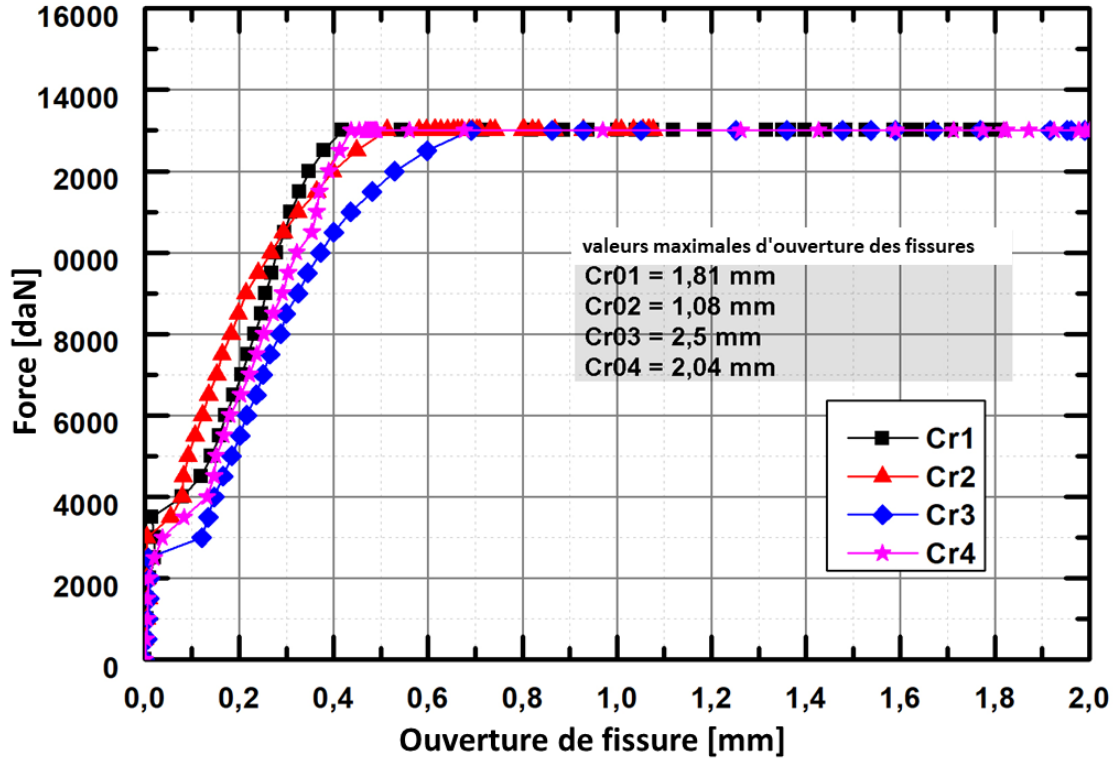


Figure 3. 49 : Évolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMALCD. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04

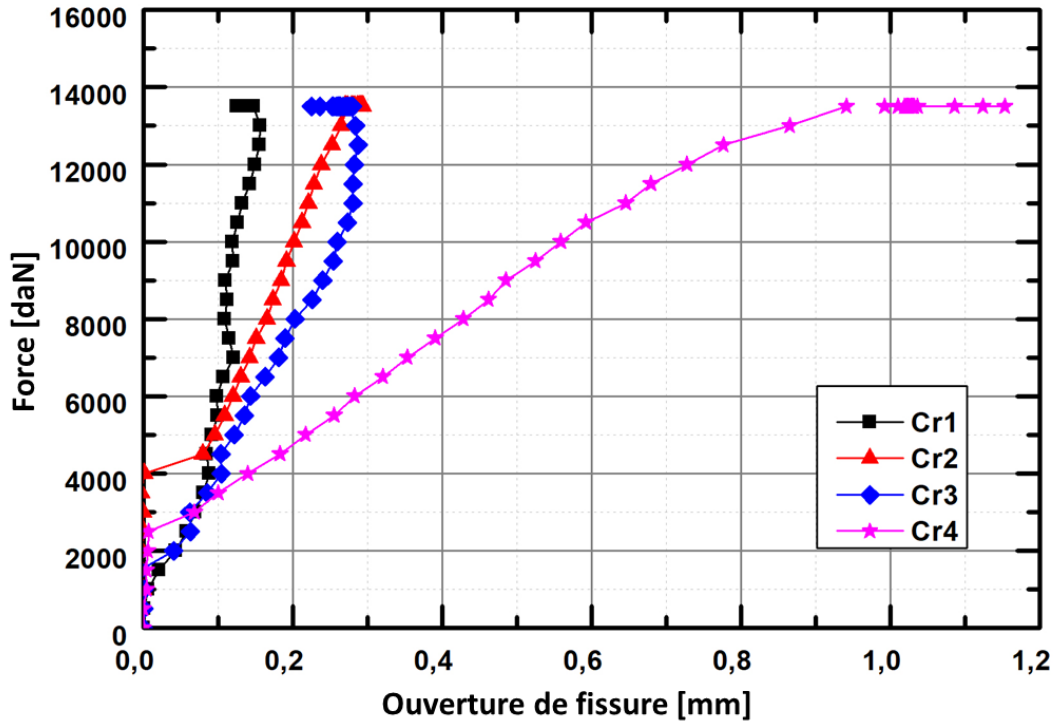


Figure 3. 50 : Evolution de la fissuration dans la zone centrale de la poutre PMAR. Quatre fissures sont apparues dans ce cas, numérotées de Cr01 à Cr04.

En considérant la charge de fissuration et gradient d'ouverture des fissures, défini comme la pente de la courbe reliant l'ouverture des fissures à la charge appliquée, et représentant la vitesse d'ouverture des fissures ou la force nécessaire pour ouvrir une fissure d'un millimètre (exprimée en kN/mm), on observe que la fissuration est relativement homogène dans le cas des poutres avec coupleurs. Seule la poutre PMAR, avec une barre d'armature à recouvrement, présente un gradient d'ouverture des fissures considérablement plus raide (environ deux fois plus important) que celui déterminé pour les poutres avec coupleurs. Cela peut s'expliquer par la quantité d'acier deux fois plus importante dans la zone centrale de la poutre avec la barre de recouvrement. Le Tableau 3. 12 résume les valeurs déterminées à partir des courbes force–ouverture des fissures.

Tableau 3. 12: Charge d'ouverture de fissure obtenue par DIC pour les trois premières fissures de la zone centrale (F1, F2 et F3) dans le cas d'essais monotones. Le terme "Grad" fait référence au gradient

PMAC			
	Cr1	Cr2	Cr3
F_fis (kN)	20.0	37.0	45.0
Grad (kN/mm)	6.30	3.80	4.22
PMALC			
	Cr1	Cr2	Cr3
F_fis (kN)	15	25	40
Grad (kN/mm)	3.18	3.31	2.21
PMALCD			
	Cr1	Cr2	Cr3
F_fis (kN)	20.0	30.0	40.0

Grad (kN/mm)	3.75	3.30	4.31
PMALNC			
	Cr1	Cr2	Cr3
F_fis (kN)	35	35	35
Grad (kN/mm)	3.44	3.14	2.86
PMAR			
	Cr1	Cr2	Cr3
F_fis (kN)	17	37	42
Grad (kN/mm)	12.07	5.04	3.41

Les images de la Figure 3. 51 montrent que les fissures sont quasi-systématiquement localisées à droite des étriers. Ces derniers ont une influence non négligeable sur l'espacement des fissures, plus importante que celle des coupleurs.

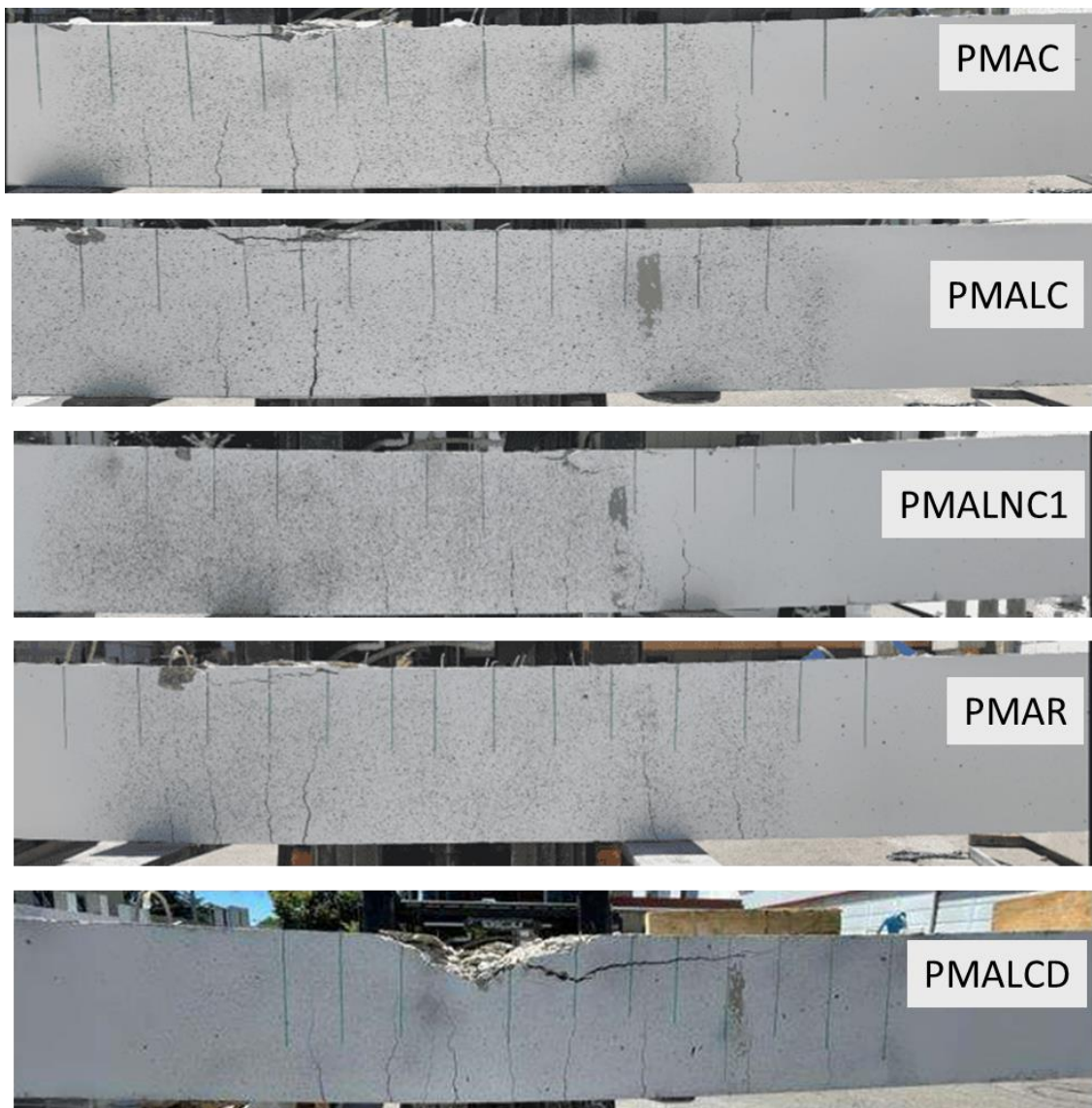


Figure 3. 51 : Distribution des fissures et position des étriers transversaux pour les différentes configurations de poutres testées sous chargement monotone.

- **Analysis of crack spacing using a 3D scanner**

Le scanner utilisé dans cette étude a été développé par Creaform, modèle « HandySCAN 3D|BLACK Series ». Sa précision est de 0,02 mm pour une taille d'objet allant jusqu'à 4 m. Grâce à un scanner 3D, il est possible de visualiser l'espacement des fissures et les ouvertures à un certain niveau de charge, car le scan de la face latérale de la poutre est effectué étape par étape lorsque le chargement est mis en pause. Les images obtenues offrent également une carte détaillée des fissures (Figure 3. 52).

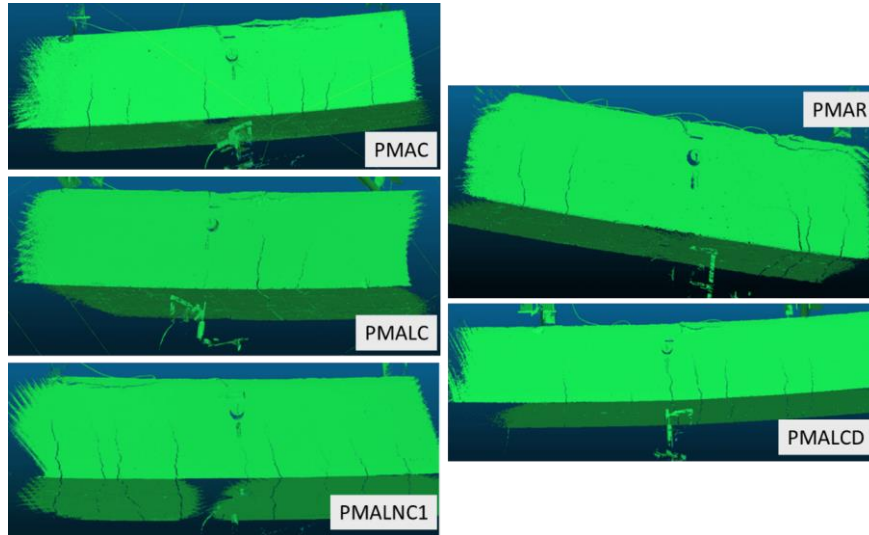


Figure 3. 52 : Images 3D de la rupture de différentes poutres obtenues par la procédure de balayage

L'analyse des images 3D permet de comparer les ouvertures des fissures obtenues par la méthode DIC. Par exemple, pour la poutre avec l'armature continue, pour une flèche de 25 mm, l'ouverture des fissures est de 1,67 mm (Figure 3. 53), tandis que pour la poutre avec la connexion mécanique des barres d'armature, elle est de 1,54 mm. De plus, les distances entre les fissures peuvent être mesurées (Figure 3. 54).

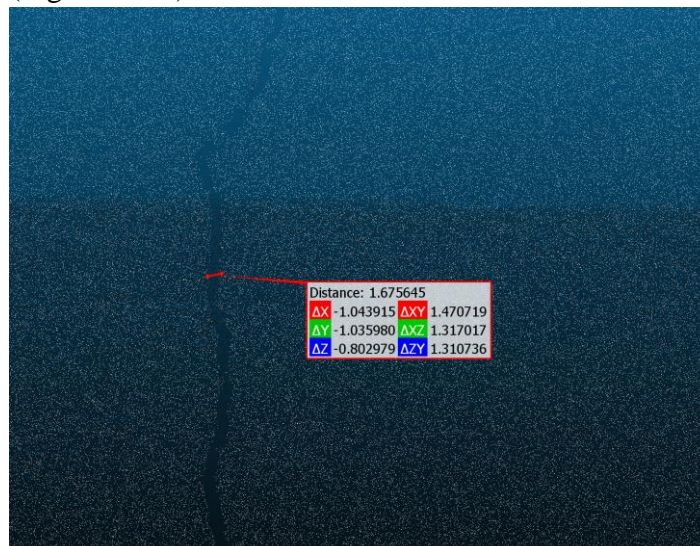


Figure 3. 53 : Fissure principale de la poutre armature continue à 25 mm de flèche

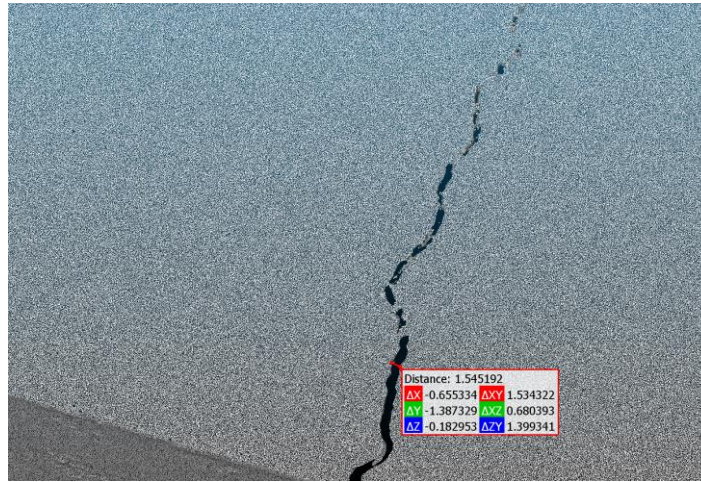


Figure 3. 54 : Fissure principale de la poutre avec liaison confinée à 25 mm de flèche

Tableau 3. 13 résume la localisation des fissures à partir du support droit de chaque poutre. Pour toutes les poutres, cet espacement est pratiquement identique. Des variations dans le nombre de fissures et l'espacement sont observées uniquement pour la poutre avec des barres d'armature à recouvrement. En conclusion, les coupleurs compacts et leur position dans la poutre n'affectent pas l'ouverture des fissures ni l'espacement des fissures.

Tableau 3. 13 : Espacement entre les fissures

Fissure	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PMAR	100	110	119	122	-	-	178.5	186	198	198
PMAC	-	109	123.5	131	140.5	-	161	186	198	-
PMALNC2	102	113	-	125	-	145	163.5	183	198	-
PMALC	100	-	120	132.5	-	149	164	177	191	-
PMALNC	-	106	117	128	140	144	168	184	188	199
PMALC2	-	107	118	129	141.5	154	167	187	-	202
PMALCD	100	-	-	-	140	150	165	173	189	-

- **Comparaison du calcul réglementaire des ouvertures de fissures et de leur distribution**

L'Eurocode 2 suggère le calcul de l'espacement des fissures ($S_{r,max}$) et de l'ouverture des fissures (w_k) pour les structures en béton armé. Les valeurs expérimentales sont comparées à celles obtenues par l'approche réglementaire.

L'ouverture des fissures (w_k) est calculée à l'aide de l'équation (3. 8) :

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3. 8)$$

où ε_{sm} est la déformation de l'acier de traction, et ε_{cm} est la déformation du béton en traction

avant la fissuration.

Ces valeurs sont obtenues à partir de l'équation (3. 9) :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \quad (3. 9)$$

Avec $k_t = 0.6$, le facteur de charge à court terme (lié à la durée des tests), E_s étant le module d'élasticité de l'acier, E_c étant le module d'élasticité du béton, et $f_{ct,eff}$ étant la résistance à la traction du béton. $\rho_{p,eff}$ est le pourcentage de la section de traction autour de l'acier, calculé comme suit : $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$, où A_s est la section de l'acier de traction (6,28 cm²), et $A_{c,eff}$ est la section du béton de traction autour de l'armature, qui est calculée comme suit, équation (3.10):

$$A_{c,eff} = b \cdot \text{Min} \left\{ 2.5(h - d); \frac{h - x}{3}; 0.5h \right\}, \quad (3.10)$$

Où h est la hauteur de la poutre (0,30 m), d est la profondeur de l'armature (0,25 m), et x est la position de l'axe neutre sous le moment de service.

L'espacement des fissures est donné par l'équation (3.11) :

$$S_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.11)$$

Avec un enrobage de l'armature égal à 40 mm, $k_1=0.8$ pour un acier à haute adhérence, $k_2=0.6$ pour les poutres, et $k_3 = 3.4\left(\frac{25}{c}\right)^{2/3}$.

En considérant un moment de service de 41,1 kNm, la position de l'axe neutre est calculée à 0.108 m, avec une contrainte dans l'acier de 295 MPa. Pour ces valeurs, l'espacement réglementaire des fissures devient de 216 mm, et l'ouverture des fissures est de 0,25 mm. Ces valeurs sont comparées aux résultats expérimentaux (Tableau 3. 14 et

Tableau 3. 15).

Tableau 3. 14 : Valeurs théoriques de l'espacement des fissures selon EC2

Crack	4	5	6	7	3D measurement		EC2	Variation
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	S_{min} [mm]	S_{max} [mm]	S_{rmax} [mm]	
PMAR	122	-	-	178.5	-	565	216	162%
PMAC	131	140.5	-	161	95	205	216	-5%
PMALNC2	125	-	145	163.5	185	200	216	-7%
PMALC	132.5	-	149	164	150	165	216	-24%
PMALNC	128	140	144	168	120	240	216	11%
PMALC2	129	141.5	154	167	130	250	216	16%
PMALCD	-	140	150	165	100	150	216	-31%
PMALC2	130	141	153	167	120	140	216	-35%

Tableau 3. 15 : Valeurs d'ouverture des fissures pour une charge de service de 85 kN

Ouverture de la fissure pour une charge appliquée de 85 kN					
	PMAC	PMALC	PMALCD	PMALNC	PMAR
Cr1 DIC	0.255	0.314	0.137	0.247	0.44
Cr1 Scan	0.252	0.312	0.135	0.248	0.442
Cr2 DIC	0.247	0.325	0.163	0.198	-
Cr2 Scan	0.243	0.327	0.166	0.199	-
Cr3 DIC	0.215	0.338	0.221	0.299	-
Cr3 Scan	0.218	0.332	0.224	0.294	-
Moyenne DIC [mm]	0.24	0.33	0.17	0.25	0.44
Théorique [mm]	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Divergence DIC expérimental/théorique	0.96	1.30	0.69	0.99	1.76

En ce qui concerne l'espacement des fissures, les valeurs expérimentales et théoriques sont comparables, les valeurs expérimentales étant généralement inférieures de 5% à 30% par rapport aux résultats théoriques. En revanche, l'espacement mesuré des fissures est deux fois plus grand que les valeurs théoriques dans le cas de l'armature avec recouvrement, où aucune fissuration n'est observée dans la zone où l'armature est recouverte, et les ouvertures de fissures sont localisées à l'extrémité du recouvrement. L'utilisation des liaisons de petites dimensions n'affecte pas l'espacement des fissures, et le calcul réglementaire peut être appliqué sans modifications.

En ce qui concerne l'ouverture des fissures, les résultats expérimentaux sont comparables à la valeur théorique de 0,25 mm. Cependant, dans le cas des connexions d'armature confinées, l'ouverture mesurée des fissures est 30% plus grande que la valeur théorique, avec une ouverture moyenne de 0,30 mm. Cependant, dans ce cas spécifique, le confinement de la connexion d'armature est réalisé à l'aide d'étriers situés des deux côtés du coupleur, là où la fissure se forme.

Cette étude montre que l'Eurocode 2 peut être appliqué sans réserve lorsque les armatures sont connectées avec ces types de liaisons compactes.

5. Comportement cyclique

Pour les essais cycliques, une deuxième série de poutres a été testée. Ces poutres possèdent les mêmes configurations géométriques, armatures et caractéristiques du béton que celles utilisées lors des essais monotones.

Les méthodes de mesure, tels que les capteurs de déplacement : LVDT, les jauges de déformation et les techniques de corrélation d'images, ont été conservés afin d'assurer une comparaison fiable des résultats entre les essais statiques et cycliques.

Les poutres testées sous chargement cyclique sont désignées comme suit :

- **PCAC** – Poutre avec barres d'armature continues ;
- **PCAR** – Poutre avec barres d'armature à recouvrement ;

- **PCALC** – Poutre avec coupleurs situés dans la même section transversale au milieu de la travée.

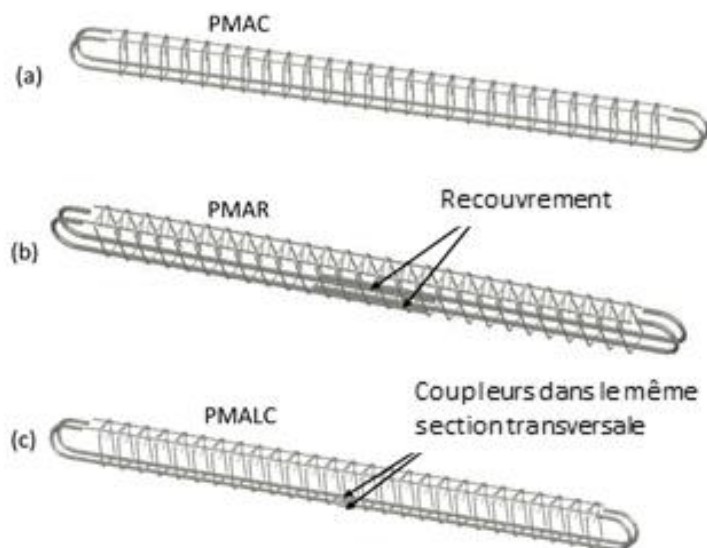


Figure 3.55 : Géométrie des armatures utilisées pour les différentes poutres. (a) Poutre avec armatures continues (PMAC). (b) Poutre avec armatures de recouvrement (PMAR). (c) Poutre avec coupleurs à mi-portée dans la même section transversale, les étriers ont la même distribution sur toute la poutre.

5.1.Principe de chargement

Pour les essais cycliques, les poutres ont d'abord été chargées jusqu'à une force F , correspondant à 80 % de la limite élastique de l'acier ($0.8 \times f_y$). Une fois cette charge atteinte, un cycle de chargement a été appliqué, comprenant 100 cycles successifs. Ces cycles faisaient varier la charge entre une valeur minimale, proche de zéro, et la charge maximale F , permettant ainsi d'analyser le comportement des poutres sous sollicitations répétées.

Au cours des essais cycliques, des données sur l'évolution de la fissuration ont été recueillies à cinq étapes distinctes, après 25, 50, 75 et 95 cycles de chargement. Une fois cette phase terminée, la charge a été augmentée au-delà de la limite élastique. Ensuite, 25 cycles de chargement et de déchargement ont été effectués pour des flèches en milieu de travée de 25 mm, 30 mm et 35 mm respectivement.

5.2.Résultats expérimentaux

5.2.1. Courbes charge-flèche

Pour les poutres testées sous chargement cyclique, les courbes de déplacement en fonction de la charge appliquée ont été superposées à celles des essais monotones. Ainsi, comme on peut l'observer dans les Figures : Figure 3.56, Figure 3.57 et Figure 3.58, les courbes enveloppes des essais cycliques s'ajustent bien à celles des essais en chargement monotone. Pour la poutre avec des barres d'armature continues, la limite d'élasticité sous chargement cyclique est atteinte pour une charge environ 10 % inférieure à celle observée lors du chargement monotone. Pour les autres configurations, cette différence est plus faible. De plus, il est à noter que les phases de chargement

et de déchargement dans la zone plastique n'ont pas affecté la rigidité en flexion de la poutre, quel que soit le type d'armature utilisé.

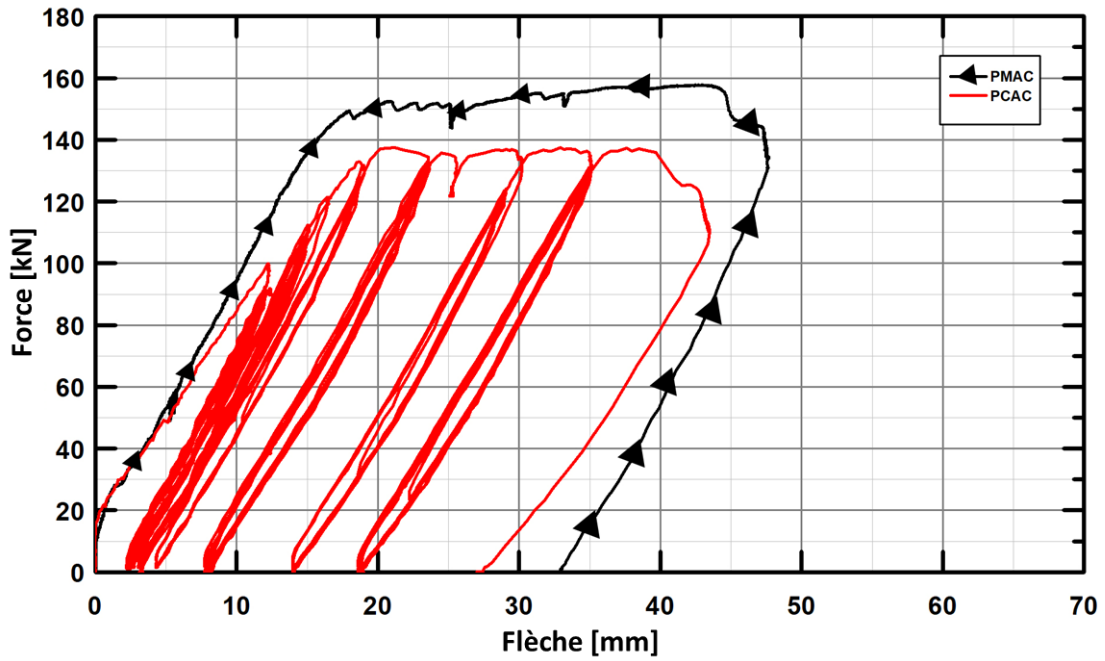


Figure 3. 56 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec une barre d'armature continue (charge monotone et cyclique)

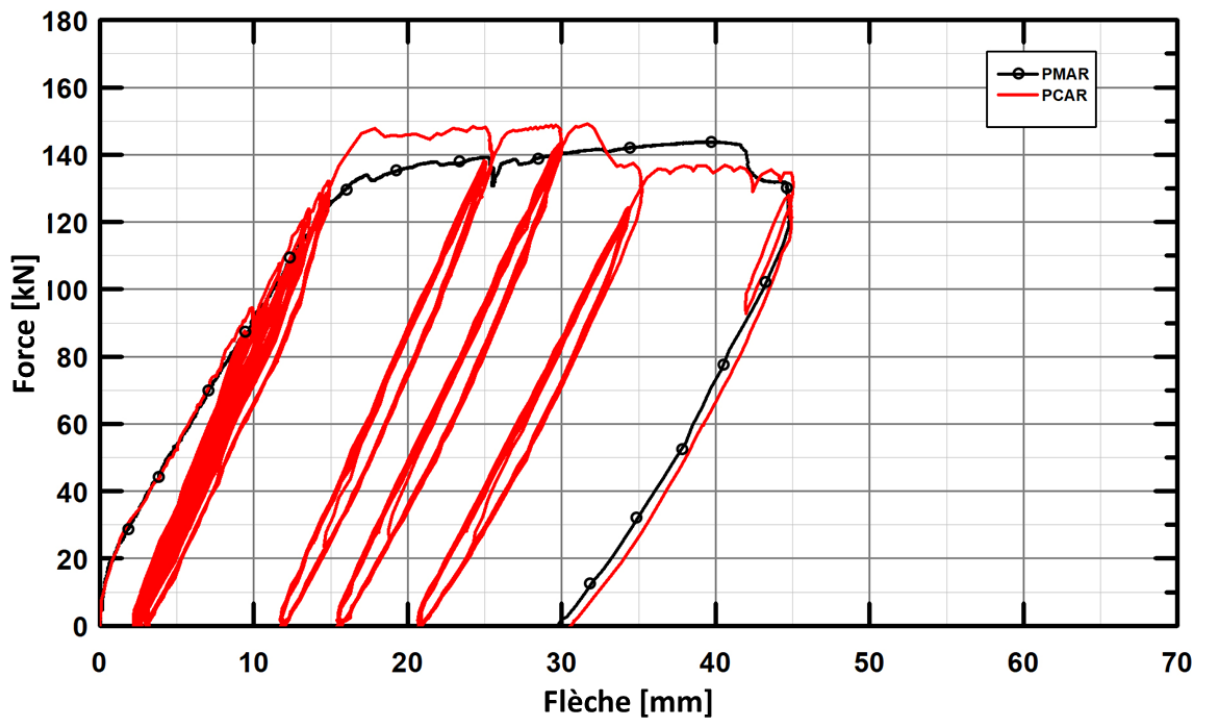


Figure 3. 57 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec recouvrement (charge monotone et cyclique).

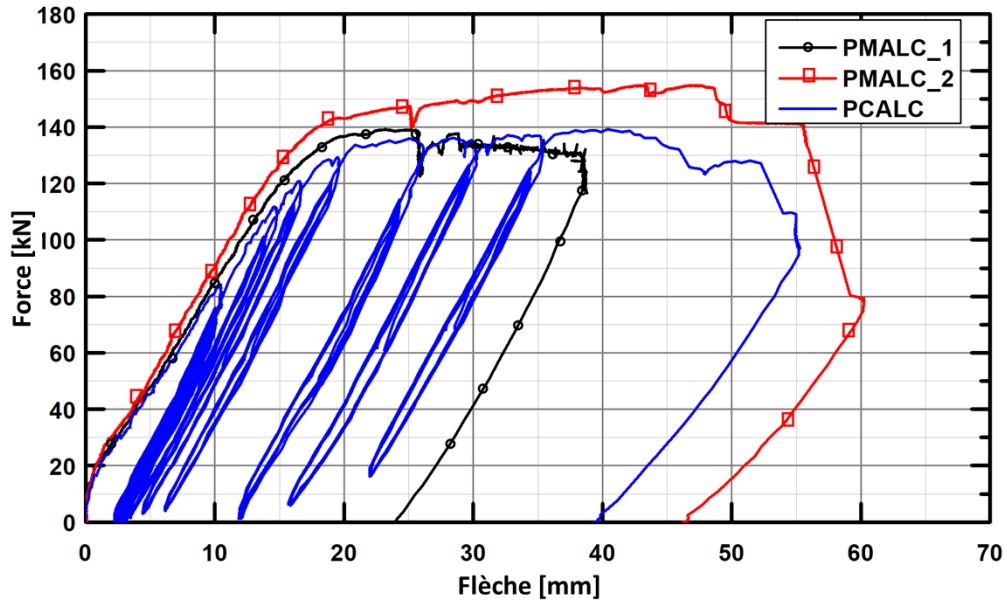


Figure 3. 58 : Comportement charge- flèche des poutres en béton armé avec une barre d'armature connectée à un coupleur confiné (charge monotone et cyclique).

5.2.2. Analyse de la fissuration à l'aide de la corrélation d'images (DIC)

Pour les essais cycliques, l'évolution des deux premières fissures (notées Cr1 et Cr2) est analysée au cours de cinq cycles de chargement, après 25, 50, 75 et 95 cycles respectivement. La Figure 3. 59 présente la position de ces fissures pour trois poutres testées, référencées comme PCAC, PCAR et PCALC. La ligne en pointillés sur ces figures indique le milieu de la poutre.

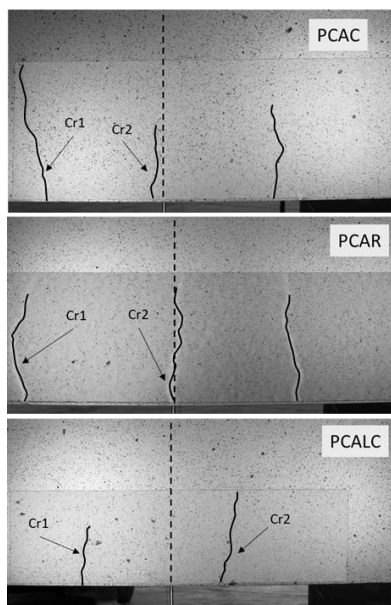


Figure 3. 59 : Position des deux premières fissures, notées Cr1 et Cr2, analysées lors du chargement cyclique des poutres.

Les Figures : Figure 3. 60 au Figure 3. 65 illustrent l'ouverture des fissures en fonction des images capturées par la caméra de corrélation d'images (DIC), dont la fréquence d'acquisition est de 0,5 Hz.

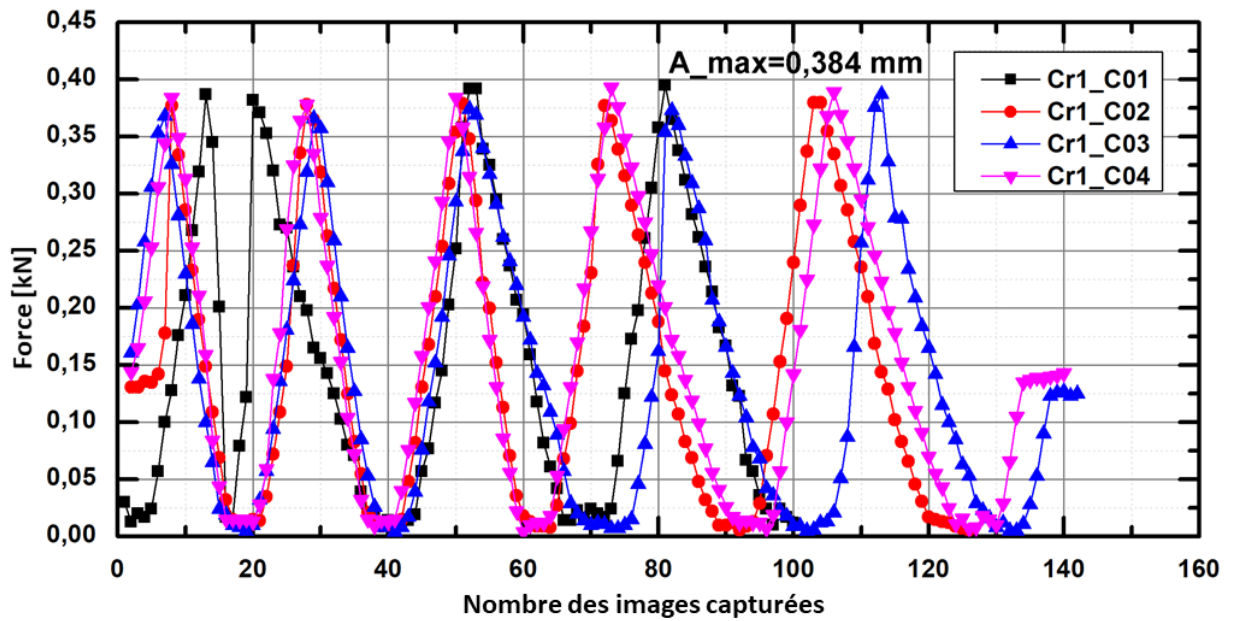


Figure 3. 60 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCAC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.

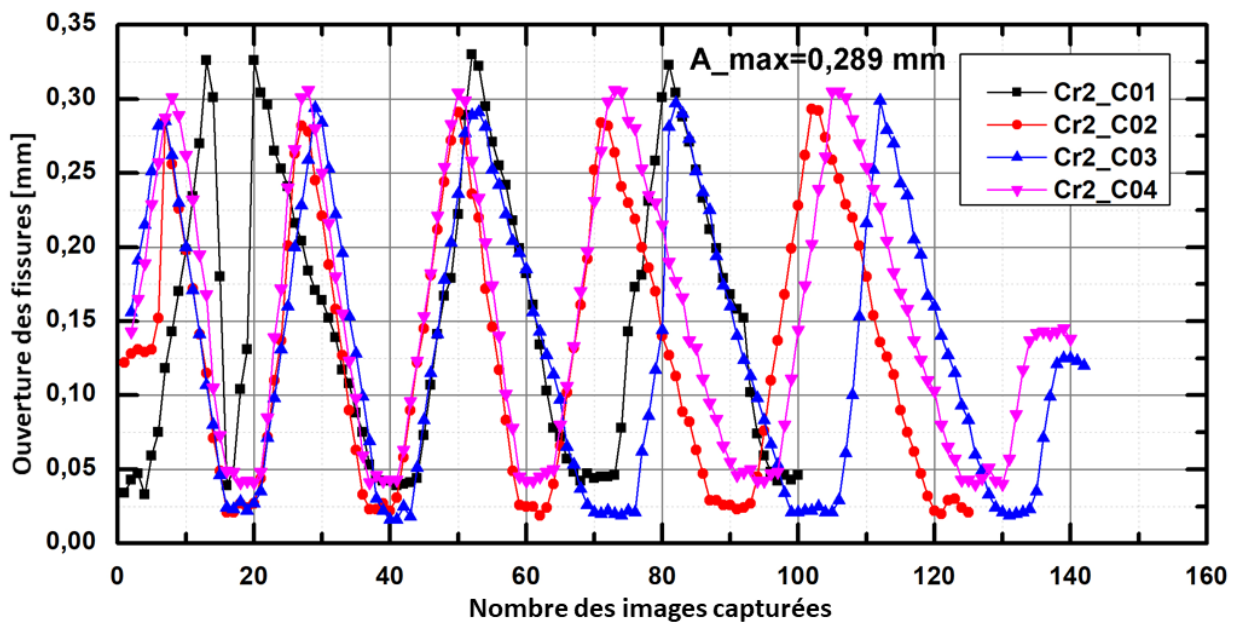


Figure 3. 61 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCAC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.

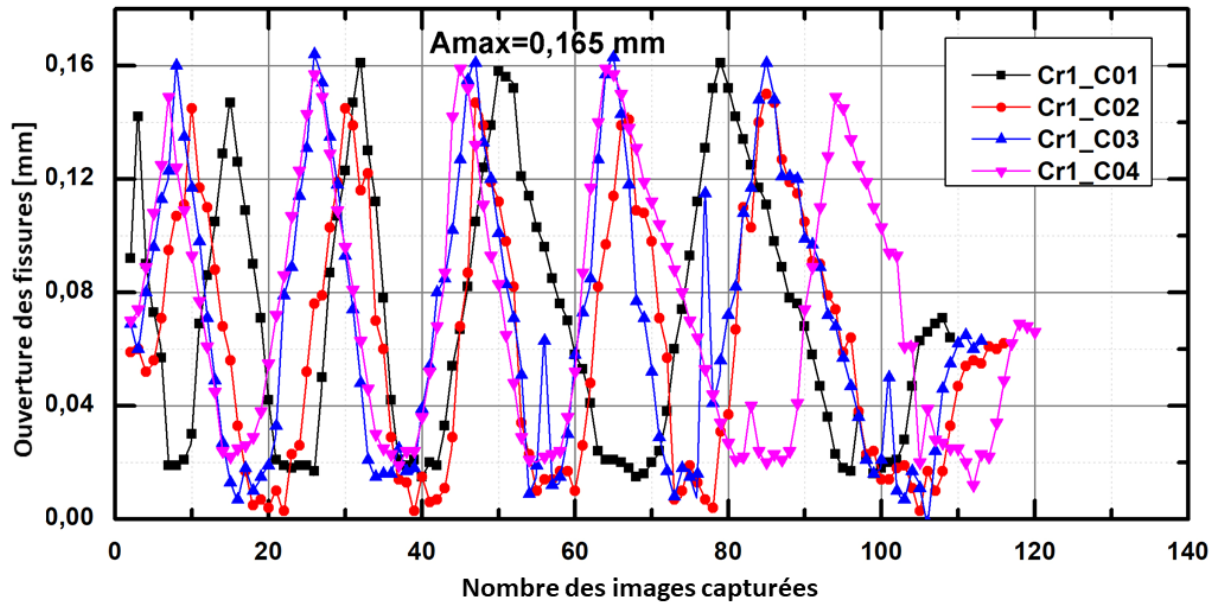


Figure 3. 62 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCAR, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100

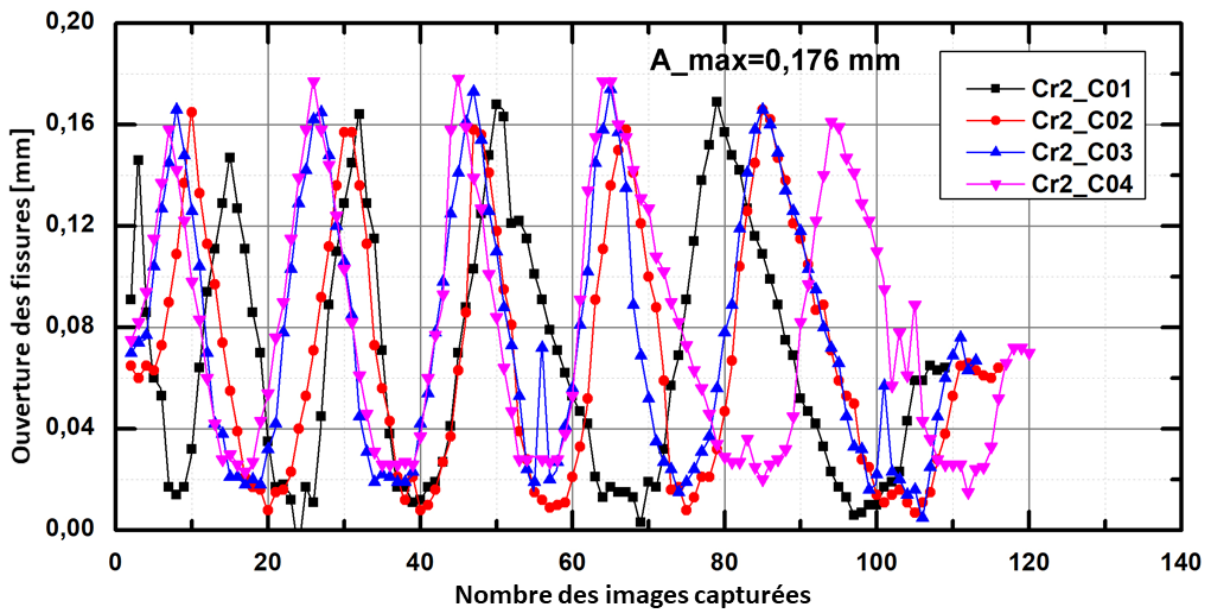


Figure 3. 63 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCAR, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.

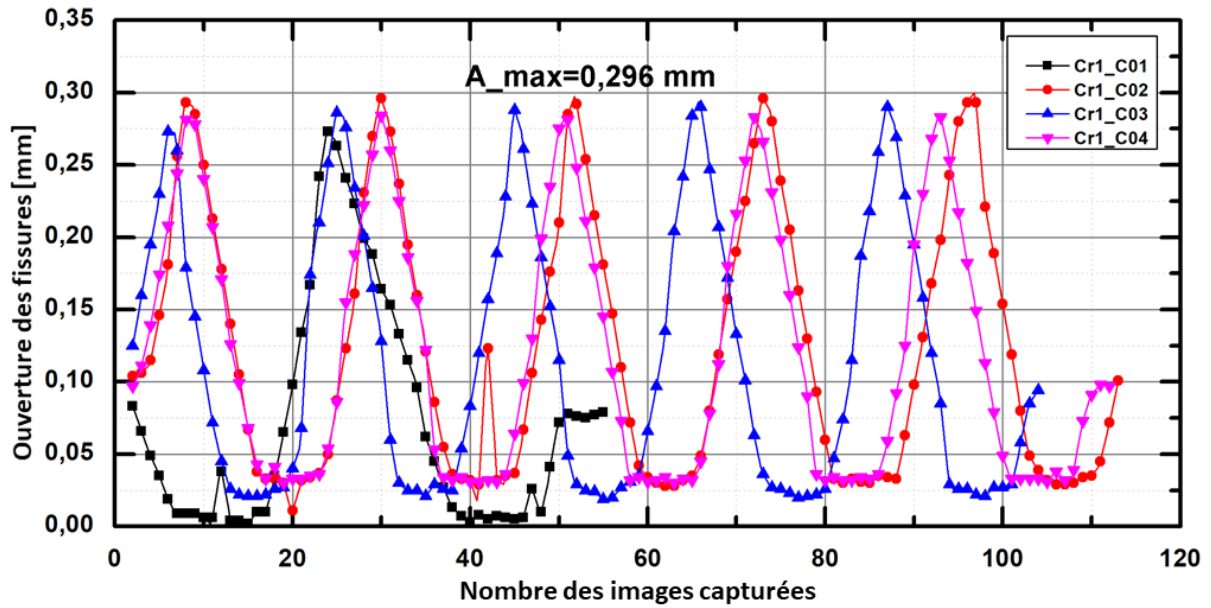


Figure 3. 64 : Évolution de la fissure Cr1 pour la poutre PCALC, dans le cas d'un chargement cyclique pour une force maximale appliquée de $0,8f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.

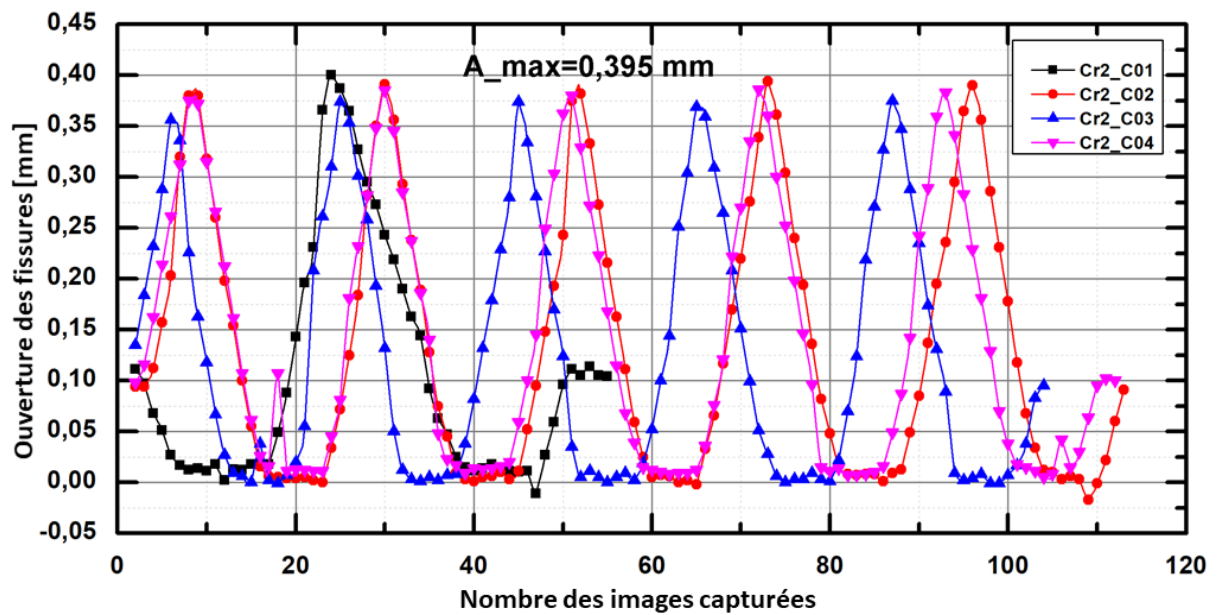


Figure 3. 65 : Évolution de la fissure Cr2 pour la poutre PCALC, dans le cas de charges cycliques pour une force maximale appliquée de $0,8 f_y$. Quatre cycles de chargement (c01, c02, c03 et c04) correspondent aux cycles 25-30, 50-55, 75-80 et 95-100.

Il est observé que les fissures n'évoluent pas au cours des cycles de chargement et que l'amplitude d'ouverture des fissures reste constante du début à la fin (A_{max} sur chaque graphique représente la valeur maximale de cette amplitude). Les poutres PCAC et PCALC présentent une amplitude d'ouverture similaire, environ deux fois supérieure à celle de la poutre PCAR. Cette différence peut s'expliquer par la section d'acier deux fois plus grande dans la zone centrale de la poutre PCAR. Par conséquent, il peut être conclu que l'utilisation de manchons d'assemblage n'a que peu ou pas d'effet sur le comportement cyclique des poutres dans le domaine des charges de service.

6. Conclusion

Ce chapitre a présenté une étude expérimentale visant à analyser l'influence des différentes géométries de liaison à filetage parallèle, en fonction de leur longueur, de leur diamètre, de leur procédé de réalisation appelée « normalisation », de leur position sur le comportement mécanique des poutres en béton armé. L'étude s'est appuyée sur des essais de flexion quatre points sous conditions de chargement monotone et cyclique, couplés à des mesures de déformations par fibre optique et à une analyse de l'évolution des fissures par corrélation d'images.

Les analyses expérimentales mettent en évidence que la normalisation des filetages des armatures améliore le comportement des poutres en flexion. Ce procédé permet une augmentation de 5 % de la force limite d'élasticité et de 4,5 % de la charge maximale, tout en réduisant les contraintes résiduelles induites par le filetage classique. Il en résulte une répartition plus homogène des déformations et des fissures, rapprochant le comportement des poutres de celui des références. À l'inverse, les barres non normalisées présentent des ouvertures de fissures plus importantes, traduisant une transmission des efforts moins uniforme.

L'analyse du comportement charge-flèche a révélé des différences entre les poutres selon la configuration des liaisons d'armatures. Les résultats montrent que les poutres P-REF présentent la force de limite d'élasticité la plus élevée (145 kN) sous chargement statique. Les poutres avec liaisons courtes avec petite diamètre P-ONC présentent un comportement proche de celui des poutres de référence, avec une diminution inférieure à 1,4 % des charges élastique et maximale. À l'inverse, l'augmentation du diamètre ou de la longueur des liaisons ne s'est pas traduite par une amélioration des charges élastiques et plastiques à la flexion ou de rigidité, contrairement aux configurations utilisant des liaisons de plus petit diamètre. Ces observations confirment l'influence des liaisons d'armatures sur la réponse mécanique des poutres, en particulier sur leur capacité portante leur ductilité et leurs rigidités.

L'analyse des mécanismes de fissurations à partir de la corrélation d'images a permis d'identifier avec précision l'évolution des fissures en fonction des différentes configurations d'armatures. Les résultats montrent que l'initiation et la propagation des fissures sont directement influencées par le type de liaison des armatures. Les poutres avec liaisons courtes normalisées présentent une distribution plus homogène des fissures, similaire à celle des poutres de référence, traduisant une meilleure répartition des efforts. En revanche, les poutres avec barres non normalisées, P-CLC et P-RC montrent une répartition plus hétérogène des fissures, indiquant un transfert de charge moins efficace.

La mesure des déformations mesurées par les jauges de déformation et les fibres optiques a mis en évidence l'influence des dispositifs de liaison sur la répartition des déformations dans les poutres. Les résultats montrent que les coupleurs courts permettent de maintenir les déformations dans le domaine élastique, tandis que les coupleurs longs et les recouvrements présentent une plastification localisée aux extrémités des liaisons. Les coupleurs de grand diamètre induisent une concentration des déformations marquée, soulignant la nécessité d'optimiser leur conception pour

limiter les effets de plastification locale. Globalement, ces analyses confirment que le type de liaison influence la répartition des déformations et le comportement mécanique des poutres.

Les essais cycliques ont confirmé ces résultats en montrant que les poutres avec des liaisons compactes conservent un comportement mécanique similaire à celui des poutres avec barres continues. De plus, les distances entre fissures et leurs ouvertures peuvent être prédites en accord avec l'Eurocode 2, validant ainsi l'application des méthodes de calcul réglementaires aux poutres utilisant ces dispositifs.

Ces résultats fournissent des éléments clés pour l'optimisation des techniques de renforcement et contribuent à une meilleure compréhension des mécanismes de transfert des efforts dans les structures en béton armé avec les coupleurs à filetage parallèle, ouvrant ainsi des perspectives pour l'amélioration des modèles analytiques et numériques dédiés à l'étude de la fissuration et du comportement en flexion des poutres

Chapitre 04 : Modélisation numérique de l'effet des coupleurs d'armatures sur la réponse mécanique des structures en béton armé

Ce chapitre présente la modélisation numérique des coupleurs d'armatures dans les structures en béton armé à l'aide du logiciel ABAQUS. L'objectif est de valider un modèle numérique en s'appuyant sur les essais expérimentaux réalisés précédemment, afin d'analyser l'influence de liaison d'armatures sur le comportement mécanique des éléments en béton armé de type tirants. L'étude porte sur l'impact des paramètres clés tels que le procédé de fabrication des coupleurs, sur la réponse locale et globale des structures. La simulation permettra d'évaluer les mécanismes de transfert des efforts, les concentrations de contraintes et l'interaction entre les armatures et le béton, offrant ainsi une meilleure compréhension du rôle des coupleurs dans la performance structurelle.

1. Introduction

Les coupleurs mécaniques pour le raccordement des armatures constituent une alternative efficace aux recouvrements et aux soudures dans les structures en béton armé, permettant de réduire la congestion des armatures tout en optimisant les coûts de construction [176] [177]. Toutefois, la modélisation numérique de ces dispositifs reste peu abordée dans la littérature scientifique. La plupart des études se concentrent sur des essais expérimentaux visant à évaluer leur résistance et leur comportement sous chargement, mais peu de travaux ont exploré en détail leur interaction avec le béton à l'échelle locale et globale.

De plus, l'influence du procédé de fabrication des coupleurs, notamment l'effet de la normalisation des filetages et la variation de leur géométrie (diamètre, longueur), n'a pas encore été intégrée dans les modèles numériques. Peu d'études ont cherché à modéliser précisément la géométrie des coupleurs et à analyser comment ces variations influencent le comportement local et global des éléments en béton armé [178] [179]. Ces paramètres jouent pourtant un rôle clé dans la répartition des contraintes, la transmission des efforts et le développement des fissures.

Ce chapitre a pour objectif le développement et la validation d'un modèle numérique des coupleurs d'armatures, à l'aide du logiciel ABAQUS, en s'appuyant sur les résultats expérimentaux préalablement obtenus. L'objectif principal est d'étudier l'impact du procédé de fabrication des filetages des barres et des caractéristiques géométriques des coupleurs sur le comportement mécanique des éléments en béton armé de type tirants, notamment en ce qui concerne la redistribution des contraintes et la propagation des fissures. Cette analyse vise à approfondir la compréhension des mécanismes d'interaction entre les coupleurs, les armatures et le béton et à contribuer à l'optimisation des solutions de raccordement dans le domaine du génie civil.

2. Abaqus pour la modélisation du béton armé

Pour modéliser des structures en béton armé, plusieurs logiciels commerciaux tels qu'ABAQUS [180] et ANSYS [181] sont couramment utilisés dans le cadre de la méthode des éléments finis. Le logiciel idéal pour ce type de modélisation serait celui qui permettrait de résoudre efficacement des problèmes, qu'ils soient simples ou complexes. Il est essentiel de noter que le logiciel ne couvre pas toutes les spécificités d'un problème donné, et c'est à l'utilisateur de choisir judicieusement le maillage et le type d'éléments à utiliser, en fonction des exigences du problème. De ce fait, bien que ces logiciels offrent des solutions adaptées, celles-ci restent souvent approximatives. Dans cette étude, le logiciel Abaqus a été choisi pour modéliser les tirants en béton armé.

Abaqus comprend deux modules principaux : Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit. Parmi ses atouts, on retrouve la rapidité du prétraitement ainsi que la possibilité d'intégrer des éléments surfaciques ou des barres au sein des éléments solides représentant le béton [182] [183] [184].

2.1. Abaqus/Standard et Abaqus/Explicite

Le choix entre les modules Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit repose sur la nature statique ou dynamique du problème ainsi que sur sa complexité. Abaqus/Standard, utilisant la méthode implicite, est particulièrement adapté aux problèmes statiques et aux situations dynamiques à faible vitesse où la précision des contraintes est primordiale [185]. Ce module permet d'analyser les modèles à la fois dans le domaine temporel et fréquentiel. Soutenu par Abaqus/CAE,

Abaqus/Standard facilite les étapes de préparation et de post-traitement des simulations. En revanche, Abaqus/Explicit, qui adopte la méthode explicite, est plus approprié pour des problèmes dynamiques ou quasi-statiques, notamment ceux impliquant des événements transitoires courts comme les impacts balistiques ou la résistance aux chocs dans l'industrie automobile[186]. Abaqus/Explicit excelle dans la gestion de comportements non linéaires complexes, tels que les contacts, et est donc particulièrement adapté aux simulations de phénomènes quasi-statiques comme l'écrasement de dispositifs d'absorption d'énergie ou le laminage de métaux à haute température [187] [188] [189]. Ce module est conçu pour répondre aux exigences des environnements de production, en mettant l'accent sur l'efficacité, la simplicité d'utilisation et la fiabilité. Abaqus/Explicit est également pris en charge par Abaqus/CAE pour les étapes de pré-traitement et de post-traitement. Enfin, les résultats d'une analyse réalisée avec Abaqus/Explicit peuvent être intégrés dans un modèle Abaqus/Standard pour des analyses ultérieures, permettant ainsi une complémentarité entre les deux modules. Cette flexibilité permet de combiner les avantages de chaque module en fonction des différentes étapes de l'analyse, que ce soit pour des simulations statiques, dynamiques à faible vitesse, ou pour l'étude de systèmes cohérents à faible variation.



Figure 4. 1 : Développement du modèle par éléments finis sur Abaqus [180]

3. Modélisation des matériaux sur Abaqus

3.1. Béton

Le modèle de plasticité du béton, appelé "Concrete Damage Plasticity" (CDP) [190] [191] [192], est employé pour simuler le comportement non linéaire du béton dans Abaqus. Ce modèle prend en compte deux modes principaux de défaillance du béton : la fissuration sous traction et l'écrasement sous compression.

En ce qui concerne le module d'élasticité du béton, la valeur correspondante peut être calculée à l'aide de l'équation de l'Eurocode [193] [180], qui s'écrit comme suit (l'équation (4. 1)):

$$E_{cm}(GPa) = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (4. 1)$$

Le modèle CDP implémente une version modifiée du critère de Drucker-Prager pour décrire la plasticité du béton. La fonction d'écoulement (F) repose sur les invariants de contrainte et est définie par Lubliner [194]. La géométrie de cette fonction est déterminée dans le plan de déviation, et elle est paramétrée par K_c , comme illustré dans la Figure 4. 2. La valeur par défaut recommandée pour K_c est $2/3$, ce qui a donné des résultats fiables dans différentes études de Chen,2007 [195]. Le paramètre $\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$, qui détermine la forme de la surface d'écoulement, représente le rapport entre la résistance en compression biaxiale et la résistance en compression uni axiale. selon les recommandations de Kupfer [196], la valeur utilisée dans cette étude est $\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1.16$.

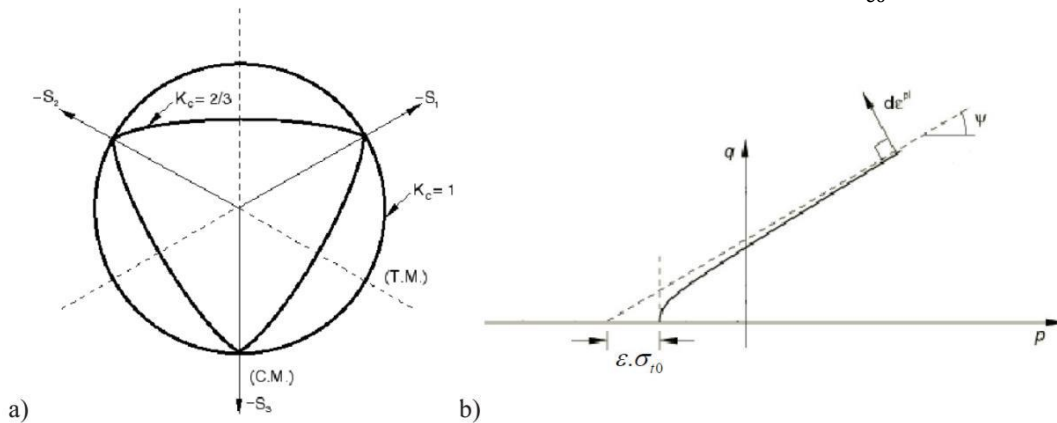


Figure 4. 2 : (a) Surface d'écoulement dans un plan déviatorique ; (b) Surface potentielle dans un plan méridien [180].

La Figure 4. 3 illustre le comportement du béton en compression, qui suit une phase élastique linéaire jusqu'à environ 30-40 % de sa résistance à la compression. Au-delà de cette plage, le matériau adopte un comportement plastique, caractérisé par une déformation irréversible sous l'effet des charges appliquées [197].

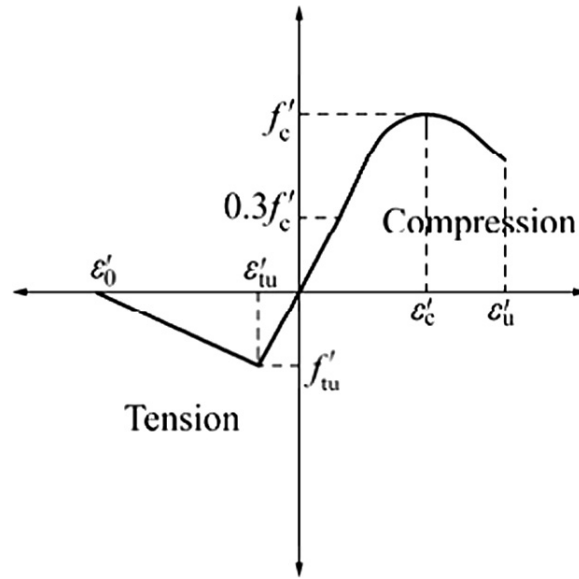


Figure 4. 3 : Courbes contrainte-déformation pour le béton [197]

Le comportement du béton en compression est défini dans ABAQUS en introduisant une loi analytique basée sur le modèle proposé par Hognestad [198]. Cette relation repose sur une première phase de réponse élastique linéaire, suivie d'un comportement plastique après environ 30 à 40 % de la résistance maximale à la compression du béton. Cette approche est représentée par les équations (4. 2) et (4. 3):

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\varepsilon_0}\right) \quad \text{pour } (0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_0) \quad (4. 2)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 1 - 0.15 \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0}\right) \quad \text{pour } (\varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu}) \quad (4. 3)$$

Où σ_{cu} est la résistance maximale à la compression du béton, ε est la déformation correspondant à chaque valeur de contrainte σ , ε_0 est la déformation correspondant à la contrainte maximale généralement autour de 0,002 et ε_{cu} est la déformation ultime généralement autour de 0,0035.

L'utilisateur doit fournir la courbe contrainte-déformation en renseignant les valeurs de contraintes (σ_c), les déformations inélastiques associées ($\tilde{\varepsilon}_c^{in}$), ainsi que les paramètres d'endommagement (d_c). La déformation inélastique du béton est obtenue en soustrayant la déformation élastique d'un matériau non endommagé à la déformation totale mesurée, selon l'équation (4. 4):

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = (\varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el}) \quad (4. 4)$$

Où, $\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}$ est la déformation élastique correspondant au matériau non endommagé et ε_c est égale à la déformation de compression totale, ces variables sont illustrées dans la Figure 4. 4.

Afin de garantir la cohérence du modèle numérique et d'éviter des comportements non physiques, il est essentiel de vérifier que les valeurs de déformation plastique ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) sont

strictement positives et ne présentent pas de diminution en fonction de l'augmentation des contraintes appliquées. Cette condition est assurée par la correction des valeurs de déformations plastiques, définies par l'équation (4. 5) Abaqus (2008) :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \left(\frac{d_c}{1-d_c} \right) \frac{\sigma_c}{E_0} \tag{4. 5}$$

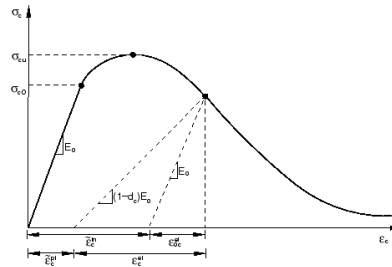


Figure 4. 4 : Comportement du béton en compression simple [199]

Lorsqu'il est soumis à un effort de traction, le béton présente une réponse linéaire jusqu'à la valeur de sa résistance en traction. Au-delà de laquelle il entre dans un régime de fissuration progressive. La résistance en traction du béton peut être estimée selon les recommandations de l'Eurocode 2 1992-1 [193] en utilisant les équations (4. 6), (4. 7) et (4. 8):

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ pour } ; \quad F_{ctm} \leq C50/C60 \tag{4. 6}$$

$$f_{ctm} = 2.12 \log(1 + F_{cm}/10) ; \quad F_{ctm} > C50/C60 \tag{4. 7}$$

$$\varepsilon_e = \frac{F_{ctm}}{E} \tag{4. 8}$$

où f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton, f_{ck} est la résistance caractéristique du béton en compression, f_{cm} est la résistance moyenne du béton en compression, E est le module d'élasticité et ε_e est la déformation élastique.

Afin d'intégrer ce comportement de manière simplifiée, la loi constitutive de Nayal et Rasheed [200] a été adoptée pour définir la réponse en traction du béton fissuré dans ABAQUS (Figure 4. 5).

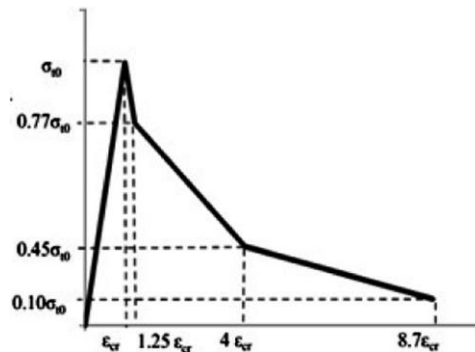


Figure 4. 5 : Modèle de rigidification en traction simplifié de Nayal et Rasheed [197].

La modélisation du comportement en traction du béton dans ABAQUS nécessite la définition de plusieurs paramètres caractéristiques du matériau : le module de Young (E_0), la contrainte de traction (σ_t), la déformation de fissuration ($\tilde{\epsilon}_t^{ck}$) et les valeurs des paramètres d'endommagement (d_t) pour la classe de béton concernée. La déformation de fissuration ($\tilde{\epsilon}_t^{ck}$) est déterminée à partir de la déformation totale en appliquant l'équation (4. 9) :

$$\tilde{\epsilon}_t^{ck} = (\epsilon_t - \epsilon_{ot}^{el}) \tag{4. 9}$$

Où $\epsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}$ représente la déformation élastique du matériau non endommagé et ϵ_t correspond à la déformation totale en traction.

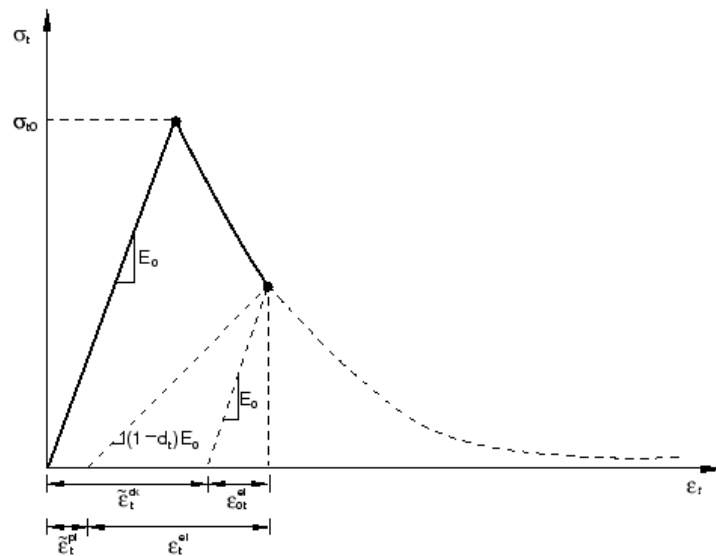


Figure 4. 6 : Réponse du modèle à la traction simple selon Abaqus [199].

ABAQUS [201] vérifie la précision de la courbe d'endommagement en utilisant les valeurs de déformation plastique ($\tilde{\epsilon}_t^{pl}$) calculées comme dans ci-dessous, équation (4.10) .

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{ck} - \left(\frac{d_t}{1-d_t} \right) \frac{\sigma_t}{E_0} \tag{4.10}$$

Une incohérence dans les valeurs de déformation plastique telles que des valeurs négatives ou décroissantes, traduit une courbe d'endommagement incorrecte. Dans ce cas, ABAQUS peut générer un message d'erreur avant l'exécution de l'analyse, indiquant la nécessité d'une correction du modèle pour garantir sa stabilité numérique et sa validité physique.

L'effet de l'endommagement diffère selon que le béton est soumis à la traction ou à la compression. Pour tenir compte de cette distinction, ABAQUS introduit deux variables d'endommagement scalaires indépendantes, d_t pour la traction et d_c pour la compression. Ces paramètres varient entre 0 (matériau intact) et 1 (perte totale de résistance). L'évolution de la contrainte en fonction du taux d'endommagement est définie par les équations (4.11) et (4.12):

$$\sigma_c = (1 - d_c)E(\varepsilon_c - \varepsilon_e) \quad (4.11)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t)E(\varepsilon_t - \varepsilon_e) \quad (4.12)$$

Les données du béton C35/40 générées insérées sur Abaqus sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4. 1 : Paramètres du modèle de plasticité du béton (CDP) utilisés dans la modélisation sous ABAQUS

Paramètres du matériau	C35	Paramètres de plasticité	
		Angle de délitage	45
Comportement élastique du béton		Excentricité	0.1
E (GPa)	32	Fb0/fc0	1.16
Coefficient du Poisson	0.2	K	0.67
Masse volumique [Kg/m3]	2.4	Paramètre de viscosité	0
Comportement du béton à la compression		Endommagement de la compression du béton	
Contrainte (MPa)	Déformation inélastique	Paramètre d'endommagement dc	Déformation inélastique
14	0	0	0
15.2919208558708	6.4913284479841E-005	0.423098386248758	0.00426729429814653
17.8284834364611	9.39371830168736E-005	0.530365295762314	0.00504470597453676
20.1908508348012	0.000128315990322743	0.616910382195199	0.00579982242166714
22.3789137316542	0.000168053066964213	0.685190083845359	0.00653528659497656
24.3925627162905	0.000213151776320612	0.738753930895003	0.00725491754015755
26.2316882863921	0.000263615484586778	0.780904590019688	0.00796226869507191
27.8961808479567	0.000319447560776002	0.814325128482553	0.00866022685204086
29.3859307152014	0.000380651376722982	0.841078612051355	0.00935101172523201
30.7008281104673	0.000447230307086774	0.862716642007945	0.0100362927288742
31.8407631641225	0.00051918772935375	0.880398697955034	0.010717317381753
32.8056259144664	0.000596527023840565	0.894992682958469	0.0113950194867367
33.5953063076329	0.000679251573697113	0.907152099912081	0.0120701021671357
34.2096941974938	0.000767364764909504	0.917373015599412	0.0127430991560399
34.6486793455623	0.000860869986303034	0.926035441325889	0.0134144193189796
34.912151420896	0.000959770629545159	0.933433262096765	0.0140843788556221
35	0.00106407008914848	0.939795922877879	0.0147532246326691
34.9660411774979	0.00116511401237326	0.945304224864304	0.0154211511795343
33.1316462147949	0.0018835048811929		
29.2413181811396	0.0026650968896053		
24.602751120358	0.00346969040515346		
20.1915564812935	0.00426729429814653		
16.437214648319	0.00504470597453676		
13.408136623168	0.00579982242166714		
11.0183470654124	0.00653528659497656		
9.1436124186749	0.00725491754015755		
7.66833934931093	0.00796226869507191		
6.49862050311063	0.00866022685204086		
5.56224857820258	0.00935101172523201		
4.80491752972193	0.0100362927288742		
4.18604557157379	0.010717317381753		
3.6752560964536	0.0113950194867367		

Comportement du béton à la traction		Endommagement de la traction du béton	
Contrainte (MPa)	Déformation inélastique	Paramètre d'endommagement dt	Déformation inélastique
3.2	0	0	0
2.26616409307716	0.000530865625	0.291823720913388	0.000530865625
1.63467897711375	0.00106173125	0.489162819651954	0.00106173125
1.22159525133082	0.001592596875	0.61825148395912	0.001592596875
0.955560621085735	0.0021234625	0.701387305910708	0.0021234625
0.782722754410861	0.002654328125	0.755399139246606	0.002654328125
0.665616774310071	0.00318519375	0.791994758028103	0.00318519375
0.579912850067066	0.003716059375	0.818777234354042	0.003716059375
0.510869750300101	0.004246925	0.840353203031219	0.004246925
0.450262154423704	0.004777790625	0.859293076742592	0.004777790625
0.394007637064535	0.00530865625	0.876872613417333	0.00530865625
0.340470495703485	0.005839521875	0.893602970092661	0.005839521875

3.2. Acier

L'acier d'armature est modélisé comme un matériau élasto-plastique avec écrouissage, aussi bien en traction qu'en compression comme dans les études de D.V. Bompa et A.Y. Elghazouli [178]. Son comportement dans la phase élastique est supposé linéaire et isotrope et est défini par le module d'élasticité (E), son coefficient de Poisson (ν) qui sont introduits dans ABAQUS pour la simulation du comportement élastique (Tableau 4. 2).

Lorsque la contrainte dépasse la limite d'élasticité (f_y), l'acier entre dans le domaine plastique, entraînant des déformations plastiques permanentes. Pour représenter ce comportement, un modèle bilinéaire avec durcissement est adopté, basé sur les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de traction réalisés sur des éprouvettes en laboratoire. Ce modèle bilinéaire permet de capturer la transition entre le comportement élastique linéaire et la phase plastique avec écrouissage.

Tableau 4. 2 : Paramètres mécaniques de l'acier utilisés dans la modélisation sous ABAQUS

Module de Yong	Limite d'élasticité [MPa]	Masse volumique [kg/m ³]	Coefficient de Poisson	Résistance ultime [MPa]	Déformation Ultime [%]
200	536	7.85	0.3	653	12%

4. Modèle numérique

4.1. Modélisation des matériaux

Le béton a été discrétisé à l'aide d'éléments finis volumiques à réduction d'intégration (C3D8R) (Figure 4. 7), garantissant une meilleure précision tout en optimisant le coût computationnel. Les armatures en acier ont également été modélisées avec des éléments volumiques afin de mieux capturer l'interaction mécanique avec le béton, notamment en ce qui concerne l'adhérence et la redistribution des contraintes. Cette approche garantit une modélisation plus réaliste du comportement global du tirant sous chargement.

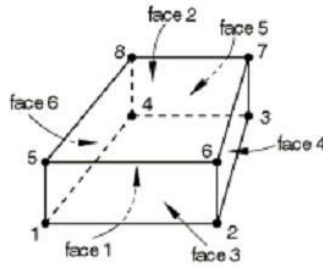


Figure 4. 7 : Élément de 8 nœuds

4.2. Modélisation du coupleur

Le coupleur a été intégré en tant que modification géométrique locale de la barre d'armature, positionnée au centre du tirant, induisant une variation des conditions de rigidité et de transmission des efforts sans recours à une modélisation détaillée du filetage. Cette approche permet de capturer avec précision l'effet du coupleur sur la redistribution des contraintes tout en optimisant le coût computationnel de la simulation.

4.3. L'interaction acier béton

L'interaction entre l'acier et le béton a été modélisée à l'aide de la méthode Embedded Region, où les armatures sont contraintes dans la matrice de béton, garantissant un ancrage parfait et un transfert de charge efficace sans nécessiter de loi de contact explicite.

Le modèle a été ajusté et validé à partir des données expérimentales, permettant ainsi d'étudier l'influence de la géométrie du coupleur et du procédé de normalisation de la liaison (réalisation du filetage) sur la distribution des contraintes, les mécanismes de transfert de charge et la réponse globale des tirants en béton armé soumis à une traction.

4.4. Dimensions géométriques

Les Figure 4. 8 et Figure 4. 9 présentent les dimensions et le modèle tridimensionnel d'éléments finis des éprouvettes expérimentales, développés à l'aide d'ABAQUS. Ce modèle intègre la représentation 3D des barres d'acier et des tirants en béton, ainsi que leur assemblage numérique.

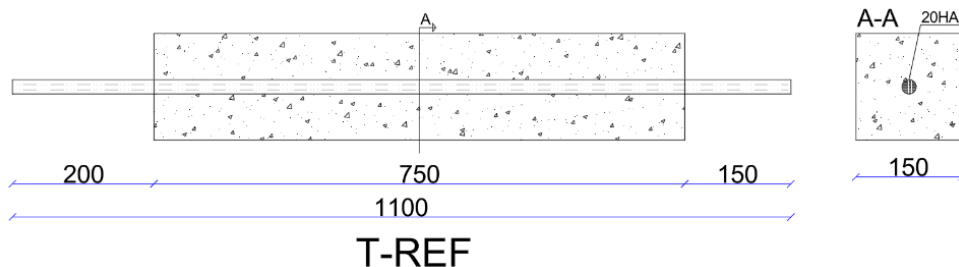


Figure 4. 8 : Géométrie de l'éprouvette de test

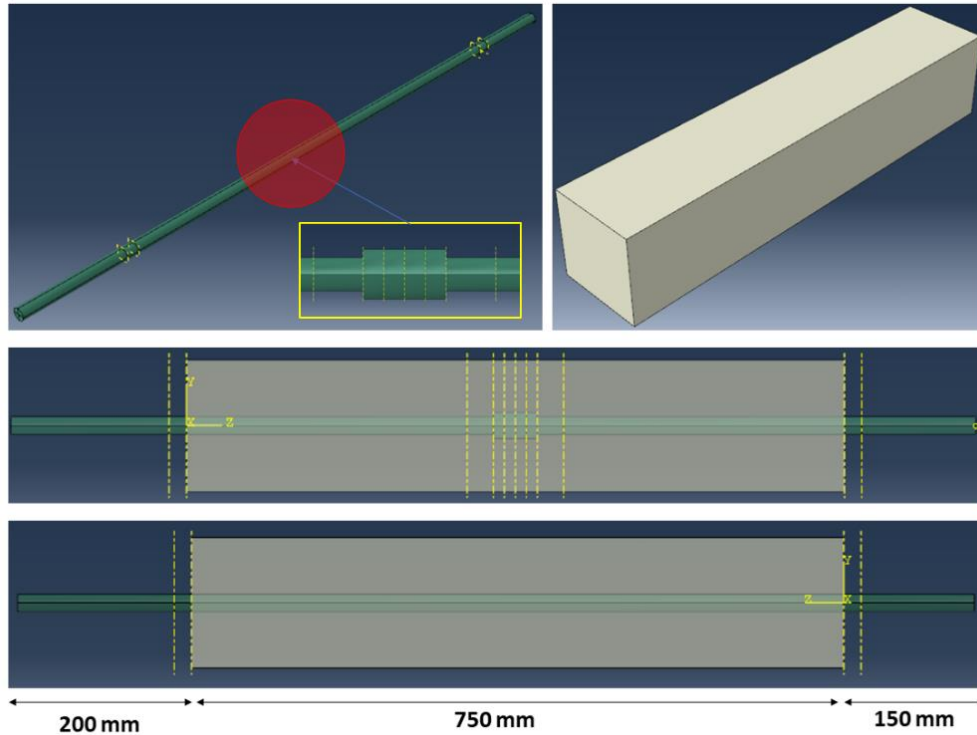


Figure 4. 9 : Modèles tridimensionnels d'éléments finis des éprouvettes d'essai

4.5. Les conditions aux limites

Les conditions aux limites et de chargement ont été définies de manière à reproduire avec précision les conditions expérimentales. Un encastrement total a été appliqué sur une section de 200 mm de la barre d'acier afin de simuler une fixation rigide, empêchant tout déplacement ou rotation. Le chargement a été imposé sous forme d'un déplacement contrôlé sur une longueur de 150 mm de l'autre extrémité de la barre, garantissant ainsi une sollicitation progressive (Figure 4. 10).

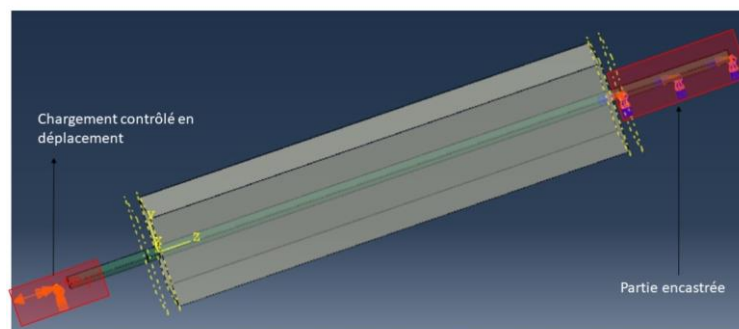


Figure 4. 10 : Conditions aux limites et de chargement

5. Validation du modèle

5.1. Effet de maillage

Dans la modélisation par éléments finis, la taille des éléments influe directement sur la précision des résultats. Un maillage grossier réduit le temps de calcul, mais peut s'éloigner des résultats expérimentaux, tandis qu'un maillage trop fin augmente la précision mais considérablement le coût computationnel. Il est donc essentiel d'identifier une taille de maillage optimale permettant d'obtenir des résultats précis sans allonger excessivement le temps de calcul.

Plusieurs configurations de maillage ont été testées, avec des tailles d'éléments variant de 100 mm à 20 mm. L'analyse comparative des résultats a montré que, pour des maillages de 40 mm et 20 mm, les réponses numériques commencent à se stabiliser, indiquant une convergence satisfaisante des résultats. Sur cette base, un maillage avec des éléments de taille maximale de 20 mm a été retenu pour garantir un bon équilibre entre précision et temps de calcul. Les résultats obtenus pour la courbe force-déformation (Figure 4. 12) montrent une bonne concordance avec l'étude de Bomba [178], qui a réalisé des essais expérimentaux sur des tirants en béton armé, comme l'illustre la Figure 4. 11.

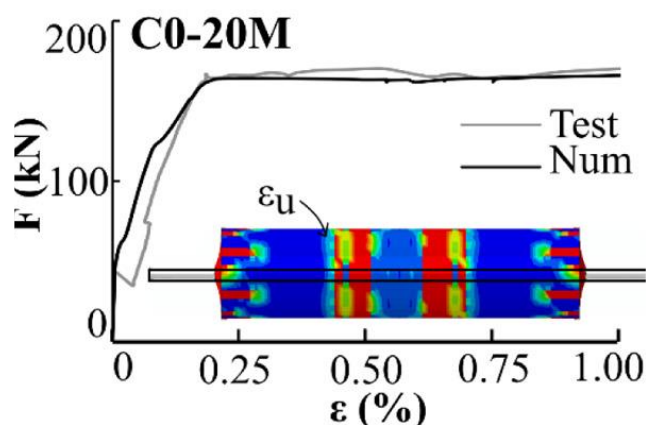


Figure 4. 11: Courbe force-déformation expérimentale vs numérique des tirants en béton armé selon l'étude de Bomba [178].

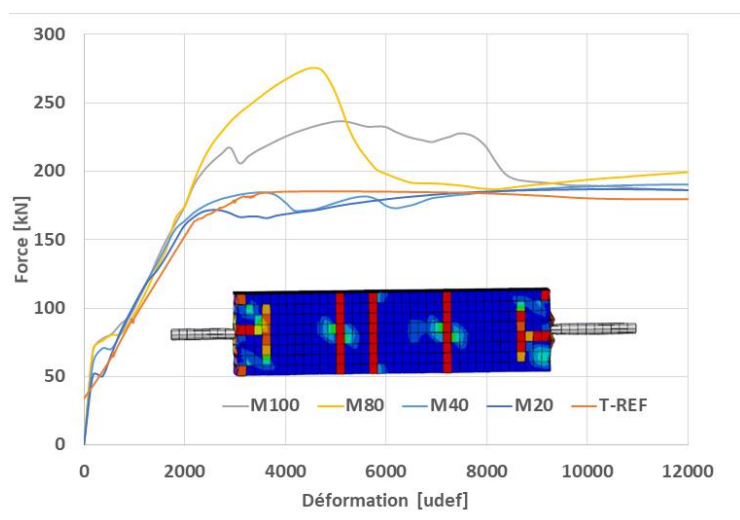


Figure 4. 12 : Résultats numériques avec différents maillage vs résultats expérimental

5.2. Effet de l'angle de dilatation

L'angle de dilatation est un paramètre clé du Concrete Damaged Plasticity Model (CDP) qui influence la réponse mécanique du béton après son entrée en phase plastique. Il contrôle notamment l'expansion latérale du matériau sous contrainte et joue un rôle déterminant dans la modélisation de la fissuration, en particulier dans les essais de traction directe sur des tirants en béton armé [202].

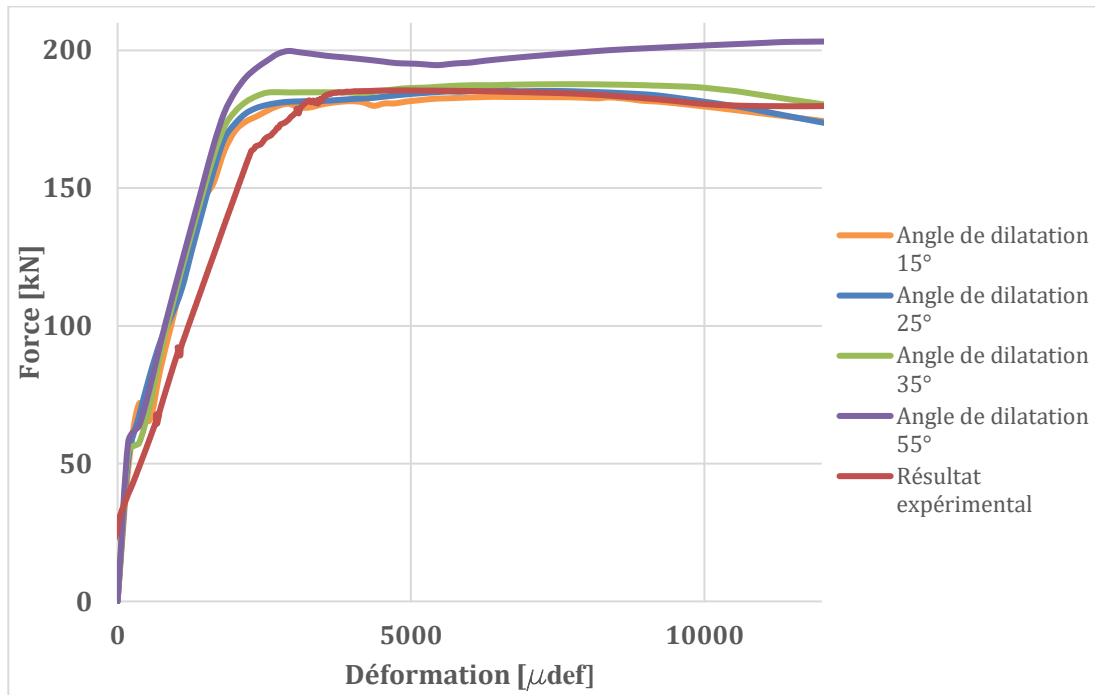
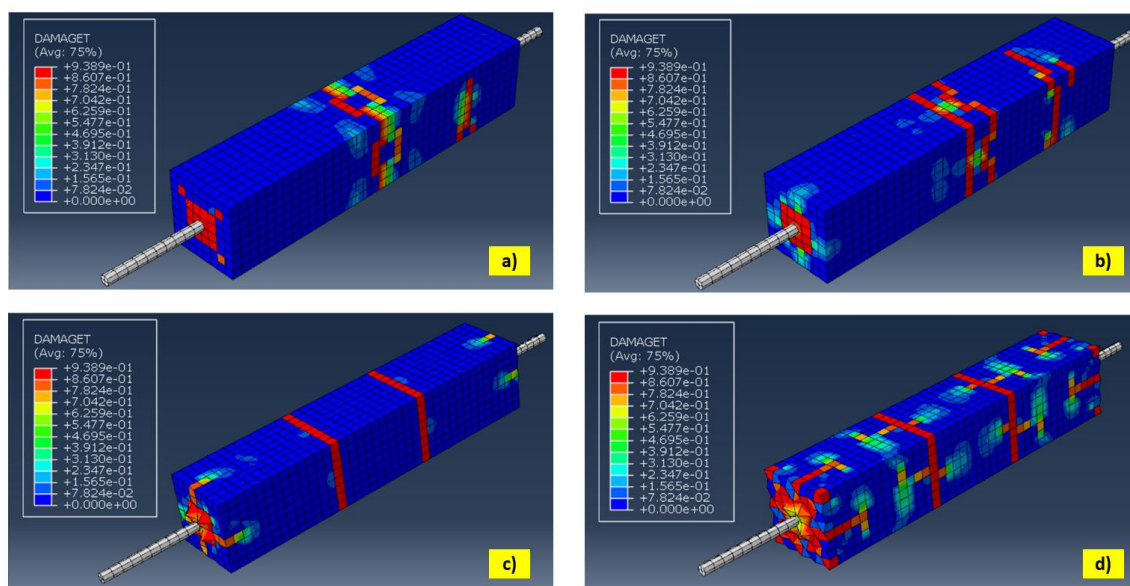


Figure 4. 13 : Influence de l'angle de dilatation sur la réponse contrainte-déformation du tirant en béton armé (comparaison numérique/expérimentale)

Dans cette étude, un béton C35/40 a été utilisé, et plusieurs simulations numériques ont été réalisées afin d'évaluer l'impact de l'angle de dilatation sur la réponse du matériau. Les résultats montrent que ce paramètre affecte principalement la pente de décroissance de la relation contrainte-déformation après fissuration. Une valeur trop faible sous-estime la capacité de dilatation du béton, ce qui conduit à une réponse plus fragile et à une ouverture des fissures moins bien corrélée avec les essais expérimentaux. À l'inverse, une valeur trop élevée surestime la ductilité apparente du matériau et engendre une réponse trop optimiste.

Sur la base des comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux, un angle de 25° a été retenu comme étant le plus adapté pour reproduire fidèlement le comportement observé en laboratoire [202]. Cette valeur permet de mieux capter la distribution et l'évolution des fissures autour des armatures, ainsi que la redistribution des contraintes après fissuration. Elle garantit également une représentation plus réaliste de l'endommagement du béton en traction, comme le montre la Figure 4. 14.



**Figure 4. 14 : Influence de l'angle de dilation sur l'état d'endommagement en traction directe des tirants en béton armé (modèle CDP dans Abaqus)
(a) 15° ; (b) 25° ; (c) 35° ; (d) 55°**

5.3. Modélisation de la normalisation des liaisons d'armatures

Dans cette section, la modélisation de la normalisation de la liaison est mise en place afin d'analyser l'effet de la modification des propriétés mécaniques de la barre d'acier dans la zone du coupleur sur le comportement local du tirant. Ce procédé consiste à ajuster les caractéristiques du matériau dans une région spécifique, correspondant à une longueur de 50 mm de part et d'autre du coupleur, comme illustré dans la Figure 4. 15. Cette longueur représente la longueur de la barre nécessaire à la réalisation du filetage.

La réduction de 20 % de la limite élastique de l'acier dans cette zone a été adoptée sur la base des résultats expérimentaux obtenus lors des essais sur des barres normalisées et non normalisées (Tableau 4. 3).

Tableau 4. 3 : Résultats des valeurs d'effort et contrainte à rupture pour les barres avec liaisons normalisées et non normalisées

	Force de la limite d'élasticité	Contrainte de la limite d'élasticité	Force de rupture	Contrainte de rupture
	[kN]	[MPa]	(kN)	
Liaison normalisée 01	168,1	537,0	221,6	705,5
Liaison normalisée 02	174,1	556,0	220,0	700,2
Liaison normalisée 03	175,3	560,0	221,8	706,1
Moyenne	172,5	551,0	221,1	703,9
Ecart type	3,9	12,3	1,0	3,2
Liaison non normalisée 01	136,5	436,0	222,2	707,4
Liaison non normalisée 02	134,0	428,0	220,5	701,9
Liaison non normalisée 03	139,9	447,0	219,8	699,7
Moyenne	136,8	437,0	220,8	703,0
Ecart type	3,0	9,5	1,2	4,0

L'objectif de cette modélisation est d'évaluer l'influence de cette réduction des propriétés mécaniques sur la répartition des contraintes et des déformations, afin d'identifier d'éventuelles zones critiques et d'améliorer la compréhension des mécanismes d'interaction entre l'acier, le coupleur et le béton environnant.

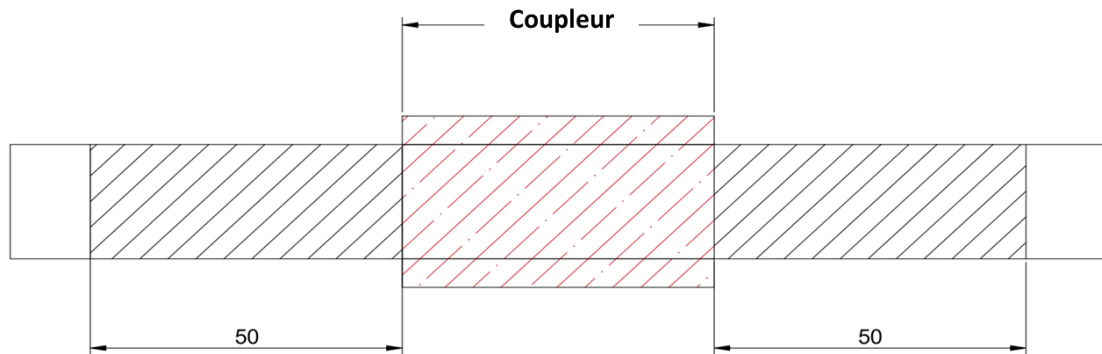


Figure 4. 15: Zone de la barre d'acier où les propriétés mécaniques sont modifiées pour simuler la normalisation.

Les résultats montrent qu'à un déplacement imposé de $\Delta = 5$ mm, la concentration des dommages est significativement plus élevée dans la zone où les propriétés mécaniques de l'acier ont été réduites de 20% (correspondant à la zone filetée). En revanche, dans le cas des tirants avec liaison normalisée, la répartition des dommages reste homogène et le comportement sous traction directe est similaire à celui observé dans le cas de référence (sans modification des propriétés de l'acier), comme illustré sur la Figure 4. 16.

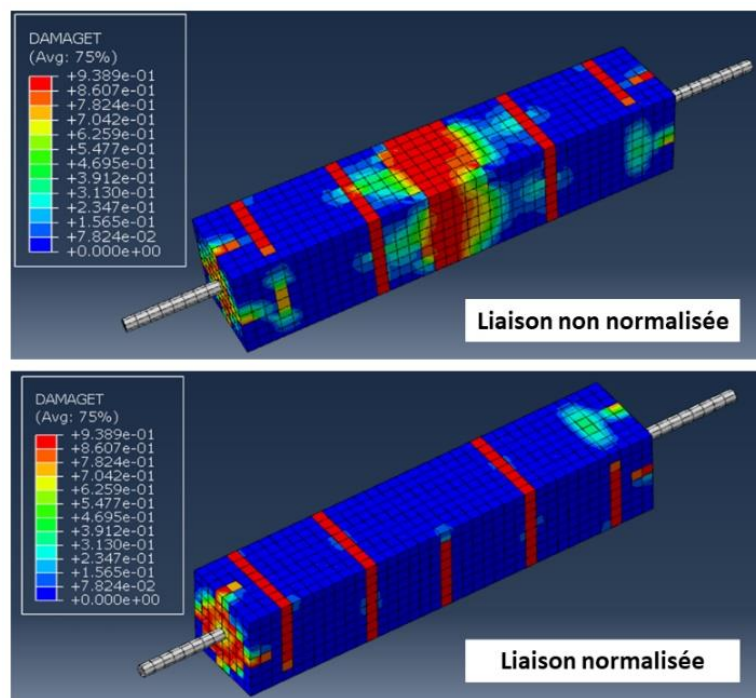


Figure 4. 16 : État de damage sous traction dans le tirant avec liaison normalisée et non normalisée

La courbe force-déformation (Figure 4. 17) met en évidence l'impact de la non-normalisation sur la réponse mécanique globale du tirant. Une diminution de la limite élastique de 20% dans la zone de filetage entraîne une réduction des forces élastique et plastique , affectant ainsi la rigidité et la capacité de dissipation d'énergie de l'éléments.

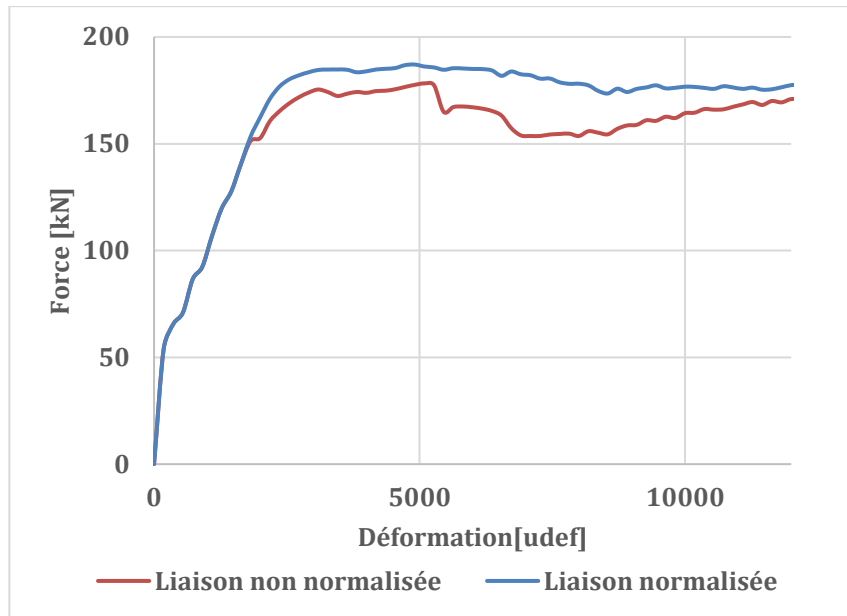


Figure 4. 17 : Courbes force-déformation des tirants avec liaisons normalisées et non normalisées

La Figure 4. 18 illustre la distribution des déformations plastiques (PE) pour les deux configurations, mettant en évidence l'impact du procédé de normalisation sur la réponse mécanique locale du tirant en acier.

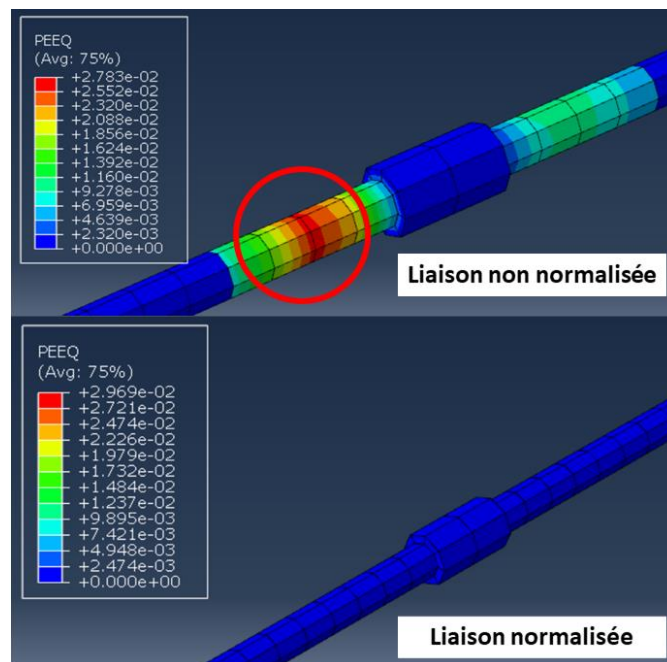


Figure 4. 18 : Distribution des déformations plastiques dans les liaisons normalisées et non normalisée

Les résultats de la déformation plastique dans la zone de la barre d'acier montrent une concentration importante des déformations plastiques à l'extrémité du coupleur dans le cas des barres non normalisées, indiquant une accumulation locale des déformations dans cette région critique. Cette concentration est attribuable aux discontinuités géométriques et aux modifications mécaniques induites par le filetage et l'assemblage du coupleur, favorisant une localisation des déformations plastiques et, potentiellement, une initiation prématurée de l'endommagement.

En revanche, dans les liaisons normalisées, la répartition des déformations est plus homogène sans concentrations des déformations, traduisant un comportement sous traction plus uniforme et similaire à celui d'une barre de référence sans liaison. Cette homogénéisation des déformations indique que la normalisation du matériau permet d'atténuer la concentration des contraintes à l'interface barre-coupleur, favorisant ainsi une meilleure distribution des efforts.

6. Conclusion

Ce chapitre a présenté la modélisation numérique des tirants en béton armé en intégrant l'effet des coupleurs mécaniques à l'aide de la méthode des éléments finis sous le logiciel Abaqus. La modélisation numérique développée dans cette étude a permis de reproduire avec précision le comportement des tirants en béton armé en intégrant les paramètres des liaisons d'armatures (procédé de fabrication) influençant leur réponse mécanique. L'approche adoptée, basée sur l'utilisation du modèle de plasticité du béton (CDP) sous ABAQUS, a permis de prendre en compte les phénomènes non linéaires tels que la fissuration en traction et l'écrasement en compression. De plus, l'interaction acier-béton a été simulée à l'aide de la méthode Embedded Region, garantissant une cohérence dans le transfert de charge sans nécessité d'une loi d'interface explicite.

L'étude du maillage a mis en évidence la nécessité d'un raffinement adéquat afin d'assurer un équilibre entre précision des résultats et coût computationnel. Les conditions aux limites et de chargement ont été définies en cohérence avec les essais expérimentaux, assurant ainsi une comparaison fiable entre simulations et mesures expérimentales. L'intégration des coupleurs a été modélisée en considérant leur influence géométrique et le procédé de normalisation de la liaison, démontrant leur impact sur la répartition des contraintes et la réponse mécanique globale du système.

Les résultats obtenus montrent une bonne concordance avec les données expérimentales et les études précédentes, validant ainsi l'approche numérique mise en œuvre. Les résultats numériques que les liaisons non normalisées montrent une concentration des déformations plastiques à l'extrémité du coupleur, indiquant un risque potentiel de défaillance prématurée dans cette zone critique. En revanche, les liaisons normalisées assurent une répartition plus uniforme des déformations, favorisant ainsi qu'une distribution homogène des efforts sous traction. Ces observations confirment l'importance de la normalisation dans l'optimisation de la performance des assemblages mécaniques dans les structures en béton armé.

Cette modélisation constitue une base robuste pour l'analyse paramétrique et l'optimisation des systèmes de connexion dans les structures en béton armé, ouvrant ainsi des perspectives d'amélioration pour les études futures.

Conclusions et perspectives

Cette thèse s'est inscrite dans le cadre de l'étude du comportement mécanique des liaisons mécaniques d'armatures à filetage parallèle dans les structures en béton armé. L'objectif principal était d'évaluer l'effet de la présence, de la géométrie et du procédé de réalisation de ces liaisons sur le comportement mécanique local des éléments structuraux sollicités en traction et en flexion, respectivement les tirants et les poutres. Cette problématique découle des limitations des travaux existants, qui ne permettent pas de caractériser de manière exhaustive les mécanismes d'interaction entre les armatures et la matrice cimentaire à l'échelle locale.

Afin d'apporter des éléments de réponse, une approche expérimentale a été mise en place, s'appuyant sur l'emploi de techniques de mesure avancées telles que la fibre optique distribuée et la corrélation d'images numériques. Ces dispositifs ont permis d'accéder à des données précises sur la distribution des déformations dans les barres d'armature et au voisinage des liaisons, ainsi que les mécanismes de fissuration. Par ailleurs, cette étude expérimentale a été complétée par une modélisation numérique visant à valider un modèle représentatif du comportement des tirants munis de ces liaisons mécaniques, à partir des résultats expérimentaux. Cette approche a permis de mieux appréhender les mécanismes influençant la réponse mécanique locale des systèmes étudiés.

Ce travail est structuré en quatre chapitres, détaillant successivement l'état de l'art sur les types des liaisons d'armatures, la méthodologie expérimentale adoptée, les résultats obtenus et leur analyse, ainsi que la modélisation numérique développée pour enrichir la compréhension du comportement de ces assemblages

Le premier chapitre a eu pour objectif de synthétiser l'état d'art sur des techniques de liaison des barres d'armature dans les structures en béton armé, avec un accent particulier sur les coupleurs mécaniques et leur influence sur le comportement structurel. Une analyse détaillée des différentes méthodes de connexion a été réalisée, en s'appuyant sur une revue approfondie des études existantes. Cette analyse a permis de caractériser les performances mécaniques des différentes solutions de liaison, d'identifier leurs limitations et d'évaluer leur pertinence en fonction des exigences structurelles. Parmi ces solutions, les coupleurs mécaniques à filetage parallèle se démarquent par leur capacité à assurer une transmission efficace des efforts tout en réduisant la congestion des armatures, ce qui améliore la mise en œuvre du béton et favorise une meilleure homogénéité de la structure.

L'étude bibliographique a mis en évidence plusieurs verrous scientifiques associés aux liaisons mécaniques à filetage parallèle dans les structures en béton armé. En particulier, ces dispositifs ont principalement fait l'objet d'études en traction sur des barres d'armature isolées, tandis que leur influence sur le comportement mécanique des éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres et les tirants, demeure largement sous-explorée. Les recherches actuelles suggèrent que la présence des liaisons mécaniques modifie localement le transfert des efforts entre l'armature et le béton, ce qui peut impacter significativement la réponse en traction et en flexion des structures. Toutefois, les mécanismes précis régissant cette interaction restent mal compris, notamment en ce qui concerne l'effet de la géométrie de la liaison, du procédé de fabrication des filetages et de la

position de l'assemblage au sein de l'élément structurel. Par ailleurs, peu d'études ont analysé la distribution des déformations dans l'acier et le béton à proximité de ces liaisons, ainsi que leur influence sur l'initiation et la propagation des fissures à l'échelle locale et globale. Ces lacunes justifient la nécessité d'une approche expérimentale et numérique approfondie afin d'apporter des éléments de compréhension sur le comportement de ces assemblages et d'optimiser leur utilisation dans les structures en béton armé soumises à différentes sollicitations mécaniques.

L'utilisation de techniques de mesure de haute précision, telles que les capteurs à fibres optiques distribuées et la corrélation d'images numériques, offre des perspectives prometteuses pour analyser de manière détaillée la distribution des déformations et l'évolution des fissures dans les zones critiques. Ces nouvelles approches permettent de dépasser les limites des techniques de mesure conventionnelles en fournissant des données localisées et en temps réel sur le comportement mécanique des éléments étudiés. L'ensemble des résultats issus de cette revue bibliographique souligne ainsi l'importance d'une analyse approfondie du comportement local des coupleurs à filetage parallèle, non seulement pour mieux comprendre les mécanismes d'endommagement associés, mais aussi pour développer des modèles numériques prédictifs fiables capables de reproduire leur influence sur le comportement global des structures en béton armé.

Le chapitre deux a été dédié à l'étude expérimentale du comportement en traction des barres d'armature et des tirants en béton armé, avec des liaisons à filetage parallèle de différentes géométries. À travers le protocole expérimental mis en place, les essais ont permis de caractériser le comportement mécanique de ces éléments en béton armé, en tenant compte de la géométrie, de la position et de la normalisation des coupleurs. Les différentes étapes, depuis la préparation des éprouvettes jusqu'à l'installation des coupleurs et les conditions d'essai, ont été soigneusement détaillées afin de garantir la reproductibilité des résultats.

Les résultats expérimentaux obtenus ont révélé une influence notable de la géométrie des coupleurs sur la résistance à la fissuration et l'évolution des fissures. En particulier, les tirants avec des liaisons normalisées et correctement centrés ont montré une amélioration significative de la résistance à la fissuration, ainsi qu'une réduction de l'ouverture des fissures par rapport aux configurations de coupleurs non optimisés, et ce, au regard des recommandations de l'Eurocode 2. En revanche, les configurations de coupleurs de grandes dimensions ou mal centrés ont conduit à une diminution de la charge de fissuration, ainsi qu'à une augmentation marquée de l'ouverture des fissures, ce qui indique une concentration des contraintes au niveau de la zone de liaison.

L'analyse des résultats peut être résumée comme suit :

- Pour les barres continues, la rupture s'est produite au centre de la barre, tandis que pour les barres équipées de coupleurs, la rupture s'est produite en dehors de la zone de liaison, ce qui démontre que le coupleur ne représente pas un point de faiblesse localisé.
- L'optimisation de la géométrie des coupleurs a permis d'améliorer la capacité de charge et de limiter la propagation des fissures au niveau des tirants en béton armé.

- Les liaisons normalisées et centrées ont contribué à une répartition plus homogène des contraintes, ce qui a permis de réduire l'ouverture des fissures et d'améliorer la performance globale des éléments.
- L'augmentation des dimensions des coupleurs a conduit à une concentration accrue des contraintes dans la zone de liaison, ce qui a favorisé une fissuration précoce et une augmentation de l'ouverture des fissures.
- Les courbes charge-déplacement ont permis de mettre en évidence l'impact des coupleurs sur la rigidité initiale des tirants et la relation entre la déformation des barres et l'ouverture des fissures.
- Une comparaison avec les prévisions théoriques basées sur l'Eurocode 2 a révélé des écarts notables, particulièrement pour les configurations de coupleurs de grandes dimensions.

Ces résultats expérimentaux ont permis de dégager les principaux paramètres influençant la performance des liaisons filetées dans les tirants en béton armé. Ils ouvrent ainsi la voie à des recommandations pratiques concernant le choix des coupleurs et leur intégration dans le dimensionnement des structures en béton armé.

Le quatrième chapitre a présenté une étude expérimentale approfondie sur l'influence des géométries de liaisons à filetage parallèle, en fonction de la longueur et du diamètre des coupleurs, ainsi que le procédé de réalisation du filetage, sur le comportement en flexion des poutres en béton armé soumises à des essais de flexion en quatre points. Pour ce faire, des techniques de mesure avancées telles que la fibre optique et la corrélation d'images ont été employées afin de suivre avec précision les déformations et l'évolution des fissures, fournissant ainsi des informations détaillées sur la réponse des poutres dans différentes configurations de coupleurs.

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence les effets de la normalisation des filetages des armatures sur le comportement en flexion des poutres en béton armé. En particulier, l'utilisation de coupleurs normalisés a permis d'améliorer la performance mécanique des poutres, en augmentant la force limite d'élasticité de 5 % et la charge maximale de 4,5 %, tout en réduisant les contraintes résiduelles liées aux filetages traditionnels. Cette amélioration se traduit par une répartition plus homogène des déformations et des fissures, rapprochant ainsi le comportement des poutres testées de celui des références. En revanche, les poutres équipées de coupleurs non normalisés ont montré une ouverture des fissures plus importante, indiquant une transmission des efforts moins uniforme.

L'analyse du comportement charge-flèche a permis de mettre en évidence des différences significatives entre les différentes configurations de liaisons d'armatures. Les poutres de référence (P-REF) ont affiché la plus haute force limite d'élasticité (145 kN). Les poutres avec des coupleurs courts et de petit diamètre (P-ONC) ont montré un comportement mécanique très proche de celui des poutres de référence, avec une diminution inférieure à 1,4 % des charges élastiques et maximales. En revanche, les configurations avec des coupleurs de plus grand diamètre ou de plus grande longueur n'ont pas montré d'amélioration significative en termes de charges élastiques ou plastiques, ni en termes de rigidité, contrairement à celles avec des coupleurs de petit diamètre.

Ces résultats confirment l'impact de la géométrie des liaisons sur la réponse mécanique des poutres, en particulier sur leur capacité portante, leur ductilité et leur rigidité.

L'analyse détaillée des mécanismes de fissuration à partir des mesures de corrélation d'images a permis d'identifier l'influence directe des configurations de liaisons d'armatures sur l'initiation et la propagation des fissures. Les résultats montrent que les poutres avec des coupleurs courts normalisés présentent une répartition des fissures plus homogène, similaire à celle des poutres de référence, ce qui indique une meilleure transmission des efforts. En revanche, les poutres avec des barres non normalisées (P-CLC et P-RC) ont montré une répartition plus hétérogène des fissures, indiquant un transfert de charge moins efficace.

La mesure des déformations, effectuée à l'aide de jauges de déformation et de fibres optiques, a également révélé l'influence des liaisons sur la répartition des déformations dans les poutres. Les résultats montrent que les coupleurs courts maintiennent les déformations dans la zone élastique, tandis que les coupleurs longs et les recouvrements provoquent une plastification localisée aux extrémités des liaisons. Les coupleurs de grand diamètre induisent une concentration marquée des déformations, mettant en évidence la nécessité d'optimiser leur conception pour limiter les effets de plastification localisée.

Ces observations expérimentales fournissent des informations clés pour l'optimisation des techniques de renforcement et de conception des structures en béton armé utilisant des coupleurs à filetage parallèle. Elles contribuent à une meilleure compréhension des mécanismes de transfert des efforts et de la fissuration dans ces structures, et ouvrent la voie à des améliorations dans les modèles analytiques et numériques dédiés à l'étude du comportement en flexion des poutres. Ainsi, ces résultats permettent de formuler des recommandations pour l'optimisation des coupleurs dans le cadre du dimensionnement des structures en béton armé, en vue de maximiser la performance mécanique tout en minimisant les effets indésirables liés à la fissuration et à la plastification locale.

Le dernier chapitre a présenté la modélisation numérique des tirants en béton armé en tenant compte de l'effet des coupleurs mécaniques, réalisée sur le logiciel ABAQUS et de la méthode des éléments finis. L'objectif principal de cette modélisation était de reproduire avec précision le comportement des tirants en béton armé en intégrant les paramètres des liaisons d'armatures, tels que le procédé de fabrication des coupleurs et leur géométrie. Cette approche a permis de simuler l'influence des coupleurs sur la réponse mécanique des structures, offrant ainsi des informations complémentaires aux résultats expérimentaux précédemment obtenus.

Le modèle développé dans cette étude repose sur l'utilisation du modèle de plasticité du béton (CDP) dans ABAQUS, qui prend en compte les phénomènes non linéaires essentiels tels que la fissuration en traction et l'écrasement en compression. L'interaction acier-béton a été modélisée via la méthode Embedded Region, garantissant une bonne cohérence dans le transfert de charge sans la nécessité d'une loi d'interface explicite, ce qui a permis de simuler efficacement les conditions réelles de fonctionnement des structures en béton armé.

L'étude du maillage a révélé l'importance d'un raffinement suffisant pour assurer un équilibre optimal entre la précision des résultats et le coût computationnel. En outre, les conditions aux limites et de chargement ont été soigneusement définies afin de refléter fidèlement les conditions expérimentales, ce qui a permis d'assurer une comparaison fiable entre les résultats numériques et les données expérimentales. La modélisation des coupleurs a pris en compte leur géométrie ainsi que le procédé de normalisation de la liaison, montrant l'impact direct de ces paramètres sur la répartition des contraintes et la réponse globale du système.

Les résultats de la simulation ont montré une bonne concordance avec les données expérimentales, validant ainsi l'approche numérique adoptée. Il a été constaté que les liaisons non normalisées entraînent une concentration des déformations plastiques à l'extrémité du coupleur, ce qui suggère un risque accru de défaillance prématurée dans cette zone critique. En revanche, les liaisons normalisées ont permis d'obtenir une répartition plus uniforme des déformations, favorisant ainsi une meilleure distribution des efforts et une plus grande homogénéité du comportement des tirants sous traction.

Ces résultats confirment l'importance de la normalisation dans la conception et l'optimisation des coupleurs, soulignant leur rôle crucial dans la performance des assemblages mécaniques au sein des structures en béton armé. La modélisation numérique présentée dans ce chapitre constitue ainsi une base solide pour l'analyse paramétrique et l'optimisation des systèmes de connexion dans les structures en béton armé. Elle ouvre également des perspectives pour les études futures, notamment pour approfondir la compréhension des effets de la géométrie des coupleurs et du procédé de fabrication sur les performances structurelles globales.

Ce travail a permis de répondre à plusieurs défis scientifiques relatifs au comportement mécanique des structures en béton armé avec liaisons mécaniques à filetage parallèle, en particulier dans le contexte des structures nucléaires. Les résultats expérimentaux et les simulations numériques ont fourni des bases solides pour comprendre l'impact des coupleurs sur la performance globale de ces structures. Plusieurs perspectives sont à envisager afin de continuer à améliorer la sécurité, la durabilité et la fiabilité des structures nucléaires intégrant ces dispositifs. Parmi ces perspectives, nous pouvons citer :

- Ce travail s'est concentré sur l'étude du comportement des structures en béton armé avec des liaisons des armatures, dans des conditions de charge statiques et cycliques. Il serait pertinent d'étudier l'impact de ces éléments sous des conditions extrêmes spécifiques aux structures nucléaires, telles que les sollicitations thermiques liées aux variations de température importantes. L'étude du comportement des coupleurs sous de telles conditions permettrait de mieux évaluer leur performance dans des scénarios d'accident potentiel ou de défaillance d'un système.
- Le développement de modèles de simulation avancés prenant en compte non seulement la géométrie des coupleurs, mais aussi les effets de corrosion et de vieillissement des matériaux, serait essentiel pour prévoir le comportement à long terme des structures nucléaires. La prise en compte de l'environnement nucléaire agressif (radiation, température élevée, environnement humide) dans ces simulations permettrait de mieux

comprendre les dégradations potentielles des coupleurs et des armatures au cours de la durée de vie de l'installation.

- Une autre perspective importante serait d'étudier l'impact de la corrosion des coupleurs en béton armé dans des environnements à forte radiation. Cela pourrait aider à mieux comprendre la durabilité des structures nucléaires, notamment les risques liés à la dégradation des matériaux et à l'affaiblissement des mécanismes de transfert de charge au fil du temps. Cette étude pourrait être couplée à des analyses par fibre optique pour surveiller en temps réel l'évolution de la corrosion et de la fissuration dans des zones sensibles.
- L'utilisation de capteurs à fibre optique et d'autres technologies de surveillance avancées pourrait offrir une surveillance en temps réel de l'état des structures nucléaires. Ces systèmes permettent de suivre avec une grande précision l'évolution des fissures, des déformations et de la corrosion, et de détecter des anomalies avant qu'elles n'atteignent des niveaux critiques. Cette technologie pourrait jouer un rôle clé dans le maintien de la sécurité et de l'intégrité des installations nucléaires sur le long terme.
- Le comportement dynamique des structures nucléaires soumises à des chocs ou à des événements accidentels, tels que des explosions ou des tremblements de terre, devrait être étudié plus en détail. Les coupleurs pourraient influencer la façon dont les charges sont transférées entre les différents composants de la structure, et il serait crucial de modéliser ces comportements afin de garantir la résistance et la fiabilité des installations face à de tels scénarios.
- Enfin, l'étude de la sécurité et de la performance des structures nucléaires pourrait être complétée par des approches basées sur l'intelligence artificielle. En intégrant des modèles analytiques avec des techniques de machine learning et des outils de modélisation prédictive, il serait possible de prévoir l'évolution des déformations, des fissures et de la corrosion sur la durée de vie des structures. Cette approche permettrait d'optimiser la gestion des risques et de faciliter la prise de décision pour la maintenance et la réhabilitation des installations.

Publications scientifiques

Articles publiés dans des journaux internationaux à comité de lecture

1. Ben-dahou Amine, Emmanuel Ferrier, Aron Gabor, Laurent Michel, Rémi Gardes, Richard Boisson, Clément Poissonnet, and Jean-Marie Dolo. "Influence of rebar couplers on the cracking behavior of reinforced concrete beams." *Nuclear Engineering and Design* 416 (2024): 112801.
2. Ben-dahou Amine, Emmanuel Ferrier, Aron Gabor, Laurent Michel, Rémi Gardes, Richard Boisson, Huet Philippe and Jean-Marie Dolo "Experimental and numerical analysis of the effect of parallel-threaded connection geometry and normalisation on the cracking performance of reinforced concrete ties" **submission**
3. Ben-dahou Amine, Emmanuel Ferrier, Aron Gabor, Laurent Michel, Rémi Gardes, Richard Boisson, Huet Philippe and Jean-Marie Dolo "Article sur les poutres en béton armé avec liaisons d'armatures" **submission**

Articles de conférence internationales

- 23/10/2023 – 25/10/2023 Paris-Saclay, France

TINCE 2023 – Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering

Article conférence internationale : Influence of rebar couplers on the cracking behavior of reinforced concrete ties and beams.

Lien <https://www.sfen.org/evenement/tince23/>

- 16/06/2025 – 18/06/2025 Antibes, France

Fib Antibes 2025

Article conférence internationale : Analysis of the effect of rebar couplers geometry on the cracking of reinforced concrete beams.

Lien :<https://www.fib-international.org/events/fib-events/132-fib-symposium-2025-in-antibes.html>

- 03/06/2025 – 06/06/2025 Marseille, France

RUGC 2025

Article conférence internationale : Analyse du Comportement de Coupleurs Mécaniques dans les Éléments en Béton Armé par Corrélation d'Images et Capteurs à Fibre Optique.

Lien <https://www.augc.asso.fr/page/2875528-rugc2025>

Bibliographie

- [1] M. A. Najafgholipour, S. M. Dehghan, M. Khani, et A. Heidari, « The performance of lap splices in RC beams under inelastic reversed cyclic loading », *Structures*, vol. 15, p. 279-291, août 2018, doi: 10.1016/j.istruc.2018.07.011.
- [2] R. Alyousef, T. Topper, et A. Al-Mayah, « Crack growth modeling of tension lap spliced reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced polymer wrapping under fatigue loading », *Construction and Building Materials*, vol. 166, p. 345-355, 2018.
- [3] R. T. Mabrouk et A. Mounir, « Behavior of RC beams with tension lap splices confined with transverse reinforcement using different types of concrete under pure bending », *Alexandria engineering journal*, vol. 57, n° 3, p. 1727-1740, 2018.
- [4] C. Goksu, H. Yilmaz, S. R. Chowdhury, K. Orakcal, et A. Ilki, « The Effect of Lap Splice Length on the Cyclic Lateral Load Behavior of RC Members with Low-Strength Concrete and Plain Bars », *Advances in Structural Engineering*, vol. 17, n° 5, p. 639-658, mai 2014, doi: 10.1260/1369-4332.17.5.639.
- [5] 318 ACI Committee, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*. American Concrete Institute, 2008. Consulté le: 21 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: [https://books.google.com/books?hl=en&lr=&id=c6yQszMV2-EC&oi=fnd&pg=PT10&dq=ACI,+318%E2%80%9319.+Building+code+requirement+for+structural+concrete+and+commentary,+Reported+by+American+Concrete+Institute+Committee+\(2019\).&ots=nZOrMU5FOM&sig=j5toRhdliNyxK73QJUjpNpwn2mw](https://books.google.com/books?hl=en&lr=&id=c6yQszMV2-EC&oi=fnd&pg=PT10&dq=ACI,+318%E2%80%9319.+Building+code+requirement+for+structural+concrete+and+commentary,+Reported+by+American+Concrete+Institute+Committee+(2019).&ots=nZOrMU5FOM&sig=j5toRhdliNyxK73QJUjpNpwn2mw)
- [6] S. P. Tastani, E. Brokalaki, et S. J. Pantazopoulou, « State of Bond along Lap Splices », janv. 2015, Consulté le: 21 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0001243>
- [7] M. Paz et W. Leigh, « Uniform Building Code 1997: Equivalent Lateral Force Method », in *Structural Dynamics*, Boston, MA: Springer US, 2004, p. 699-729. doi: 10.1007/978-1-4615-0481-8_23.
- [8] P. Code, « Eurocode 2: design of concrete structures-part 1–1: general rules and rules for buildings », *British Standard Institution, London*, vol. 668, p. 659-668, 2005.
- [9] H. Dabiri, A. Kheyroddin, et A. Dall’Asta, « Splice methods used for reinforcement steel bars: A state-of-the-art review », *Construction and Building Materials*, vol. 320, p. 126198, 2022.
- [10] « Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary - ACI Committee 318, American Concrete Institute - Google Books ». Consulté le: 7 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://books.google.fr/books?hl=en&lr=&id=c6yQszMV2-EC&oi=fnd&pg=PT10&ots=nZOtHW_yIK&sig=dx-mrmuFsNtd4owXpIBxRZniA7c&redir_esc=y#v=onepage&q&f=false
- [11] J. H. Allen *et al.*, « Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension », 2003, Consulté le: 22 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.academia.edu/download/109793003/408r_03.pdf
- [12] D. Darwin, L. A. Lutz, et J. Zuo, « Recommended provisions and commentary on development and lap splice lengths for deformed reinforcing bars in tension », American Concrete Institute, 2005.

- [13] T. K. Hassan, G. W. Lucier, et S. H. Rizkalla, « Splice strength of large diameter, high strength steel reinforcing bars », *Construction and Building Materials*, vol. 26, n° 1, p. 216-225, janv. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.06.013.
- [14] M. I. Mousa, « Flexural behaviour and ductility of high strength concrete (HSC) beams with tension lap splice », *Alexandria Engineering Journal*, vol. 54, n° 3, p. 551-563, sept. 2015, doi: 10.1016/j.aej.2015.03.032.
- [15] M. A. Najafgholipour, S. M. Dehghan, M. Khani, et A. Heidari, « The performance of lap splices in RC beams under inelastic reversed cyclic loading », in *Structures*, Elsevier, 2018, p. 279-291. Consulté le: 7 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012418300754>
- [16] R. T. S. Mabrouk et A. Mounir, « Behavior of RC beams with tension lap splices confined with transverse reinforcement using different types of concrete under pure bending », *Alexandria Engineering Journal*, vol. 57, n° 3, p. 1727-1740, sept. 2018, doi: 10.1016/j.aej.2017.05.001.
- [17] A. M. Tarabia, Z. I. Mahmoud, M. S. Shoukry, et A. A. Abudina, « Performance of R.C. slabs with lap splices using headed bars », *Alexandria Engineering Journal*, vol. 55, n° 3, p. 2729-2740, sept. 2016, doi: 10.1016/j.aej.2016.05.018.
- [18] « Reinforced concrete beam-column joints with lap splices under cyclic loading -Structural Engineering and Mechanics | Korea Science ». Consulté le: 7 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://koreascience.or.kr/article/JAKO200221349889095.page>
- [19] D. Tarquini, J. P. de Almeida, et K. Beyer, « Experimental investigation on the deformation capacity of lap splices under cyclic loading », *Bull Earthquake Eng*, vol. 17, n° 12, p. 6645-6670, déc. 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00692-3.
- [20] C. Goksu, H. Yilmaz, S. R. Chowdhury, K. Orakcal, et A. Ilki, « The Effect of Lap Splice Length on the Cyclic Lateral Load Behavior of RC Members with Low-Strength Concrete and Plain Bars », *Advances in Structural Engineering*, vol. 17, n° 5, p. 639-658, mai 2014, doi: 10.1260/1369-4332.17.5.639.
- [21] W. Nawaz, S. Yehia, et M. Elchalakani, « Lap splices in confined self-compacting lightweight concrete », *Construction and Building Materials*, vol. 263, p. 120619, déc. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120619.
- [22] C. S. Lee et S. W. Han, « Cyclic behaviour of lightly-reinforced concrete columns with short lap splices subjected to unidirectional and bidirectional loadings », *Engineering Structures*, vol. 189, p. 373-384, 2019.
- [23] H. Chen *et al.*, « Multiscale analysis of non-contact splices at drilled shaft to bridge column interface », *Engineering Structures*, vol. 176, p. 28-40, déc. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.085.
- [24] M. Masud *et al.*, « Performance of non-contact lap splices in geometrically dissimilar bridge column to drilled shaft connections », *Engineering Structures*, vol. 209, p. 110000, avr. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110000.
- [25] B. S. Hamad et M. Y. Mansour, « Bond strength of noncontact tension lap splices », *ACI Structural Journal*, vol. 93, p. 316-326, 1996.
- [26] M. A. Haroun et H. M. Elsanadedy, « Fiber-Reinforced Plastic Jackets for Ductility Enhancement of Reinforced Concrete Bridge Columns with Poor Lap-Splice Detailing », *J.*

- Bridge Eng.*, vol. 10, n° 6, p. 749-757, nov. 2005, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2005)10:6(749).
- [27] J. L. A. de Oliveira, « Revista IBRACON de Estruturas e Materiais », 2022, Consulté le: 9 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <http://miguilim.ibict.br/handle/miguilim/4573>
- [28] J. H. Ling, A. B. Abd. Rahman, I. S. Ibrahim, et Z. Abdul Hamid, « An Experimental Study of Welded Bar Sleeve Wall Panel Connection under Tensile, Shear, and Flexural Loads », *Int J Concr Struct Mater*, vol. 11, n° 3, p. 525-540, sept. 2017, doi: 10.1007/s40069-017-0202-y.
- [29] M. Xie et J. C. Chapman, « Static and fatigue tensile strength of friction-welded bar–plate connections embedded in concrete », *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, n° 5, p. 651-673, 2005.
- [30] H. Agerskov et J. Bjørnbak-Hansen, « Welded Connections in Round Bar Steel Structures », *J. Struct. Div.*, vol. 105, n° 12, p. 2707-2724, déc. 1979, doi: 10.1061/JSDEAG.0005319.
- [31] H. Dabiri, A. Kheyroddin, et A. Dall’Asta, « Splice methods used for reinforcement steel bars: A state-of-the-art review », *Construction and Building Materials*, vol. 320, p. 126198, 2022.
- [32] P. Gies *et al.*, « Australian/New Zealand Standard, AS/NZS 4399: 2017: sun protective clothing–evaluation and classification ». Standards Australia, 2017.
- [33] T.-S. Eom, H.-J. Hwang, H.-G. Park, C.-N. Lee, et H.-S. Kim, « Flexural Test for Steel-Concrete Composite Members Using Prefabricated Steel Angles », *J. Struct. Eng.*, vol. 140, n° 4, p. 04013094, avr. 2014, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000898.
- [34] A. Kheyroddin et H. Dabiri, « Cyclic performance of RC beam-column joints with mechanical or forging (GPW) splices; an experimental study », in *Structures*, Elsevier, 2020, p. 2562-2571. Consulté le: 8 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012420306287>
- [35] A. Kheyroddin, S. Rouhi, et H. Dabiri, « An experimental study on the influence of incorporating lap or forging (GPW) splices on the cyclic performance of RC columns », *Engineering Structures*, vol. 241, p. 112434, août 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112434.
- [36] H. Rodrigues, A. Furtado, A. Arêde, N. Vila-Pouca, et H. Varum, « Experimental study of repaired RC columns subjected to uniaxial and biaxial horizontal loading and variable axial load with longitudinal reinforcement welded steel bars solutions », *Engineering Structures*, vol. 155, p. 371-386, janv. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.11.043.
- [37] M. K. Sharbatdar, O. M. Jafari, et M. S. Karimi, « Experimental evaluation of splicing of longitudinal bars with forging welding in flexural reinforced concrete beams », *Advances in concrete construction*, vol. 6, n° 5, p. 509, 2018.
- [38] S.-Y. Seo, B.-R. Nam, et S.-K. Kim, « Tensile strength of the grout-filled head-splice-sleeve », *Construction and Building Materials*, vol. 124, p. 155-166, 2016.
- [39] V. G. Chiari et A. MORENO, « Experimental evaluation of coupler behavior for mechanical rebar splices in reinforced concrete structures », *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 11, n° 06, p. 1326-1353, 2018.

- [40] A. Rimkus et V. Gribniak, « Experimental investigation of cracking and deformations of concrete ties reinforced with multiple bars », *Construction and Building Materials*, vol. 148, p. 49-61, 2017.
- [41] V. Gribniak, A. Rimkus, L. Torres, et R. Jakstaite, « Deformation analysis of reinforced concrete ties: Representative geometry », *Structural Concrete*, vol. 18, p. 634-647, mars 2017, doi: 10.1002/suco.201600105.
- [42] T. Galkovski, J. Mata-Falcón, et W. Kaufmann, « Experimental investigation of bond and crack behaviour of reinforced concrete ties using distributed fibre optical sensing and digital image correlation », *Engineering Structures*, vol. 292, p. 116467, 2023.
- [43] H. H. Ghayeb, H. A. Razak, N. R. Sulong, K. H. Mo, F. Abutaha, et M. Gordan, « Performance of mechanical steel bar splices using grouted couplers under uniaxial tension », *Journal of Building Engineering*, vol. 34, p. 101892, 2021.
- [44] « ACI Committee: Building code requirements for structural... - Google Scholar ». Consulté le: 30 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: [https://scholar.google.com/scholar_lookup?title=Building%20Code%20Requirements%20for%20Structural%20Concrete%20\(ACI%20318-19\)%20and%20Commentary&author=A.%20Committee&publication_year=2019](https://scholar.google.com/scholar_lookup?title=Building%20Code%20Requirements%20for%20Structural%20Concrete%20(ACI%20318-19)%20and%20Commentary&author=A.%20Committee&publication_year=2019)
- [45] « JGJ107-2016, Technical Specification for Mechanical Splicing of Steel Reinforcing Bars, China Architecture & Building Press, Beijing, 2016 (in Chinese) - Google Search ». Consulté le: 30 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.google.com/search?q=JGJ107-2016%2C+Technical+Specification+for+Mechanical+Splicing+of+Steel+Reinforcing+Bars%2C+China+Architecture+%26+Building+Press%2C+Beijing%2C+2016+\(in+Chinese\)&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=JGJ107-2016%2C+Technical+Specification+for+Mechanical+Splicing+of+Steel+Reinforcing+Bars%2C+China+Architecture+%26+Building+Press%2C+Beijing%2C+2016+\(in+Chinese\)&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOdIBBzQ1MmowajSoAgCwAgE&sourceid=chrome&ie=UTF-8](https://www.google.com/search?q=JGJ107-2016%2C+Technical+Specification+for+Mechanical+Splicing+of+Steel+Reinforcing+Bars%2C+China+Architecture+%26+Building+Press%2C+Beijing%2C+2016+(in+Chinese)&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=JGJ107-2016%2C+Technical+Specification+for+Mechanical+Splicing+of+Steel+Reinforcing+Bars%2C+China+Architecture+%26+Building+Press%2C+Beijing%2C+2016+(in+Chinese)&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOdIBBzQ1MmowajSoAgCwAgE&sourceid=chrome&ie=UTF-8)
- [46] « JG/T398-2012, the Grouting Coupler for Rebars Splicing, Standards Press of China, Beijing, 2012 (in Chinese). - Google Search ». Consulté le: 30 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.google.com/search?q=JG%2FT398-2012%2C+the+Grouting+Coupler+for+Rebars+Splicing%2C+Standards+Press+of+China%2C+Beijing%2C+2012+\(in+Chinese\).&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=JG%2FT398-2012%2C+the+Grouting+Coupler+for+Rebars+Splicing%2C+Standards+Press+of+China%2C+Beijing%2C+2012+\(in+Chinese\).&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIGCAEQRRg6MgYIAhBFGDzSAQc3MzJqMGo5qAIAAsAIB&sourceid=chrome&ie=UTF-8](https://www.google.com/search?q=JG%2FT398-2012%2C+the+Grouting+Coupler+for+Rebars+Splicing%2C+Standards+Press+of+China%2C+Beijing%2C+2012+(in+Chinese).&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=JG%2FT398-2012%2C+the+Grouting+Coupler+for+Rebars+Splicing%2C+Standards+Press+of+China%2C+Beijing%2C+2012+(in+Chinese).&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIGCAEQRRg6MgYIAhBFGDzSAQc3MzJqMGo5qAIAAsAIB&sourceid=chrome&ie=UTF-8)
- [47] « ISO15835-2, Steels for the Reinforcement of Concrete - Reinforcement Couplers for Mechanical Splices of Bars- Part 2: Test Methods, 2018. - Google Search ». Consulté le: 30 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.google.com/search?q=ISO15835-2%2C+Steels+for+the+Reinforcement+of+Concrete+-+Reinforcement+Couplers+for+Mechanical+Splices+of+Bars+-+Part+2%3A+Test+Methods%2C+2018.&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=ISO15835-2%2C+Steels+for+the+Reinforcement+of+Concrete+-

- +Reinforcement+Couplers+for+Mechanical+Splices+of+Bars-
+Part+2%3A+Test+Methods%2C+2018.&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOdIBBz
Y0M2owajmoAgCwAgE&sourceid=chrome&ie=UTF-8
- [48] P. K. Dahal et M. Tazarv, « Mechanical bar splices for incorporation in plastic hinge regions of RC members », *Construction and Building Materials*, vol. 258, p. 120308, 2020.
- [49] V. T. K. Moka et S. C. Rajendran, « Role of coupler in structural behavior of RC elements », *Materials Today: Proceedings*, vol. 64, p. 1035-1042, 2022.
- [50] W. Nawaz, S. Yehia, et M. Elchalakani, « Lap splices in confined self-compacting lightweight concrete », *Construction and Building Materials*, vol. 263, p. 120619, 2020.
- [51] T. S. Phan, P. Rossi, et J.-L. Tailhan, « Numerical modelling of the concrete/rebar bond », *Cement and Concrete Composites*, vol. 59, p. 1-9, 2015.
- [52] L. Elfgren et K. Noghabai, « Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. Summary of a RILEM round-robin investigation arranged by TC 147-FMB 'Fracture Mechanics to Anchorage and Bond' », *Mat. Struct.*, vol. 35, n° 6, p. 318-325, juill. 2002, doi: 10.1007/BF02483150.
- [53] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Monotonic and cyclic performance of threaded reinforcement splices », in *Structures*, Elsevier, 2018, p. 358-372. Consulté le: 31 janvier 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012418301358>
- [54] P. K. Dahal et M. Tazarv, « Mechanical bar splices for incorporation in plastic hinge regions of RC members », *Construction and Building Materials*, vol. 258, p. 120308, oct. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120308.
- [55] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Ductility considerations for mechanical reinforcement couplers », *Structures*, vol. 12, p. 115-119, nov. 2017, doi: 10.1016/j.istruc.2017.08.007.
- [56] Z. Lu *et al.*, « Experimental study on flexural behaviour of prefabricated concrete beams with double-grouted sleeves », *Engineering Structures*, vol. 248, p. 113237, 2021.
- [57] M. Mahal, T. Blanksvärd, B. Täljsten, et G. Sas, « Using digital image correlation to evaluate fatigue behavior of strengthened reinforced concrete beams », *Engineering Structures*, vol. 105, p. 277-288, 2015.
- [58] X. Tan, A. Abu-Obeidah, Y. Bao, H. Nassif, et W. Nasreddine, « Measurement and visualization of strains and cracks in CFRP post-tensioned fiber reinforced concrete beams using distributed fiber optic sensors », *Automation in Construction*, vol. 124, p. 103604, 2021.
- [59] S. Joshi et S. M. Harle, « Linear variable differential transducer (LVDT) & its applications in civil engineering », *Int. J. Transp. Eng. Technol.*, vol. 3, n° 4, p. 62-66, 2017.
- [60] D. Luo *et al.*, « Concrete beam crack detection using tapered polymer optical fiber sensors », *Measurement*, vol. 88, p. 96-103, juin 2016, doi: 10.1016/j.measurement.2016.03.028.
- [61] « Étude théorique d'une poutre en flexion 4 points - Google Search ». Consulté le: 1 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.google.com/search?q=%C3%89tude+th%C3%A9orique+d%E2%80%99une+poutre+en+flexion+4+points&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=%C3%89tude+th%C3%A9orique+d%E2%80%99une+poutre+en+flexion+4+points&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIGCAEQRRg80gEHNjg4ajBqNKgCALACAQ&sourceid=chrome&ie=UTF-8

- [62] Z. Lu, J. Huang, S. Dai, J. Liu, et M. Zhang, « Experimental study on a precast beam-column joint with double grouted splice sleeves », *Engineering Structures*, vol. 199, p. 109589, 2019.
- [63] S. Joshi et S. M. Harle, « Linear variable differential transducer (LVDT) & its applications in civil engineering », *Int. J. Transp. Eng. Technol.*, vol. 3, n° 4, p. 62-66, 2017.
- [64] S. Omary, G. Wardeh, E. Ghorbel, et H. Gomart, « Comportement à la flexion des poutres en béton armé à base de graviers recyclés », *Proceedings of the 32èmes Rencontres de l'AUGC, Orléans, France*, p. 4-6, 2014.
- [65] P. Stehlin, « Strain distribution in and around strain gauges », *Journal of Strain Analysis*, vol. 7, n° 3, p. 228-235, juill. 1972, doi: 10.1243/03093247V073228.
- [66] G. Kaklauskas, A. Sokolov, R. Ramanauskas, et R. Jakubovskis, « Reinforcement Strains in Reinforced Concrete Tensile Members Recorded by Strain Gauges and FBG Sensors: Experimental and Numerical Analysis », *Sensors*, vol. 19, n° 1, Art. n° 1, janv. 2019, doi: 10.3390/s19010200.
- [67] Y. H. Huang, L. Liu, F. C. Sham, Y. S. Chan, et S. P. Ng, « Optical strain gauge vs. traditional strain gauges for concrete elasticity modulus determination », *Optik*, vol. 121, n° 18, p. 1635-1641, oct. 2010, doi: 10.1016/j.ijleo.2009.03.002.
- [68] A. Al-Ahmed et M. Khalaf, *Openings effect on the performance of reinforced concrete deep beams*. 2017. doi: 10.13140/RG.2.2.35749.96481.
- [69] H. Sousa, J. Matos, et J. Figueiras, *Development of an Embedded Sensor Holder for Concrete Structures Monitoring*. 2006.
- [70] W. Han, Z. Zhao, J. Qian, Y. Cui, et S. Liu, « Seismic behavior of precast columns with large-spacing and high-strength longitudinal rebars spliced by epoxy mortar-filled threaded couplers », *Engineering Structures*, vol. 176, p. 349-360, déc. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.09.007.
- [71] B. Kadhom, E. Simova, J. Zhang, et D. Krysz, « Suitability of DIC in capturing flexural behaviour of as-built and CFRP-strengthened RC beams », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 51, n° 9, p. 977-988, sept. 2024, doi: 10.1139/cjce-2023-0154.
- [72] L. Kudva P., G. Nayak, K. K. Shetty, et S. H.k., « Assessment of flexural response of RC beams and unrestrained shrinkage of fiber-reinforced high-volume fly ash-based no-aggregate concrete and self-compacting concrete », *Construction and Building Materials*, vol. 431, p. 136527, juin 2024, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.136527.
- [73] Ł. Skarżyński et J. Tejchman, « Experimental Investigations of Fracture Process Using DIC in Plain and Reinforced Concrete Beams under Bending », *Strain*, vol. 49, n° 6, p. 521-543, déc. 2013, doi: 10.1111/str.12064.
- [74] M. Küntz, M. Jolin, J. Bastien, F. Perez, et F. Hild, « Digital image correlation analysis of crack behavior in a reinforced concrete beam during a load test », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 33, n° 11, p. 1418-1425, nov. 2006, doi: 10.1139/106-106.
- [75] M. Dutton, W. A. Take, et N. A. Hoult, « Curvature Monitoring of Beams Using Digital Image Correlation », juill. 2013, Consulté le: 1 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000538>
- [76] A. B. Bhosale et S. S. Prakash, « Crack Propagation Analysis of Synthetic vs. Steel vs. Hybrid Fibre-Reinforced Concrete Beams Using Digital Image Correlation Technique », *Int J Concr Struct Mater*, vol. 14, n° 1, p. 57, déc. 2020, doi: 10.1186/s40069-020-00427-8.

- [77] B. Gencturk, K. Hossain, A. Kapadia, E. Labib, et Y.-L. Mo, « Use of digital image correlation technique in full-scale testing of prestressed concrete structures », *Measurement*, vol. 47, p. 505-515, janv. 2014, doi: 10.1016/j.measurement.2013.09.018.
- [78] M.-H. Shih et W.-P. Sung, « Application of digital image correlation method for analysing crack variation of reinforced concrete beams », *Sadhana*, vol. 38, n° 4, p. 723-741, août 2013, doi: 10.1007/s12046-013-0141-5.
- [79] D. Meiramov, H. Ju, Y. Seo, et D. Lee, « Correlation between deflection and crack propagation in reinforced concrete beams », *Measurement*, vol. 240, p. 115527, 2025.
- [80] A. Ben-dahou *et al.*, « Influence of rebar couplers on the cracking behavior of reinforced concrete beams », *Nuclear Engineering and Design*, vol. 416, p. 112801, janv. 2024, doi: 10.1016/j.nucengdes.2023.112801.
- [81] J. Dupont, « Comportements de Capteurs à Fibres Optiques, noyés ou fixés en surface d'ouvrages en béton », PhD Thesis, Ecole des Ponts ParisTech, 2002. Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://pastel.hal.science/tel-00001971/>
- [82] M. Saidi, « Mesure et analyse de l'état de déformation et d'endommagement interne dans les composites à matrice cimentaire utilisés pour le renforcement des structures de génie civil », phdthesis, Université de Lyon, 2020. Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.hal.science/tel-03166919>
- [83] J.-M. Henault, « Approche méthodologique pour l'évaluation des performances et de la durabilité des systèmes de mesure répartie de déformation: application à un câble à fibre optique noyé dans le béton », PhD Thesis, Université Paris-Est, 2013. Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.hal.science/tel-00962388/>
- [84] J. M. Lopez-Higuera, « Handbook of optical fibre sensing technology », (*No Title*), 2002, Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://cir.nii.ac.jp/crid/1130000797658785920>
- [85] B. Glisic et D. Inaudi, *Fibre optic methods for structural health monitoring*. John Wiley & Sons, 2007. Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://books.google.com/books?hl=en&lr=&id=EeyKEAAQBAJ&oi=fnd&pg=PR11&dq=B.+Gli%C5%A1i%C4%87+and+D.+Inaudi.+Fibre+Optic+Methods+for+Structural+Health+Monitoring.+John+Wiley+and+Sons,+nov+2007.&ots=tcG30QQquV&sig=P4D6_bVDZMLeI-ikJXsiyGWqAcc
- [86] M. Saidi, « Mesure et analyse de l'état de déformation et d'endommagement interne dans les composites à matrice cimentaire utilisés pour le renforcement des structures de génie civil », These de doctorat, Lyon, 2020. Consulté le: 5 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.fr/2020LYSE1092>
- [87] Y.-J. Rao, Z.-L. Ran, et Y. Gong, *Fiber-optic fabry-perot sensors: An introduction*. CRC Press, 2017. Consulté le: 26 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.taylorfrancis.com/books/mono/10.1201/9781315120997/fiber-optic-fabry-perot-sensors-yun-jiang-rao-zeng-ling-ran-yuan-gong>
- [88] X. Zhang, W. Wang, H. Chen, Y. Tang, Z. Ma, et K. Wang, « Two-parameter elliptical fitting method for short-cavity fiber Fabry–Perot sensor interrogation », *Sensors*, vol. 19, n° 1, p. 36, 2018.

- [89] C. E. Campanella, A. Cuccovillo, C. Campanella, A. Yurt, et V. M. Passaro, « Fibre Bragg grating based strain sensors: Review of technology and applications », *Sensors*, vol. 18, n° 9, p. 3115, 2018.
- [90] M. Majumder, T. K. Gangopadhyay, A. K. Chakraborty, K. Dasgupta, et D. K. Bhattacharya, « Fibre Bragg gratings in structural health monitoring—Present status and applications », *Sensors and Actuators A: Physical*, vol. 147, n° 1, p. 150-164, 2008.
- [91] N. Zhang, C. Davis, W. K. Chiu, T. Boilard, et M. Bernier, « Fatigue performance of type I fibre bragg grating strain sensors », *Sensors*, vol. 19, n° 16, p. 3524, 2019.
- [92] P. Lu *et al.*, « Distributed optical fiber sensing: Review and perspective », *Applied physics reviews*, vol. 6, n° 4, 2019, Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://pubs.aip.org/aip/apr/article/6/4/041302/124295>
- [93] Y. S. Mamdem, « Capteurs à fibres optiques répartis par effet Brillouin: séparation de la dépendance à température et à la déformation », PhD Thesis, Télécom ParisTech, 2012. Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://pastel.hal.science/tel-01078365/>
- [94] B. J. Soller, D. K. Gifford, M. S. Wolfe, et M. E. Froggatt, « High resolution optical frequency domain reflectometry for characterization of components and assemblies », *Optics express*, vol. 13, n° 2, p. 666-674, 2005.
- [95] H. Ohno, H. Naruse, M. Kihara, et A. Shimada, « Industrial applications of the BOTDR optical fiber strain sensor », *Optical fiber technology*, vol. 7, n° 1, p. 45-64, 2001.
- [96] A. Motil, A. Bergman, et M. Tur, « State of the art of Brillouin fiber-optic distributed sensing », *Optics & Laser Technology*, vol. 78, p. 81-103, 2016.
- [97] X. Bao et L. Chen, « Recent progress in Brillouin scattering based fiber sensors », *sensors*, vol. 11, n° 4, p. 4152-4187, 2011.
- [98] N. Jing, J. Gu, W. Liu, R. Zhang, et Z. Wang, « A multiple microwave frequency measurement based on stimulated Brillouin scattering in few-mode optical fiber », *Optical fiber technology*, vol. 53, p. 102013, 2019.
- [99] M. K. Saxena *et al.*, « Raman optical fiber distributed temperature sensor using wavelet transform based simplified signal processing of Raman backscattered signals », *Optics & Laser Technology*, vol. 65, p. 14-24, 2015.
- [100] Y. Wang, X. Sun, Q. Xue, J. Ren, F. Dang, et X. Nie, « The study of the Raman-based optical fiber-folded distributed temperature sensing system with simplex code », *Optics Communications*, vol. 420, p. 200-204, 2018.
- [101] J. Park *et al.*, « Raman-based distributed temperature sensor with simplex coding and link optimization », *IEEE Photonics Technology Letters*, vol. 18, n° 17, p. 1879-1881, 2006.
- [102] M. G. Tanner, S. D. Dyer, B. Baek, R. H. Hadfield, et S. Woo Nam, « High-resolution single-mode fiber-optic distributed Raman sensor for absolute temperature measurement using superconducting nanowire single-photon detectors », *Applied Physics Letters*, vol. 99, n° 20, 2011, Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://pubs.aip.org/aip/apl/article/99/20/201110/384919>
- [103] L. Deng et C. S. Cai, « Applications of fiber optic sensors in civil engineering », *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 25, n° 5, p. 577-596, 2007.
- [104] M. Mahdikhani et Z. Bayati, « Application and development of fiber optic sensors in civil engineering », in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, p. 12-17.

- Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_11-0118.PDF
- [105] C. K. Leung, « Fiber optic sensors in concrete: the future? », *Ndt & E International*, vol. 34, n° 2, p. 85-94, 2001.
- [106] I. Alj, « Durabilité des capteurs à fibre optique destinés aux mesures réparties de déformation dans les ouvrages en béton », PhD Thesis, Université Paris-Est, 2020. Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.hal.science/tel-03264027/>
- [107] A. Tixier, « Analyse du comportement de l'interface acier-béton pas essai push-in. Mesures par fibres optiques et modélisation par éléments finis », PhD Thesis, Université de Grenoble, 2013. Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.hal.science/tel-01203029/>
- [108] D. Inaudi et S. Vurpillot, « SOFO: Surveillance d'ouvrages par senseurs à fibres optiques », *Ingénieurs et Architects Suisses*, vol. 121, n° 26, p. 45-52, 1995.
- [109] C. G. Berrocal, I. Fernandez, M. F. Bado, J. R. Casas, et R. Rempling, « Assessment and visualization of performance indicators of reinforced concrete beams by distributed optical fibre sensing », *Structural Health Monitoring*, vol. 20, n° 6, p. 3309-3326, nov. 2021, doi: 10.1177/1475921720984431.
- [110] C. G. Berrocal, I. Fernandez, et R. Rempling, « Crack monitoring in reinforced concrete beams by distributed optical fiber sensors », *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 17, n° 1, p. 124-139, janv. 2021, doi: 10.1080/15732479.2020.1731558.
- [111] X. Tan, A. Abu-Obeidah, Y. Bao, H. Nassif, et W. Nasreddine, « Measurement and visualization of strains and cracks in CFRP post-tensioned fiber reinforced concrete beams using distributed fiber optic sensors », *Automation in Construction*, vol. 124, p. 103604, 2021.
- [112] A. Bassil *et al.*, « Distributed Fiber Optic Sensors for multiple crack monitoring in reinforced concrete structures », in *IWSHM 2019-12th International Workshop on Structural Health Monitoring*, 2019, p. 1-10. Consulté le: 27 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://hal.science/hal-02402743/document>
- [113] M. C. Teguedy, C. Joly-Lapalice, L. Sorelli, et D. Conciatori, « Optical fiber sensors implementation for monitoring the early-age behavior of full-scale Timber-Concrete Composite slabs », *Construction and Building Materials*, vol. 226, p. 564-578, 2019.
- [114] G. Raju et M. K. Selvi, « An Experimental Investigation on Splicing of Reinforcement in Reinforced Concrete Beam by Bar Coupler », Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://ijjssr.com/data/uploads/1031.pdf>
- [115] G. Maranan, A. Manalo, W. Karunasena, B. Benmokrane, et P. Mendis, *Flexural Response of GFRP-Reinforced Geopolymer Concrete Beams*. 2015.
- [116] Y. Yin, Y. Qiao, et S. Hu, « Four-point bending tests for the fracture properties of concrete », *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 211, p. 371-381, avr. 2019, doi: 10.1016/j.engfracmech.2019.03.004.
- [117] B. Li, L. Zeng, X. Guo, Y. Wang, et Z. Deng, « Flexural behavior of full-scale damaged hollow RC beams strengthened with prestressed SCFRP plate under four-point bending », *Polymers*, vol. 14, n° 14, p. 2939, 2022.

- [118] B. Thuerlimann et P. Luechinger, « RIGIDITE DES POUTRES FISSUREES, EN BETON ARME, A LA TORSION ET A LA FLEXION. - TRID », Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://trid.trb.org/View/1075254>
- [119] Z. Mohamed Abdelmouiz, « Etude de la ductilité des poutres en béton armé Impact des bulles d'air sur la performance structurale », Thesis, université Ibn Khaldoun, 2024. Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <http://dspace.univ-tiaret.dz/handle/123456789/15374>
- [120] G. Karaiskos, E. Tsangouri, D. G. Aggelis, K. Van Tittelboom, N. De Belie, et D. Van Hemelrijck, « Performance monitoring of large-scale autonomously healed concrete beams under four-point bending through multiple non-destructive testing methods », *Smart Mater. Struct.*, vol. 25, n° 5, p. 055003, mars 2016, doi: 10.1088/0964-1726/25/5/055003.
- [121] B. Chiaia, A. P. Fantilli, et P. Vallini, « Crack patterns in reinforced and fiber reinforced concrete structures », 2008, Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://benthamopen.com/contents/pdf/TOBCTJ/TOBCTJ-2-146.pdf>
- [122] A. P. Fantilli, D. Ferretti, I. Iori, et P. Vallini, « Flexural Deformability of Reinforced Concrete Beams », sept. 1998, Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281998%29124%3A9%281041%29>
- [123] F. MERIMECHE, H. CHABIL, R. LASSOUED, et A. AMIRAOU, « ANALYSE EXPERIMENTALE DE L'EFFET DES ARMATURES TRANSVERSALES SUR LE COMPORTEMENT FLEXIONNEL DES POUTRES EN BETON ARME », *Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur*, p. 9-13, 2015.
- [124] H. Benhaddou et O. Saket, « Analyse du comportement des poutres continues en béton armé renforcées en flexion par collage externe des plaques en composites », Thesis, FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL, 2020. Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <http://dspace.univ-tiaret.dz/handle/123456789/4170>
- [125] P. Gelfi et E. Giuriani, « Local moment-curvature relationship for rc beams under bending and shear. Experimental analysis by means of moiré method », *Atti del X Convegno Nazionale AIAS*, p. 625-640, 1982.
- [126] S. Cho, M. Lim, et C. Lee, « Study on the bending and joint performances of reinforced concrete beams using high-strength rebars », *Sustainability*, vol. 13, n° 6, p. 3482, 2021.
- [127] R. S. Chidambaram et P. Agarwal, « Performance evaluation of innovative hybrid rebar coupler in reinforced concrete beams subjected to monotonic loading », *Structural Concrete*, vol. 19, n° 3, p. 892-903, juin 2018, doi: 10.1002/suco.201700083.
- [128] J. C. M. Ho et A. K. H. Kwan, « Flexural ductility assessment and concurrent flexural strength and ductility design of reinforced concrete beams », in *the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008. Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-03-0186.PDF
- [129] A. K. H. Kwan, J. C. M. Ho, et H. J. Pam, « Flexural strength and ductility of reinforced concrete beams », *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 152, n° 4, p. 361-369, nov. 2002, doi: 10.1680/stbu.2002.152.4.361.

- [130] N. MAHLISANI et M. TEGUH, « Flexural Performance of RC Beams with Variety Joints of Reinforcing Steel Rebars », *RESILIENCE AND RISK REDUCTION TOWARDS WELL-BEING SOCIETY*, p. 283, 2014.
- [131] W.-S. Choi, H.-G. Park, L. Chung, et J.-K. Kim, « Experimental Study for Class B Lap Splice of 600 MPa (87 ksi) Reinforcing Bars. », *ACI Structural Journal*, vol. 111, n° 1, 2014, Consulté le: 3 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&profile=ehost&scope=site&authtype=crawler&jrnl=08893241&AN=93669141&h=shaj7iEQQB9UTj4zcxLeaTQH8Y7WHmdvmUc32131ZCbBXO%2BC27SBKGQgfB3k0zQ4rbYVYLq7btFy%2FNUKqwhNmg%3D%3D&crl=c>
- [132] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Inelastic cyclic behaviour of RC members incorporating threaded reinforcement couplers », *Engineering Structures*, vol. 180, p. 468-483, févr. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.11.053.
- [133] N. Mohamed *et al.*, « Impact of incorporating parallel-threaded mechanical coupler splices on the seismic behaviour of reinforced concrete columns », *Engineering Structures*, vol. 323, p. 119289, janv. 2025, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.119289.
- [134] Q. Yan, B. Sun, X. Liu, et J. Wu, « The effect of assembling location on the performance of precast concrete beam under impact load », *Advances in Structural Engineering*, vol. 21, n° 8, p. 1211-1222, juin 2018, doi: 10.1177/1369433217737119.
- [135] Z. Lu, Z. Wang, J. Li, et B. Huang, « Studies on Seismic Performance of Precast Concrete Columns with Grouted Splice Sleeve », *Applied Sciences*, vol. 7, n° 6, Art. n° 6, juin 2017, doi: 10.3390/app7060571.
- [136] « Grout-Filled Pipe Splices for Precast Concrete Construction ». Consulté le: 4 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.pci.org/PCI/PCI/Publications/PCI_Journal/Issues/1995/January-February/Grout-Filled_Pipe_Splices_for_Precast_Concrete_Construction.aspx
- [137] H. Li, W. Chen, et H. Hao, « Dynamic response of precast concrete beam with wet connection subjected to impact loads », *Engineering Structures*, vol. 191, p. 247-263, 2019.
- [138] « NF EN 12390-3 (fev. 2003) Essai pour béton durci Résistance à la compression des éprouvettes (indice de classement P18-455). - Google Search ». Consulté le: 8 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.google.com/search?q=NF+EN+12390-3+\(fev.+2003\)+Essai+pour+b%C3%A9ton+durci+R%C3%A9sistance+%C3%A0+la+compression+des+%C3%A9prouvettes+\(indice+de+classement+P18-455\).&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=NF+EN+12390-3+\(fev.+2003\)+Essai+pour+b%C3%A9ton+durci+R%C3%A9sistance+%C3%A0+la+compression+des+%C3%A9prouvettes+\(indice+de+classement+P18-455\).&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIGCAEQRRg80gEHODEzajBqNKgCALACAQ&sourceid=chrome&ie=UTF-8](https://www.google.com/search?q=NF+EN+12390-3+(fev.+2003)+Essai+pour+b%C3%A9ton+durci+R%C3%A9sistance+%C3%A0+la+compression+des+%C3%A9prouvettes+(indice+de+classement+P18-455).&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=NF+EN+12390-3+(fev.+2003)+Essai+pour+b%C3%A9ton+durci+R%C3%A9sistance+%C3%A0+la+compression+des+%C3%A9prouvettes+(indice+de+classement+P18-455).&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIGCAEQRRg80gEHODEzajBqNKgCALACAQ&sourceid=chrome&ie=UTF-8)
- [139] « La norme ISO15835-2009 - Google Search ». Consulté le: 26 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://www.google.com/search?q=La+norme+ISO15835-2009&rlz=1C1CHBD_frFR1042FR1042&oq=La+norme+ISO15835-2009&gs_lcrp=EgZjaHJvbWUyBggAEEUYOTIKCAEQABiABBiiBDIKCAIQABiABBiiBDIKCAMQABiABBiiBDIKCAQQABiABBiiBNIBCDYzNDFqMG03qAIAAsAIA&sourceid=chrome&ie=UTF-8

- [140] A. Rimkus et V. Gribniak, « Experimental investigation of cracking and deformations of concrete ties reinforced with multiple bars », *Construction and Building Materials*, vol. 148, p. 49-61, 2017.
- [141] T. A. Chrysanidis et V. P. Panoskaltis, « Experimental investigation on cracking behavior of reinforced concrete tension ties », *Case Studies in Construction Materials*, vol. 16, p. e00810, 2022.
- [142] V. Gribniak, A. Rimkus, L. Torres, et R. Jakstaite, « Deformation analysis of reinforced concrete ties: Representative geometry », *Structural Concrete*, vol. 18, n° 4, p. 634-647, août 2017, doi: 10.1002/suco.201600105.
- [143] « GOM Scan 1 », HandsOnMetrology. Consulté le: 13 février 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.handsonmetrology.com/products/gom-scan-1/>
- [144] R. S. Adhikari, O. Moselhi, et A. Bagchi, « Image-based retrieval of concrete crack properties for bridge inspection », *Automation in construction*, vol. 39, p. 180-194, 2014.
- [145] H. Z. Xing, Q. B. Zhang, D. Ruan, S. Dehkoda, G. X. Lu, et J. Zhao, « Full-field measurement and fracture characterisations of rocks under dynamic loads using high-speed three-dimensional digital image correlation », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 113, p. 61-72, 2018.
- [146] « GOM Correlate Pro: Strains and displacements from motion pictures ». Consulté le: 26 juin 2023. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.gom.com/en/products/zeiss-quality-suite/gom-correlate-pro>
- [147] J.-F. Destrebecq, E. Toussaint, et E. Ferrier, « Analysis of Cracks and Deformations in a Full Scale Reinforced Concrete Beam Using a Digital Image Correlation Technique », *Exp Mech*, vol. 51, n° 6, p. 879-890, juill. 2011, doi: 10.1007/s11340-010-9384-9.
- [148] T. M. Fayyad et J. M. Lees, « Application of digital image correlation to reinforced concrete fracture », *Procedia Materials Science*, vol. 3, p. 1585-1590, 2014.
- [149] S. Choi et S. P. Shah, « Measurement of deformations on concrete subjected to compression using image correlation », *Experimental Mechanics*, vol. 37, n° 3, p. 307-313, sept. 1997, doi: 10.1007/BF02317423.
- [150] E. M. Jones et M. A. Iadicola, « A good practices guide for digital image correlation », *International Digital Image Correlation Society*, vol. 10, p. 308-312, 2018.
- [151] A. Michou, A. Hilaire, F. Benboudjema, G. Nahas, P. Wyniecki, et Y. Berthaud, « Reinforcement–concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modeling », *Engineering Structures*, vol. 101, p. 570-582, 2015.
- [152] W. Nawaz, S. Yehia, et M. Elchalakani, « Lap splices in confined self-compacting lightweight concrete », *Construction and Building Materials*, vol. 263, p. 120619, 2020.
- [153] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Ductility of reinforced concrete members incorporating mechanical splices », in *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering (16ECEE), Thessaloniki, Greece*, 2018, p. 18-21. Consulté le: 21 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/profile/Dan-Bompa/publication/328805138_Ductility_of_reinforced_concrete_members_incorporating_mechanical_splices/links/5be427334585150b2ba73a42/Ductility-of-reinforced-concrete-members-incorporating-mechanical-splices.pdf

- [154] H. Dabiri, A. Kheyroddin, et A. Dall'Asta, « Splice methods used for reinforcement steel bars: A state-of-the-art review », *Construction and Building Materials*, vol. 320, p. 126198, 2022.
- [155] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Ductility considerations for mechanical reinforcement couplers », in *Structures*, Elsevier, 2017, p. 115-119.
- [156] T. Firmanda, S. Anggara, M. R. Hariadi, et A. R. Prakasa, « HDPE as a New Alternative Material for Small Vessel Boat Strength », 2023, Consulté le: 19 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.scitepress.org/Papers/2022/118147/118147.pdf>
- [157] P. Karad et P. Patel, « Parametric Study of Crack Width in Reinforced Concrete Circular Water Tank under Direct Tension as per IS 3370-2009 », in *Proceedings of the 4th International Conference: Innovative Advancement in Engineering & Technology (IAET)*, 2020. Consulté le: 19 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://papers.ssrn.com/sol3/papers.cfm?abstract_id=3553976
- [158] Gribniak, « Deformation analysis of reinforced concrete ties: Representative geometry - Gribniak - 2017 - Structural Concrete - Wiley Online Library ». Consulté le: 15 juillet 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/suco.201600105>
- [159] A. Rimkus, R. Jakstaite, R. Kupliauskas, L. Torres, et V. Gribniak, « Experimental Identification of Cracking Parameters of Concrete Ties with Different Reinforcement and Testing Layouts », *Procedia Engineering*, vol. 172, p. 930-936, janv. 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2017.02.104.
- [160] A. Rimkus et V. Gribniak, « Experimental investigation of cracking and deformations of concrete ties reinforced with multiple bars », *Construction and Building Materials*, vol. 148, p. 49-61, sept. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.029.
- [161] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Ductility of reinforced concrete members incorporating mechanical splices », in *proceedings of 16th European Conference on Earthquake Engineering (16ECEE), ID*, 2018, p. 18-21.
- [162] R. S. Chidambaram et P. Agarwal, « Performance evaluation of innovative hybrid rebar coupler in reinforced concrete beams subjected to monotonic loading », *Structural Concrete*, vol. 19, n° 3, p. 892-903, juin 2018, doi: 10.1002/suco.201700083.
- [163] A. Ben-dahou *et al.*, « Influence of rebar couplers on the cracking behavior of reinforced concrete beams », *Nuclear Engineering and Design*, vol. 416, p. 112801, janv. 2024, doi: 10.1016/j.nucengdes.2023.112801.
- [164] A. Armonico, L. Michel, M. Saidi, et E. Ferrier, « Experimental Study on the Effect of Steel Reinforcement Ration on the Cracking Behaviour of FRP-Strengthened RC Elements », *Buildings*, vol. 14, n° 4, Art. n° 4, avr. 2024, doi: 10.3390/buildings14040950.
- [165] L. Elfgrén et K. Noghabai, « Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. Summary of a RILEM round-robin investigation arranged by TC 147-FMB 'Fracture Mechanics to Anchorage and Bond' », *Mat. Struct.*, vol. 35, n° 6, p. 318-325, juill. 2002, doi: 10.1007/BF02483150.
- [166] A. Borosnyoi et I. Snóbli, « Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members », *Építőanyag*, vol. 62, n° 3, p. 70-74, 2010.

- [167] K. Noghabai, « Effect of tension softening on the performance of concrete structures : experimental, analytical and computational studies », 1998, Consulté le: 21 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:ltu:diva-17110>
- [168] N. Dominguez, D. Brancherie, L. Davenne, et A. Ibrahimbegović, « Prediction of crack pattern distribution in reinforced concrete by coupling a strong discontinuity model of concrete cracking and a bond-slip of reinforcement model », *Engineering Computations*, vol. 22, n° 5/6, p. 558-582, 2005.
- [169] « ODiSI 6000 Series | Optical Distributed Sensor Interrogator ». Consulté le: 5 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://lunainc.com/product/odisi-6000-series>
- [170] R. Park, « Ductility evaluation from laboratory and analytical testing », in *Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering*, Tokyo-Kyoto Japan, 1988, p. 605-616. Consulté le: 5 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/9_vol8_605.pdf
- [171] Z. Lu *et al.*, « Experimental study on flexural behaviour of prefabricated concrete beams with double-grouted sleeves », *Engineering Structures*, vol. 248, p. 113237, 2021.
- [172] S.-H. Tung, M.-H. Shih, et W.-P. Sung, « Development of digital image correlation method to analyse crack variations of masonry wall », *Sadhana*, vol. 33, n° 6, p. 767-779, déc. 2008, doi: 10.1007/s12046-008-0033-2.
- [173] T. C. Chu, W. F. Ranson, et M. A. Sutton, « Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics », *Experimental mechanics*, vol. 25, p. 232-244, 1985.
- [174] M.-H. Shih et W.-P. Sung, « Application of digital image correlation method for analysing crack variation of reinforced concrete beams », *Sadhana*, vol. 38, n° 4, p. 723-741, août 2013, doi: 10.1007/s12046-013-0141-5.
- [175] E. Peretzki, M. Stockmann, T. Lehmann, et J. Ihlemann, « A new surface preparation method for microscopic digital image correlation applications », *Materials Today: Proceedings*, vol. 12, p. 377-382, janv. 2019, doi: 10.1016/j.matpr.2019.03.138.
- [176] E. W. Bennett, « Fatigue tests of spliced reinforcement in concrete beams », *Special Publication*, vol. 75, p. 177-194, 1982.
- [177] M. Tazarv et M. Saiid Saiidi, « Low-Damage Precast Columns for Accelerated Bridge Construction in High Seismic Zones », *J. Bridge Eng.*, vol. 21, n° 3, p. 04015056, mars 2016, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000806.
- [178] D. V. Bompa et A. Y. Elghazouli, « Monotonic and cyclic performance of threaded reinforcement splices », in *Structures*, Elsevier, 2018, p. 358-372. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012418301358>
- [179] M. R. Shokrzadeh, F. Nateghi Allahe, M. R. Mansoori, P. Javadi, M. R. Mansoori, et P. Javadi, « Failure area evaluation of the coupler with threaded bar: Experimental and Numerical study », *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 12, n° 1, p. 531-543, 2022.
- [180] H. A. ALI, « Experimental and numerical study of continuous reinforced concrete beams strengthened or retrofitted by bonding composite materials », PhD Thesis, Thèse de doctorat, Université De Reims Champagne-Ardenne, France, 2017. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://theses.fr/api/v1/document/2017REIMS034>

- [181] « Ansys | Engineering Simulation Software ». Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.ansys.com/>
- [182] Q. T. Nguyen et R. Livaoglu, « The effect of the ratio of Λ -shaped shear connectors on the flexural behavior of a reinforced concrete frame », *Advances in Structural Engineering*, vol. 23, n° 12, p. 2724-2740, sept. 2020, doi: 10.1177/1369433220920442.
- [183] M. M. Kadhim, A. Jawdhari, W. Nadir, et L. S. Cunningham, « Behaviour of RC beams strengthened in flexure with hybrid CFRP-reinforced UHPC overlays », *Engineering Structures*, vol. 262, p. 114356, 2022.
- [184] C. A. Issa et O. Masri, « Numerical simulation of the bond behavior between concrete and steel reinforcing bars in specialty concrete », *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, vol. 9, n° 6, p. 767-774, 2015.
- [185] « Differences Between ABAQUS Standard & ABAQUS Explicit ✓ - CAE Assistant ». Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://caeassistant.com/blog/abaqus-standard-or-abaqus-explicit/>
- [186] « Implicit Vs Explicit Finite Element Analysis: When to Use Which? » Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://simulation-blog.technia.com/simulation/implicit-vs-explicit-finite-element-analysis>
- [187] D. A. U. Witwit et N. A. Jasim, « Assessment of the flexural capacity of composite reinforced concrete beams using experimental tests and finite element analysis », in *Journal of Physics: Conference Series*, IOP Publishing, 2021, p. 012066. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1742-6596/1895/1/012066/meta>
- [188] A. M. Jabbar, D. H. Mohammed, et Q. A. Hasan, « A numerical study to investigate shear behavior of high-strength concrete beams externally retrofitted with carbon fiber reinforced polymer sheets », *International Journal of Engineering*, vol. 36, n° 11, p. 2112-2123, 2023.
- [189] D. Zhang, Q. Wang, et J. Dong, « Simulation study on CFRP strengthened reinforced concrete beam under four-point bending », *Computers and Concrete*, vol. 17, n° 3, p. 407-421, 2016.
- [190] C. Le Thanh, H.-L. Minh, et T. Sang-To, « A nonlinear concrete damaged plasticity model for simulation reinforced concrete structures using ABAQUS », *Fracture and Structural Integrity*, vol. 16, n° 59, p. 232-242, 2022.
- [191] Y. Sümer et M. Aktaş, « Defining parameters for concrete damage plasticity model », *Challenge Journal of Structural Mechanics*, vol. 1, n° 3, p. 149-155, 2015.
- [192] Y. Tao et J. F. Chen, « Concrete Damage Plasticity Model for Modeling FRP-to-Concrete Bond Behavior », *J. Compos. Constr.*, vol. 19, n° 1, p. 04014026, févr. 2015, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000482.
- [193] B. Standard, « Eurocode 2: Design of concrete structures— », *Part*, vol. 1, n° 1, p. 230, 2004.
- [194] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, et Ejjj. Oñate, « A plastic-damage model for concrete », *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, n° 3, p. 299-326, 1989.
- [195] W.-F. Chen, *Plasticity in reinforced concrete*. J. Ross Publishing, 2007. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://books.google.com/books?hl=en&lr=&id=FGp-U4hNjggC&oi=fnd&pg=PR9&dq=Chen,+W.F.,+2007.+Plasticity+in+reinforced+concret>

e.+J.+Ross+Publishing.&ots=gWN6KHKwKa&sig=7uMV6PhKAmMRNIONJHeaVRj7eHQ

- [196] H. Kupfer, H. K. Hilsdorf, et H. Rusch, « Behavior of concrete under biaxial stresses », in *Journal proceedings*, 1969, p. 656-666. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur:
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&id=7388>
- [197] R. T. Mabrouk et A. Mounir, « Behavior of RC beams with tension lap splices confined with transverse reinforcement using different types of concrete under pure bending », *Alexandria engineering journal*, vol. 57, n° 3, p. 1727-1740, 2018.
- [198] E. Hognestad, « Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members », *University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no. 399*, 1951, Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur:
<https://www.ideals.illinois.edu/items/4902/bitstreams/19186/data.pdf>
- [199] « Abaqus Documentation 6.10 | PDF | Graphical User Interfaces | Information Science », Scribd. Consulté le: 14 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur:
<https://www.scribd.com/doc/276102669/Abaqus-documentation-6-10>
- [200] R. Nayal et H. A. Rasheed, « Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars », *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 18, n° 6, p. 831-841, déc. 2006, doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:6(831).
- [201] « Abaqus », Dassault Systèmes. Consulté le: 16 mars 2025. [En ligne]. Disponible sur:
<https://www.3ds.com/products/simulia/abaqus>
- [202] S. Fagerhøi et A. K. Bergsbakken, « Abaqus FEA with Concrete Damaged Plasticity and its feasibility in recreating laboratory experiments: A numerical analysis and sensitivity study », Master's Thesis, OsloMet-Storbyuniversitetet, 2023. Consulté le: 7 avril 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://oda.oslomet.no/oda-xmlui/handle/11250/3101600>