



Projet National de recherche et développement

RAPPORT DE RECHERCHE

Thème 2 Comportement structurel : poutres en flexion

Auteurs :
H. MERCADO-MENDOZA, K. APEDO,
P. WOLFF, L. CHIRIATTI
IJL Nancy - ICube

R/16/RECY/034
LC/15/RECY/68
Octobre 2016

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES.....	1
LISTE DES FIGURES	3
LISTE DES TABLEAUX	5
INTRODUCTION GENERALE.....	6
CADRE EXPERIMENTAL.....	8
1./ DEFINITION DES PARAMETRES EXPERIMENTAUX DE BASE.....	9
1.1./ Introduction	9
1.2./ Les formulations des bétons	9
1.3./ Définition de l'essai et des corps d'épreuve.....	10
2./ LES MATERIAUX D'ETUDE – PROPRIETES.....	14
2.1./ Fabrication et constituants.....	14
2.2./ Caractéristiques rhéologiques et mécaniques des bétons	15
2.3./ Caractéristiques mécaniques de l'acier de renfort	17
3./ TEST DE FLEXION SUR POUTRES – PROTOCOLE EXPERIMENTAL	19
3.1./ Introduction	19
3.2./ Dispositif de mise en charge.....	19
3.3./ Dispositif de mesure	22
3.4./ Procédure expérimentale	26
CADRE THEORIQUE.....	29
4./ FONDEMENTS DE LA REGLEMENTATION.....	30
4.1./ Introduction	30
4.2./ Paramètres avant fissuration.....	31
4.3./ Paramètres d'une section complètement fissurée.....	32
4.4./ Comportement d'une pièce après fissuration	33
4.4.1./ Condition de formation d'une nouvelle fissure.....	35
4.4.2./ Espacement probable entre les fissures	36
4.4.3./ Ouverture des fissures	38
4.4.3.1./ Paramètre ζ	40
5./ PRESCRIPTIONS DE L'EUROCODE 2	43
5.1./ <i>ELS</i> – Calcul de l'ouverture des fissures.....	43
5.1.1./ Espacement entre fissures.....	43
5.1.2./ Ecart des déformations	43
5.2./ <i>ELS</i> – Paramètres de déformation et flèche.....	45
5.3./ Paramètres aux <i>ELU</i>	45

ANALYSE DES TESTS DE FLEXION – RESULTATS ET DISCUSSION.....	47
6./ PARAMETRES DE BASE DE L’ANALYSE	48
6.1./ Introduction	48
6.2./ Paramètres géométriques et mécaniques	49
6.3./ Modèle structural et sollicitation externe	50
7./ RESULTATS EXPERIMENTAUX D’ENSEMBLE	51
7.1./ Séquence expérimentale et effet du chargement permanent	51
7.2./ Vue d’ensemble des paramètres mesurés et validation du dispositif de mesure..	54
7.2.1./ Largeurs d’ouverture des fissures.....	54
7.2.2./ Flèches	57
7.2.3./ Validation du dispositif de mesure	60
7.2.4./ Phase de rupture.....	63
8./ ANALYSE VIS-A-VIS DES PRESCRIPTIONS DE L’EUROCODE 2.....	66
8.1./ Paramètres de fissuration.....	66
8.1.1./ Espacement entre fissures.....	66
8.1.2./ Largeur d’ouverture des fissures	70
8.2./ Paramètres de déformation	75
8.2.1./ Déformations	75
8.2.2./ Flèches	79
8.3./ Paramètres de ruine	84
CONCLUSION	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	91

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1	Schéma de l'essai de flexion quatre points et du ferrailage du corps d'éprouve.	12
Fig. 1.2	Plan de ferrailage du corps d'éprouve.	13
Fig. 3.3	Dispositif de mise en charge.	20
Fig. 3.4	Détail d'appui mobile.	20
Fig. 3.5	Détail palonnier de chargement.	21
Fig. 3.6	Capteurs de déplacement.	22
Fig. 3.7	Capteurs d'ouverture des fissures : vue d'ensemble.	23
Fig. 3.8	Capteurs d'ouverture des fissures : détail.	24
Fig. 3.9	Ecran d'interface de la chaîne d'acquisition des signaux.	25
Fig. 3.10	Technique de la corrélation d'images – Logiciel de traitement d'images.	26
Fig. 4.1	Section de béton armé en flexion à l'état I (non fissuré).	32
Fig. 4.2	Section de béton armé en flexion à l'état II (fissuration complète).	33
Fig. 4.3	Pièce fléchie après fissuration – Contraintes et efforts.	34
Fig. 4.4	Zone d'ancrage inefficace au droit d'une fissure.	37
Fig. 4.5	Distribution des déformations dans une pièce fléchie fissurée.	39
Fig. 4.6	Diagramme de comportement de l'acier tendu au sein d'une pièce fléchie.	41
Fig. 6.1	Modèle structural test de flexion quatre points.	50
Fig. 7.1	Diagramme type de l'étape de <i>Fissuration initiale</i> .	51
Fig. 7.2	Diagramme type de l'étape de <i>Chargement permanent</i> .	52
Fig. 7.3	Diagramme type de l'étape de <i>Fissuration finale et rupture</i> .	53
Fig. 7.4	Résultats d'ensemble – Largeurs des fissures – <i>Fissuration initiale</i> .	54
Fig. 7.5	Résultats d'ensemble – Largeurs des fissures – <i>Fissuration finale</i> .	56
Fig. 7.6	Résultats d'ensemble – Flèches – <i>Fissuration initiale</i> .	58
Fig. 7.7	Résultats d'ensemble – Flèches – <i>Fissuration finale</i> .	59
Fig. 7.8	Champ de déformation horizontal type.	60
Fig. 7.9	Champ de déplacement horizontal environnant la fissure de largeur maximale – Poutre <i>RB-01</i> – Etapes de (a) <i>Fissuration initiale</i> et (b) <i>Fissuration finale</i> .	61
Fig. 7.10	Champs de déplacement vertical – <i>Fissuration initiale</i> – Poutre <i>RB-01</i> .	61
Fig. 7.11	Champs de déplacement vertical – <i>Fissuration finale</i> – Poutre <i>RB-01</i> .	62
Fig. 7.12	Résultats d'ensemble – Déplacement du vérin – <i>Fissuration finale et rupture</i> .	64
Fig. 8.1	Faciès de fissuration poutre <i>RB-01</i> .	67
Fig. 8.2	Faciès de fissuration poutre <i>RB-02</i> .	67
Fig. 8.3	Faciès de fissuration poutre <i>RB-03</i> .	67
Fig. 8.4	Faciès de fissuration poutre <i>RB-04</i> .	67
Fig. 8.5	Largeur d'ouverture des fissures – Poutre <i>RB-01</i> .	71
Fig. 8.5bis	Largeur d'ouverture des fissures – ζ non-linéaire – Poutre <i>RB-01</i> .	72
Fig. 8.6	Largeur d'ouverture des fissures – Poutre <i>RB-02</i> .	73
Fig. 8.7	Largeur d'ouverture des fissures – Poutre <i>RB-03</i> .	74
Fig. 8.8	Largeur d'ouverture des fissures – Poutre <i>RB-04</i> .	74
Fig. 8.9	Déformation du béton – Poutre <i>RB-01</i> .	76
Fig. 8.10	Déformation du béton – Poutre <i>RB-02</i> .	77
Fig. 8.11	Déformation du béton – Poutre <i>RB-03</i> .	77
Fig. 8.12	Déformation du béton – Poutre <i>RB-04</i> .	78

Fig. 8.13	Logiciel de calcul mathématique formel – Calcul « rigoureux » de la flèche.....	80
Fig. 8.14	Flèche – Poutre <i>RB-01</i>	81
Fig. 8.15	Flèche – Poutre <i>RB-02</i>	81
Fig. 8.16	Flèche – Poutre <i>RB-03</i>	82
Fig. 8.17	Flèche – Poutre <i>RB-04</i>	82

LISTE DES TABLEAUX

Tab. 1.1	Formulations de béton	10
Tab. 2.1	Compositions des bétons (d'après Sedran, 2013, Tab. 15)	14
Tab. 2.2	Caractéristiques physiques des granulats	15
Tab. 2.3	Caractéristiques rhéologiques des bétons	15
Tab. 2.4	Echéancier de réalisation des essais sur éprouvettes	16
Tab. 2.5	Caractéristiques mécaniques des bétons	17
Tab. 2.6	Caractéristiques mécaniques de l'acier de renfort	17
Tab. 6.1	Calendrier de fabrication et de test des corps d'épreuve	48
Tab. 6.1	Paramètres géométriques et mécaniques des sections des poutres	49
Tab. 7.1	Variation de la force pendant l'étape de <i>Chargement permanent</i>	52
Tab. 7.2	Comparaison mesures capteurs inductifs/corrélation d'images – <i>Fissuration initiale</i> – Poutre <i>RB-01</i>	63
Tab. 7.3	Comparaison mesures capteurs inductifs/corrélation d'images – <i>Fissuration finale</i> – Poutre <i>RB-01</i>	63
Tab. 8.1	Relevé et calcul de l'espacement entre les fissures	67
Tab. 8.2	Analyse des paramètres de ruine	85

INTRODUCTION GENERALE

Le présent document est un rapport de recherche rédigé dans le cadre de l'étude effectuée au sein du laboratoire *ICube* de Strasbourg correspondant à l'Action n° 13 dans le Thème 2 « Matériaux et Structure » du *Projet National Recybéton*. L'objectif de cette action est d'évaluer **l'applicabilité des règles de l'Eurocode 2 aux bétons de granulats recyclés au moyen d'un test de flexion sur poutres en béton armé**. Dans ce sens, cette étude concerne plus spécifiquement le **comportement mécanique des bétons recyclés à l'état durci** au sein du thème mentionné.

Dans un cadre expérimental de ce rapport, le contexte de l'étude est initialement présenté, accompagné des critères qui ont mené à la définition des formulations à être étudiées, de la configuration de l'essai à mettre en œuvre et des caractéristiques des corps d'épreuve à être testés. Par ailleurs, des essais de caractérisation rhéologique et mécanique ont été réalisés sur les matériaux utilisés. Les résultats de ces essais sont présentés dans un deuxième temps. Pour fermer le cadre expérimental, le protocole du test de flexion quatre points au cœur de ce travail est présenté. Ce protocole concerne ainsi les dispositifs de mise en charge et de mesure mais aussi la procédure expérimentale qui a été suivie.

La cadre théorique qui se trouve en deuxième partie de ce rapport passe en revue les fondements essentiels sur lesquels se base la réglementation en vigueur en ce qui concerne les pièces en flexion. Les préconisations de l'*Eurocode 2* à cet égard sont détaillées ensuite.

La troisième partie comprend la présentation des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre du présent travail, leur analyse vis-à-vis des préconisations mentionnées ainsi que les discussions qui en découlent. Un premier volet de cette partie, concerne les paramètres géométriques et mécaniques de base qui ont été pris en compte pour l'application des règles de l'*Eurocode 2*. Par la suite, les résultats d'ensemble sont présentés. Ils ont permis d'avoir une vue comparative globale sur les résultats expérimentaux pour les différentes formulations testées. Finalement, ces résultats sont analysés vis-à-vis des règles de calcul de l'*Eurocode 2*. Ainsi, les paramètres de fissuration (espacement entre les fissures et largeur d'ouverture des fissures), les paramètres de déformation (déformation du béton en compression et flèche) et

les paramètres de ruine des pièces en flexion sont étudiés pour chacune des formulations qui ont fait l'objet des tests de flexion.

Sur la base des éléments donnés dans le cadre théorique, l'analyse des résultats expérimentaux a permis d'émettre certaines observations sur l'applicabilité de préconisations de l'*Eurocode 2*, en termes des différents paramètres mentionnés ci-dessus, et en ce qui concerne les bétons fabriqués à base de granulats recyclés. Cette analyse a permis également de tenter de proposer des éventuelles pistes d'optimisation des règles en question lorsqu'il agit de l'utilisation des granulats recyclés.

PARTIE I

CADRE EXPERIMENTAL

1./ DEFINITION DES PARAMETRES EXPERIMENTAUX DE BASE

1.1./ Introduction

S'inscrivant dans le cadre du *Projet National Recybéton* (dorénavant appelé *PN* dans ce document), l'objectif essentiel de la présente étude est d'évaluer l'impact de l'utilisation de granulats recyclés de béton sur le comportement structurel des pièces en béton armé (fabriquées à partir desdits granulats) soumises à flexion, notamment vis-à-vis des spécifications du règlement en vigueur pour la conception de ce type d'éléments structuraux, à savoir la norme *NF EN 1992-1-1* (2005) (dorénavant appelée *Eurocode 2* dans ce document). Dans ce but, des essais de flexion sur poutres en béton armé ont été réalisés au sein du laboratoire *ICube-Strasbourg*.

Les caractéristiques géométriques des corps d'épreuve, ainsi que la configuration de leur renfort en acier, tout comme la procédure expérimentale des essais mentionnés ont été fixées en accord avec l'expert mandaté par le *PN*.

1.2./ Les formulations des bétons

Les différentes formulations des bétons utilisées pour la fabrication des poutres de la présente étude, ont été choisies parmi les formulations de référence du *PN*^a. Les critères qui ont guidé les partenaires du *PN* dans ce choix sont, notamment : avoir une formulation de référence à base de granulats naturels uniquement, essayer de dissocier les effets du sable et du gravillon recyclés, tester une formulation faite à base de granulats recyclés uniquement et correspondre aux formulations précédemment étudiées dans le cadre d'une action complémentaire du *PN* (étude de l'adhérence béton/armature : Wardeh et al., 2015).

Par ailleurs, les partenaires du *PN* ont décidé de viser la classe de résistance de plus large utilisation dans le domaine du génie civil, toujours parmi celles définies par le *PN*, à

^a La mise au point de ces formulations de référence fait l'objet d'une étude effectuée à l'*IFSTTAR* (Sedran, 2013).

savoir la classe *C25/30* suivant l'*Eurocode 2* (§3.1.2). Ainsi, les formulations retenues, au nombre de quatre, sont détaillées dans le Tab. 1.1.

Tab. 1.1 Formulations de béton

Formulation	Taux de substitution massique [%]	
	Sable recyclé	Gros granulats recyclés
<i>C25/30-0R-0R</i>	0	0
<i>C25/30-0R-100R</i>	0	100
<i>C25/30-30R-30R</i>	30	30
<i>C25/30-100R-100R</i>	100	100

1.3./ Définition de l'essai et des corps d'épreuve

Principe de l'essai

Tel qu'indiqué précédemment, le but essentiel est ici d'évaluer l'applicabilité des règles définies par l'*Eurocode 2*. Or, celles-ci tiennent compte d'une section de béton armé sollicitée uniquement par un moment fléchissant, c'est-à-dire en *flexion pure*. Ainsi, il a été défini la réalisation d'un essai de *flexion quatre points* (cf. Fig. 1.1) car celui-ci permet en effet de générer^b le type de sollicitation cherché (flexion pure) dans une partie de la pièce sous test.

Dimensions des corps d'épreuve

Il a été cherché à réaliser les essais sur des corps d'épreuve ayant de dimensions représentatives d'éléments structuraux dans les constructions courantes du domaine du génie civil. C'est pourquoi le choix s'est porté sur des poutres de cinq mètres de longueur.

Afin d'avoir des valeurs appropriées d'élançement (à l'égard des valeurs attendues des paramètres telles la flèche et la taille des fissures) et de rapport de forme (lié au risque de déversement), la section transversal des poutres a été fixée à 40 cm x 15 cm. Ces dimensions correspondent sans doute à des pièces dont la fabrication est plus laborieuse par rapport à d'autres de taille inférieure, qui sont plus rapides à élaborer et dont la manutention à l'état

^b En négligeant le poids propre du corps d'épreuve.

durci est plus aisée ; néanmoins, comme dit ci-dessus, le critère qui a prévalu est la représentativité d'un cas proche de la réalité des ouvrages de génie civil.

Ferraillage

Etant donné qu'en pratique la conception de poutres sur-armées (rupture fragile par compression du béton) est peu courante^c et que, par ailleurs, l'influence des granulats recyclés sur le comportement en compression du béton a été abordée dans une autre action du *PN* (comportement structurel : poteaux), le choix s'est ici arrêté sur des poutres de type sous-armées (ruine due à la perte d'intégrité par plastification de l'acier de renfort). Qui plus est, afin de mettre en évidence d'une manière adéquate les paramètres inhérents aux *états limites de service (ELS)*, il a été jugé préférable d'utiliser un taux de ferraillage modéré.

En conséquence, deux critères essentiels ont été considérés pour définir le renfort longitudinal des poutres : d'un côté, le rapport entre le moment fléchissant qui est censé occasionner la première fissure dans le béton^d et le moment fléchissant censé produire la taille de fissure de référence minimale préconisée par l'*Eurocode 2*^e ; d'un autre côté, le rapport entre le moment fléchissant qui est censé occasionner la ruine de la pièce^f et le moment fléchissant censé produire une taille de fissure de référence maximale préconisée par l'*Eurocode 2*^g.

Par ailleurs, compte tenu des préconisations de l'*Eurocode 2* sur la condition de non-fragilité (rupture fragile par traction du béton après plastification de l'acier de renfort^h et du ferraillage minimale concernant la maîtrise de la fissurationⁱ), le renfort longitudinal des corps d'épreuve a été fixé à deux barres *HA* de 12 mm de diamètre (cf. Fig. 1.2).

Quant au renfort transversal, afin de s'affranchir du risque de corrélation entre l'espacement de fissures dues au moment fléchissant et la position des cadres de renfort transversal, il a été préféré de ne pas renforcer les corps d'épreuve au moyen de cadres dans la

^c Les poutres sur-armées sont en effet peu économes car leur acier de renfort n'est pas exploité de manière optimale (cf. Granju, 2012, §D.II.4.3 et Ricotier, 2012, §8.4.2).

^d *NF EN 1992-1-1*, 2005, §7.4.3(3).

^e *NF EN 1992-1-1*, 2005, Tab. 7.1N.

^f *NF EN 1992-1-1*, 2005, §6.1.

^g *NF EN 1992-1-1*, 2005, Tab. 7.1N.

^h *NF EN 1992-1-1*, 2005, §9.2.1.1(1).

ⁱ *NF EN 1992-1-1*, 2005, §7.3.2(2).

zone entre les points de chargement (*force palonnier* de Fig. 1.1)^j. En dehors de cette zone, un renfort réglementaire suivant l'*Eurocode 2* vis-à-vis de l'effort tranchant a été pourvu. Ainsi, les corps d'épreuve ont été renforcés suivant le plan montré dans la Fig. 1.2.

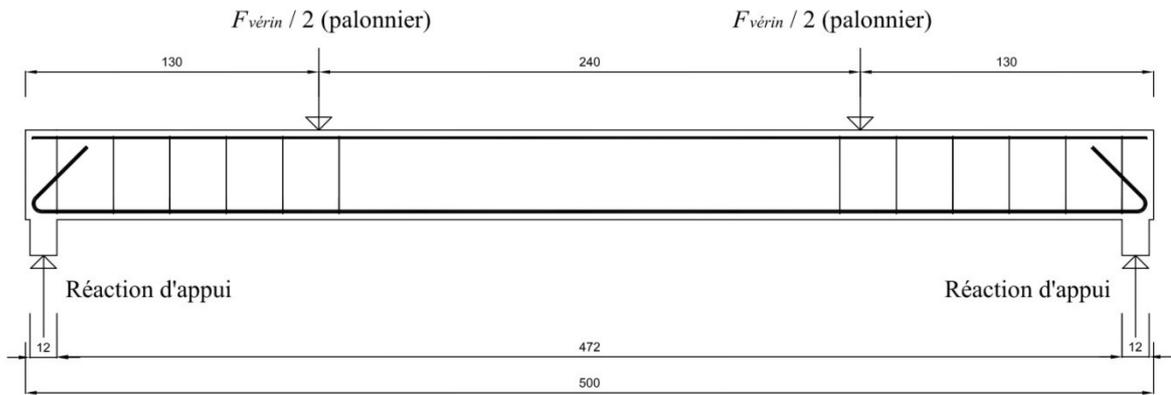


Fig. 1.1 Schéma de l'essai de flexion quatre points et du ferrailage du corps d'épreuve.

^j La zone dite en flexion pure, entre les deux points de charge dans l'essai de flexion quatre points, est soumise en réalité à un effort tranchant très faible dû au poids propre de la pièce sous test. Ainsi, une vérification de la résistance du béton non armé transversalement a été effectuée afin d'éviter tout risque de rupture fragile de la pièce à cause de l'effort tranchant dans la zone en question.

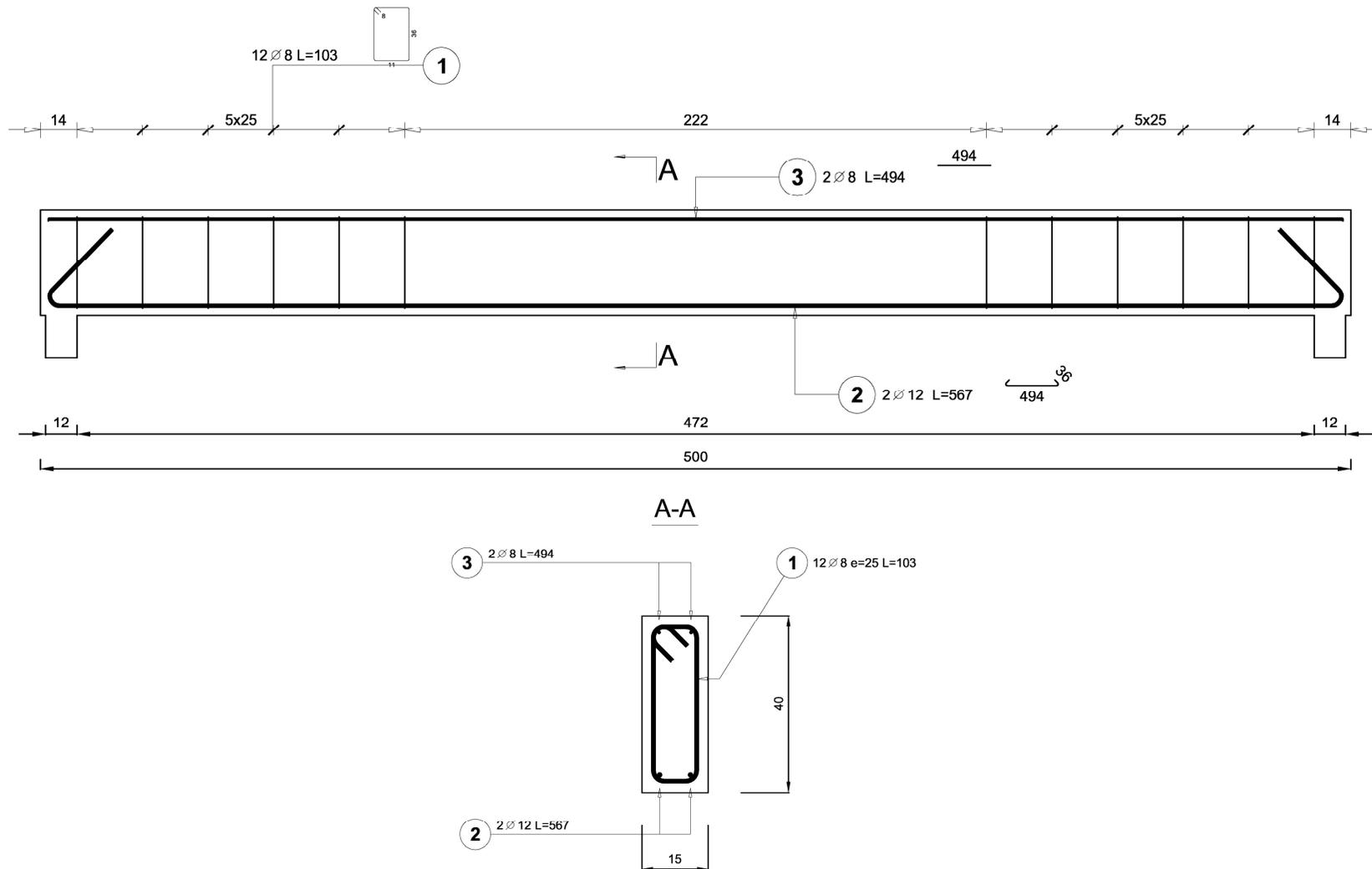


Fig. 1.2 Plan de ferrailage du corps d'épreuve.

2./ LES MATERIAUX D'ETUDE – PROPRIETES

2.1./ Fabrication et constituants

Les quatre types de béton utilisés dans cette étude (cf. Tab. 1.1) ont été formulés selon les compositions définies dans le rapport *R/13/RECY/003* (étude de mise au point des formules de référence du *PN* : Sedran, 2013). Ainsi, les constituants de chacune des formulations, livrés à *ICube-Strasbourg* par le *PN*, sont reportés dans le Tab. 2.1.

Tab. 2.1 Compositions des bétons (d'après Sedran, 2013, Tab. 15)

Constituant	Formulation			
	C25/30-0R-0R	C25/30-0R-100R	C25/30-30R-30R	C25/30-100R-100R
	[kg.m ⁻³]			
Ciment <i>CEM III/A 42,5 N</i>	270	282	277	326
Filler calcaire <i>Betocarb HP OG</i>	45	31	31	50
Sable <i>Sandrancourt 0/4</i>	780	806	500	—
Sable recyclé 0/4	—	—	218	673
Gravillon <i>Givet 4/10</i>	267	—	171	—
Gravillon recyclé 4/10	—	163	145	304
Gravillon <i>Givet 6,3/20</i>	820	—	552	—
Gravillon recyclé 10/20	—	701	167	442
Superplastifiant <i>MC PowerFlow 3140</i>	1,31	1,40	1,08	1,18
Retardateur <i>Centrament Retard 370</i>	—	—	1,1	2,6
Eau efficace	180	189	185	199

Les différents bétons en question ont été coulés suivant la procédure établie dans le rapport mentionné, notamment en ce qui concerne la pré-humidification des granulats

(Sedran, 2013, §3.1) et les temps de malaxage (Sedran, 2013, §3.2). Dans ce but, la *masse volumique réelle* (ρ_{rd}) et le *coefficient d'absorption d'eau* (W_{24}) des granulats qui ont été livrés à Strasbourg par le *PN* ont été déterminés suivant la norme *NF EN 1097-6* (2001), tel que montré dans le Tab. 2.2.

Tab. 2.2 Caractéristiques physiques des granulats

Granulat	ρ_{rd}	WA_{24}
	[g.cm ⁻³]	[%]
Sable <i>Sandrancourt</i> 0/4	2,58	1,08
Sable recyclé 0/4	2,07	9,86
Gravillon <i>Givet</i> 4/10	2,74	0,89
Gravillon recyclé 4/10	2,32	5,85
Gravillon <i>Givet</i> 6,3/20	2,70	0,54
Gravillon recyclé 10/20	2,34	5,41

Les résultats montrés dans le Tab. 2.2 concordent avec ceux obtenus précédemment dans le cadre d'autres études du *PN* [cf. les Tableaux 1 et 2 établis par Wardeh et al. (2015) les récapitulants].

2.2./ Caractéristiques rhéologiques et mécaniques des bétons

Certaines caractéristiques rhéologiques (à l'état frais) des bétons utilisés dans la fabrication des poutres dont traite le présent travail ont été mesurées. Les normes ayant été respectées, ainsi que les résultats obtenus son montrés dans le Tab. 2.3.

Tab. 2.3 Caractéristiques rhéologiques des bétons

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Affaissement (<i>NF EN 12350-2</i> , 2012)	h [mm]	67	65	113	168
Classe de consistance (<i>NF EN 206-1</i> , 2004)	—	S2	S2	S3	S4
Teneur en air (<i>NF EN 12350-7</i> , 2012)	A [%]	1,4	2,5	1,7	3,1

Plusieurs éprouvettes ont également été confectionnées avec chacun des différents bétons mentionnés plus haut, afin de déterminer notamment leurs caractéristiques mécaniques

suivantes : résistance à la compression, module de déformation, résistance à la traction par fendage sur des éprouvettes cylindriques et résistance à la traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques. Les essais correspondants ont été effectués suivant l'échéancier du Tab. 2.4 et ont été réalisés en suivant les normes détaillées dans le Tab. 2.5. Les résultats obtenus sont également montrés dans le Tab. 2.5 comme la moyenne d'au moins trois essais accompagnées de leur écart type.

Tab. 2.4 Echéancier de réalisation des essais sur éprouvettes

Formulation	Date coulage béton	Réalisation essais sur éprouvettes	
		Date	Age béton [jour]
C25/30-0R-0R	11/06/2015	09/07/2015	28
C25/30-0R-100R	09/09/2015	08/10/2015	29
C25/30-30R-30R	16/09/2015	16/10/2015	30
C25/30-100R-100R	04/11/2015	03/12/2015	29

Le but essentiel du présent travail est de vérifier l'applicabilité des règles de calcul en vigueur (*Eurocode 2 : NF EN 1992-1-1*, 2005) aux éléments fléchis en béton de granulats recyclés armé. Il faut donc noter que les différents paramètres du Tab. 2.5, caractérisant les matériaux utilisés, ont servi à effectuer les calculs correspondant aux règles en question (cf. Partie III). Ainsi, un *nom de référence* a été donné à chacune des formulations de béton utilisées, qui est donc celui qui sert à identifier les poutres testées en flexion. Ce nom est spécifié dans le Tab. 2.5. Par ailleurs, un des paramètres d'entrée fondamentaux des règles mentionnées est la résistance à la traction directe du béton f_{ct} [*Eurocode 2*, §3.1.2(7)]. Aussi, ladite résistance a été calculée à partir des résultats des essais de résistance à la traction par fendage et en flexion selon *NF EN 1992-1-1* (2005), Eqs. (3.2) et (3.23), respectivement. Le Tab. 2.5 inclut aussi les valeurs de f_{ct} qui ont été obtenues.

Tab. 2.5 Caractéristiques mécaniques des bétons

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Nom de référence		<i>RB-01</i>	<i>RB-02</i>	<i>RB-03</i>	<i>RB-04</i>
Masse volumique apparente	ρ_a [kg.m ⁻³]	2346,4 ± 20,4	2188,0 ± 9,0	2251,1 ± 8,4	2040,8 ± 18,9
Résistance en compression (<i>NF EN 12390-3</i> , 2012)	f_{cm} [MPa]	30,1 ± 2,6	26,4 ± 0,2	27,6 ± 0,4	23,7 ± 2,1
Résistance en traction par fendage (<i>NF EN 12390-6</i> , 2012)	$f_{cm,sp}$ [MPa]	2,8 ± 0,3	2,2 ± 0,1	2,5 ± 0,2	2,0 ± 0,1
Résistance à la traction en flexion (<i>NF EN 12390-5</i> , 2012)	$f_{cm,fl}$ [MPa]	4,6 ± 0,2	4,1 ± 0,1	3,9 ± 0,2	3,2 ± 0,2
Résistance calculée à la traction directe	f_{cm} [MPa]	2,8	2,3	2,4	1,9
Module d'élasticité sécant (<i>prEN 12390-13</i> , 2012)	E_{cm} [GPa]	31,8 ± 1,1	24,2 ± 1,1	23,0 ± 1,3	15,3 ± 1,1

2.3./ Caractéristiques mécaniques de l'acier de renfort

Comme mentionné dans la §1.3./, des barres à haute adhérence ont été utilisées pour le renfort des poutres testées en flexion dans la présente étude. Ainsi, des essais de traction ont été effectués sur les barres de renfort principal des poutres (Fig. 1.2), suivant la norme *ISO 6892-1* (2009), afin de les caractériser mécaniquement. Comme pour les bétons de la section précédente, les caractéristiques mécaniques déterminées pour l'acier ont servi à effectuer les calculs des poutres testées en flexion (Partie III) suivant l'*Eurocode 2*. Ainsi, les résultats des essais de traction sont synthétisés dans le Tab. 2.6 suivant la nomenclature et la notation de l'*Eurocode 2* (*NF EN 1992-1-1*, 2005, §3.2).

Tab. 2.6 Caractéristiques mécaniques de l'acier de renfort

Module d'élasticité	E_s	[GPa]	201,3 ± 5,5
Limite d'élasticité	$f_{0,2k}$	[MPa]	555,0 ± 8,7
Résistance en traction	f_t	[MPa]	623,7 ± 11,9
$k = f_t / f_{0,2k}$	—	—	1,12 ± 0,01
Allongement sous charge maximale	ε_{uk}	[%]	5,44 ± 0,35

Les différentes caractéristiques du Tab. 2.6 satisfont les critères de compatibilité d'utilisation avec l'*Eurocode 2* pour un acier de classe *B* (*NF EN 1992-1-1*, 2005, *ibid.* et Tab. C.1).

3./ TEST DE FLEXION SUR POUTRES – PROTOCOLE EXPERIMENTAL

3.1./ Introduction

Comme indiqué dans la §1.1./, la présente étude se base notamment sur la réalisation des tests de flexion sur poutres d'importantes dimensions. Les différents paramètres d'exécution propres à ces tests de *flexion quatre points* (cf. §1.3./), ainsi que les moyens mis en œuvre afin d'effectuer les mesurés au cours de ces essais sont décrits par la suite. De même, la procédure expérimentale de réalisation des tests – définie en accord avec l'expert mandaté par le *PN* – est détaillée plus loin dans ce chapitre (§3.4./).

3.2./ Dispositif de mise en charge

Chacune des poutres testées a été placée au centre d'une dalle d'essais d'une épaisseur de 1,20 m. Elle est appuyée au Nord et au Sud sur deux piles en béton armé portant deux appuis mobiles dans la direction Nord-Sud (cf. Fig. 3.3). Chaque appui est surmonté d'un demi-cylindre et d'un bloc métalliques assurant un contact linéaire sur toute la largeur de la poutre (cf. Fig. 3.4).

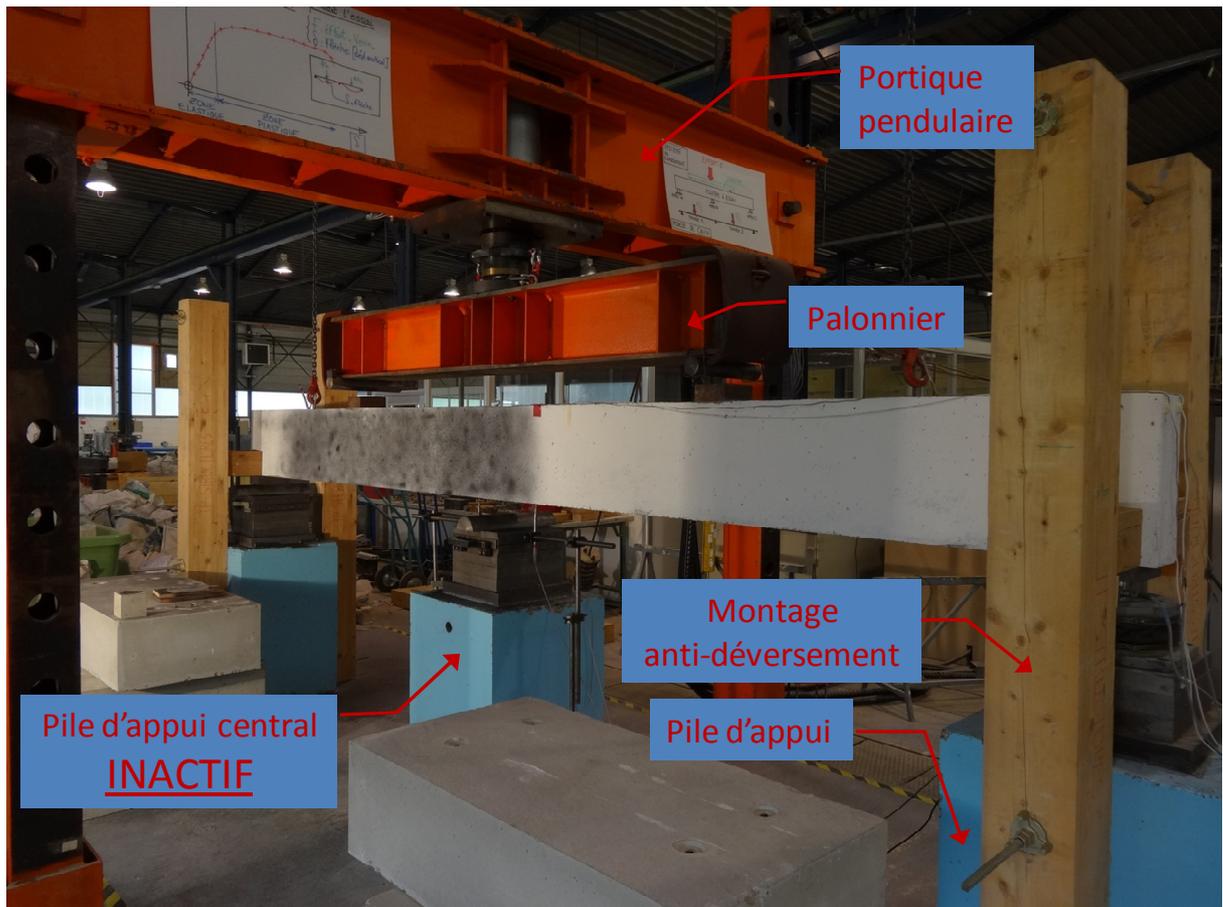


Fig. 3.3 Dispositif de mise en charge.

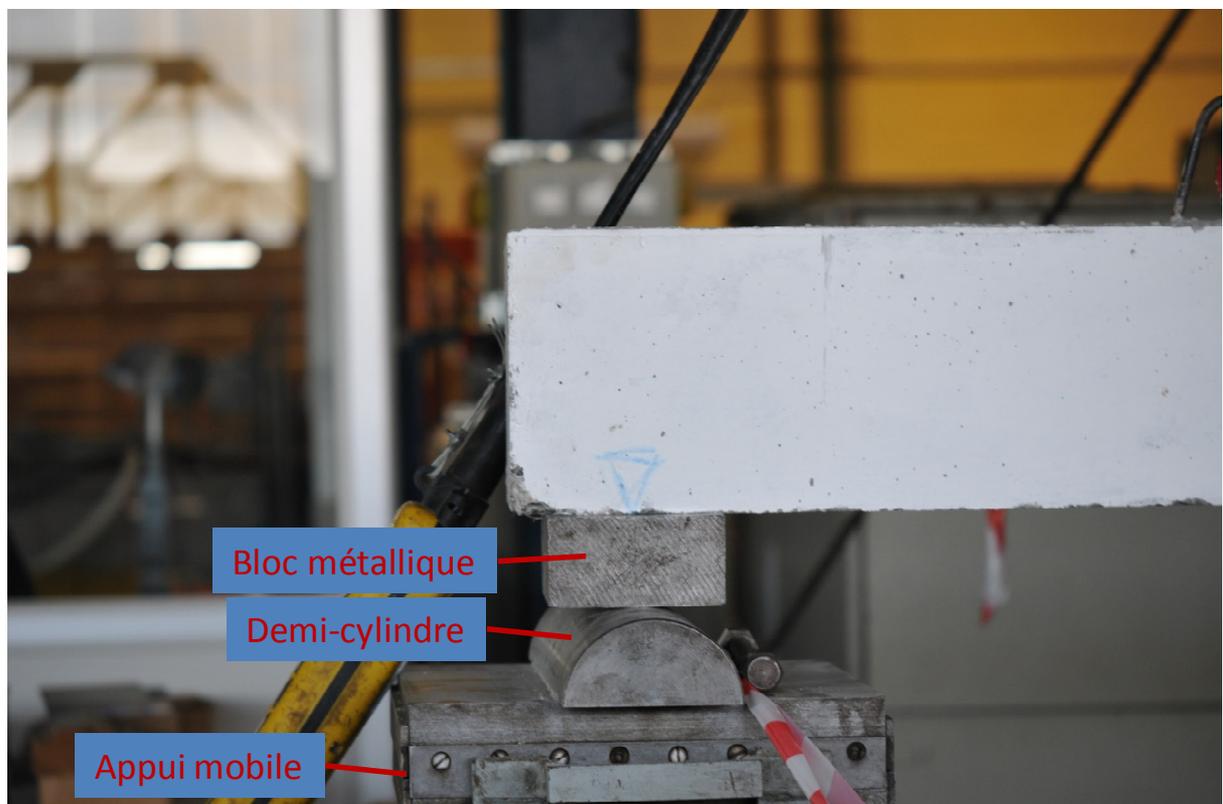


Fig. 3.4 Détail d'appui mobile.

La force de chargement est fournie par un vérin de 640 kN de capacité, fixé à un portique métallique pendulaire (cf. Fig. 3.3). Ce chargement est appliqué par l'intermédiaire d'un palonnier métallique (*force palonnier* de la Fig. 1.1) lié d'un côté au vérin par une rotule à graisse et, d'un autre côté à deux ensembles cylindre-bloc en acier assurant le contact linéaire aux points de chargement propre à l'essai de *flexion quatre points* (cf. Fig. 1.1 et Fig. 3.5). Le fonctionnement pendulaire du portique permet d'obtenir un système auto-stable avec les deux appuis mobiles et un point de chargement à cylindre libre de tourner autour de son axe, le second étant un cylindre solidaire du palonnier. Les lignes d'action de la force du vérin et de celle du chargement sont ainsi connues avec une très grande précision.

Le vérin est raccordé à une centrale servo-hydraulique *Schenck-Trebel* qui comprend un groupe hydraulique ainsi qu'une armoire de commande. Pour des raisons de sécurité, l'asservissement est réalisé à partir de la course du vérin.



Fig. 3.5 Détail palonnier de chargement.

3.3./ Dispositif de mesure

Sollicitations

La force et la course du vérin, ainsi que la réaction sur l'appui Nord sont données en continu sous forme de tension proportionnelle par l'armoire de commande.

Déplacements

Les déplacements sont mesurés par deux capteurs inductifs (LVDT) fixés d'une part sur des supports posés sur la dalle et, d'autre part sur l'axe longitudinal de la sous-face de la poutre. Ces capteurs se situent à 20 cm de part et d'autre de la mi-travée de la poutre (cf. Fig. 3.6).

Déformations

La déformation de la fibre extrême de béton en compression est mesurée par deux jauges résistives de déformation (100 mm de base, sauf pour la poutre *RB-01* : 50 mm) collées à mi-travée sur la face supérieure de la poutre, de manière symétrique par rapport à son axe longitudinal (l'axe longitudinal des jauges se situant à 3 cm des joues de la poutre).

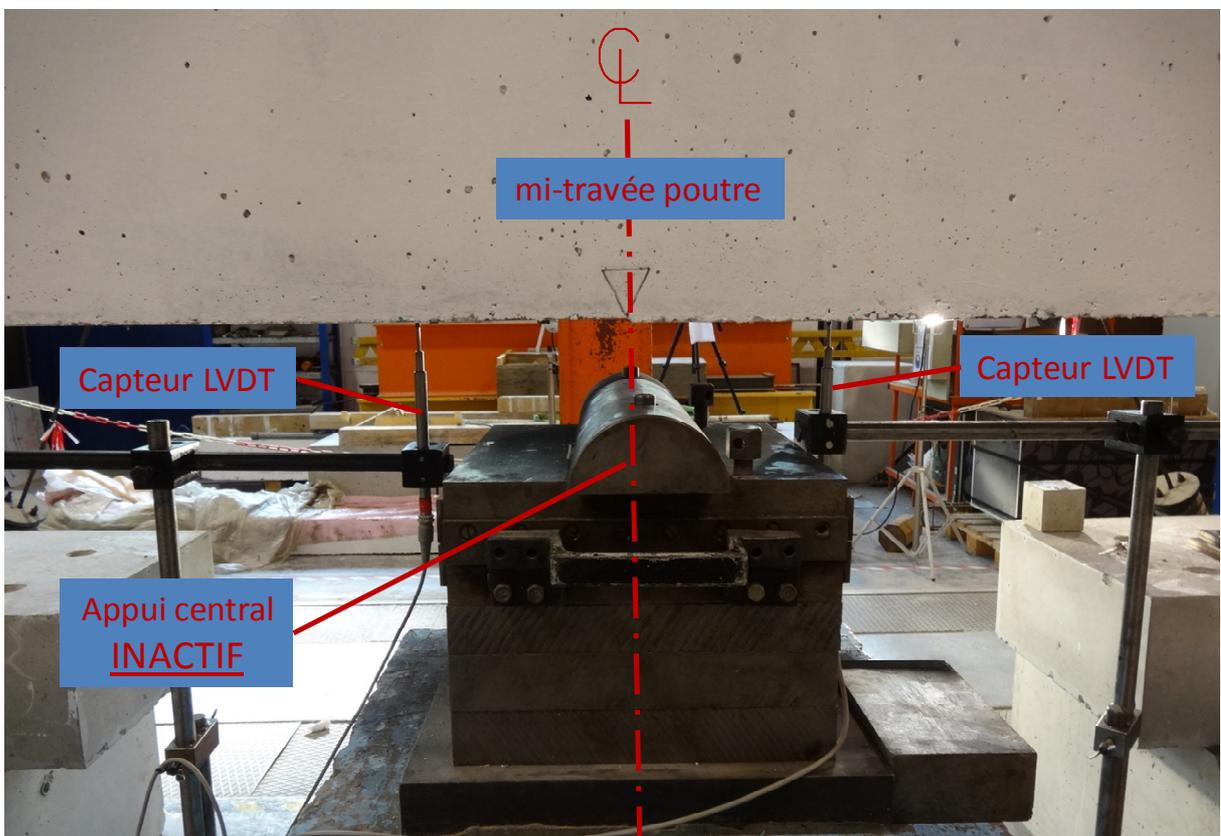


Fig. 3.6 Capteurs de déplacement.

La déformation des barres de renfort longitudinales ($2\phi 12$, Fig. 1.2) à mi-travée de la poutre est mesurée grâce à deux jauges résistives de déformation (2 mm de base) collées sur chacune des dites armatures puis protégées chimiquement et mécaniquement avant le coulage du béton.

Ouvertures des fissures

Les ouvertures des fissures sont mesurées au travers de huit capteurs inductifs à pointes (extensomètres de 25 mm de base) positionnés sur la joue Ouest de la poutre à une hauteur de 2 cm par rapport à sa face inférieure (cf. Fig. 3.7). Chaque capteur est placé à cheval sur une fissure au moyen d'un collier plastique de câblage type *Colson* (cf. Fig. 3.8). Toutes les fissures instrumentées sont situées dans la zone dite en flexion pure (entre les deux points de chargement, *force palonnier* de la Fig. 1.1).



Fig. 3.7 Capteurs d'ouverture des fissures : vue d'ensemble.



Fig. 3.8 Capteurs d'ouverture des fissures : détail.

La mise en place des capteurs des ouvertures des fissures ne peut se faire que si les fissures sont visibles, ce qui a nécessité une étape de pré-chargement de la poutre faisant apparaître le positionnement des fissures le long de la poutre fléchie. Cette étape, ainsi que d'autres concernant la procédure expérimentale suivie lors de la réalisation du test de flexion, seront détaillées dans la §3.4./.

Chaîne d'acquisition

L'ensemble du dispositif de mesure décrit ci-dessus représente au total 17 voies des signaux à relever. Les différentes voies ont été reliées à trois centrales d'acquisition de signaux *Spider 8 (HBM)* et le traitement des signaux en interface avec un ordinateur s'est fait sous le logiciel *Catman (HBM)*. La Fig. 3.9 montre un exemple de l'écran d'interface du logiciel en cours d'acquisition lors du test de flexion sur poutres.

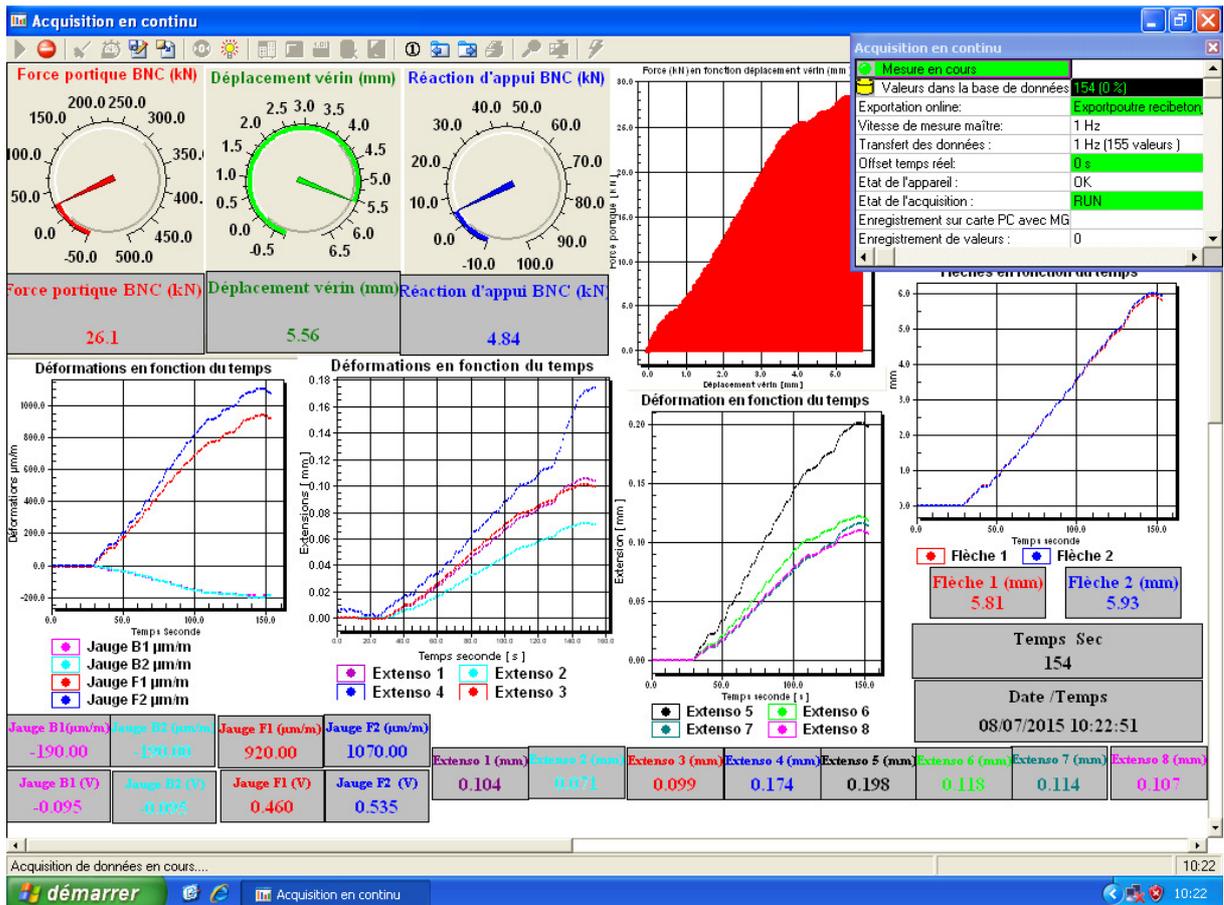


Fig. 3.9 Ecran d'interface de la chaîne d'acquisition des signaux.

D'autres détails liés au relevé des signaux des différents capteurs du dispositif de mesure, telle la fréquence de scrutation, seront abordés dans la §3.4./.

Corrélation d'images

En parallèle à l'utilisation des capteurs inductifs du dispositif de mesure permettant de suivre les ouvertures des fissures et les déplacements de la poutre (cf. supra), la technique de la *corrélation d'images* a été également employée afin de mesurer les paramètres mentionnés pour de fins de vérification.

Cette technique à été mise en œuvre grâce à un appareil photographique de haute résolution ainsi qu'au logiciel de traitement d'images *VIC 2D*, dont la Fig. 3.10 montre une capture d'écran. Les images ont été prises sur la zone centrale des poutres testées en flexion, laquelle a été traitée au moyen d'un mouchetis et éclairée à la lumière blanche froide par deux projecteurs *LED*.

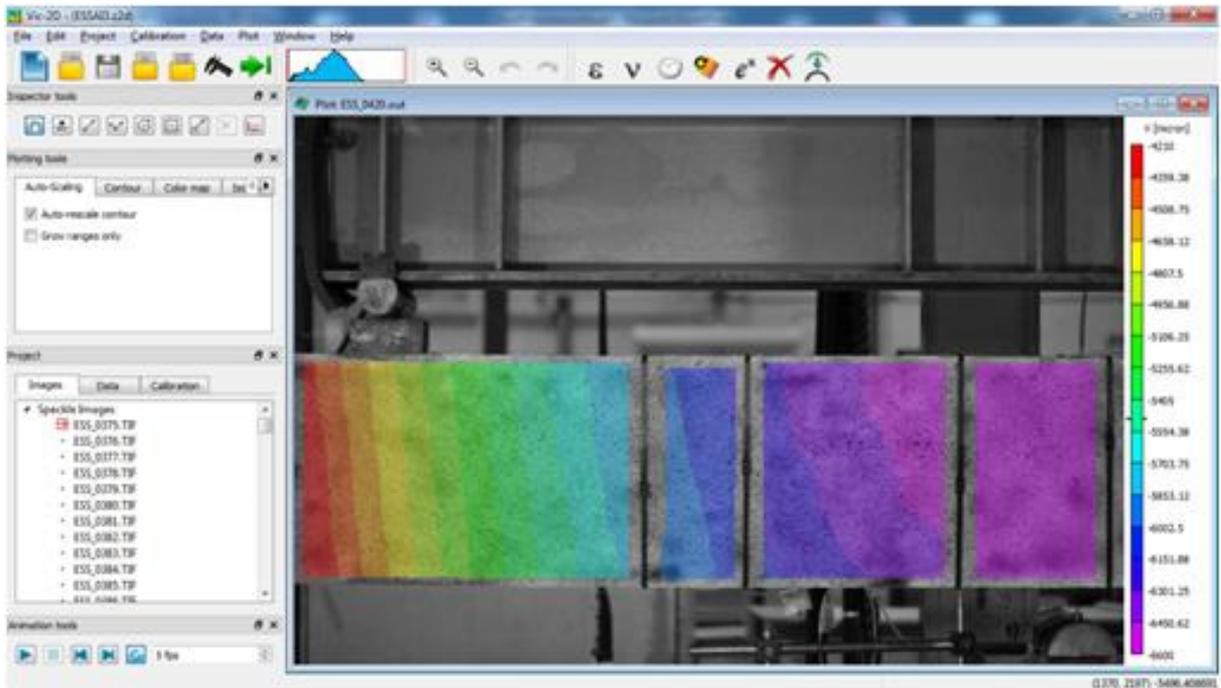


Fig. 3.10 Technique de la corrélation d'images – Logiciel de traitement d'images.

3.4./ Procédure expérimentale

Le déroulement du test sur les poutres dans le banc de flexion (tel que décrit dans la §3.2./) ainsi que le relevé des signaux correspondant aux différents paramètres mesures, au moyen du dispositif de mesure dont traite la §3.3./, s'est effectué selon la procédure suivante :

Pré-fissuration

- Tout d'abord, un pré-chargement a été appliqué sur la poutre afin de faire apparaître les fissures verticales de flexion dans la partie centrale du corps d'épreuve entre les deux points de chargement (*force palonnier* de la Fig. 1.1). Le pré-chargement a été effectué au moyen de la force la plus faible possible, afin d'éviter d'endommager la poutre, qui permette toutefois de rendre à peine visibles les fissures. En parallèle et tout le long de cette étape de pré-fissuration, on relève les signaux de tous les capteurs du dispositif de mesure, à l'exception des extensomètres qui n'ont pas encore été mis en place, grâce à une acquisition faite en continu avec une fréquence de scrutation de 1 Hz.
- Les fissures étant visibles, on les repère au moyen d'un feutre, tout en gardant le pré-chargement appliqué sur la poutre.

- Par la suite, après avoir déchargé la poutre, on effectue deux cycles de charge et décharge afin de vérifier le bon fonctionnement des différents capteurs et de la chaîne d'acquisition, ainsi que la répétabilité des mesures.
- Enfin, on décharge la poutre pour procéder à la pose des extensomètres (mesure d'ouverture des fissures) au droit des fissures qui ont été repérées (Fig. 3.7 et Fig. 3.8).

Fissuration initiale

- Les extensomètres ayant été mis en place, on applique deux paliers de chargement (cf. Fig. 7.1). Chacun de ces paliers correspond respectivement à un niveau de charge générant une fissure (celle dont l'ouverture est la plus grande parmi les ouvertures des différentes fissures le long de la poutre) dont l'ouverture est aussi proche que possible de 0,2 mm et 0,3 mm ($w_{k,ref}$: largeurs de référence suivant l'*Eurocode 2*^k). Ceci est fait notamment en effectuant un suivi en continu (acquisition en temps réel à 1 Hz) de la taille des différentes fissures le long la poutre, mais aussi de tous les autres capteurs du dispositif de mesure. Il faut noter que, du fait que l'asservissement du groupe hydraulique permettant d'appliquer la charge est réalisé à partir de la course du vérin (§3.2.), les différents paliers de charge sont effectués en immobilisant le vérin dans une position fixe pendant la durée du palier.

Chargement permanent

- Cette étape a pour but essentiel d'évaluer les effets liés à une charge de longue durée sur les poutres fléchies, en fonction des différents types de granulats utilisés. Ainsi, le vérin de chargement étant immobilisé au niveau qui correspond à $w_{k,ref} = 0,3$ mm au terme de l'étape précédente, un palier qui s'étend sur plusieurs jours (une cinquantaine d'heures) est effectué (cf. Fig. 7.2). Tout au long de ce palier de chargement de longue durée, une acquisition périodique (une scrutation toutes les 10 secondes) permet de relever les signaux de tous les capteurs du dispositif de mesure.
- A l'issue du palier de chargement de longue durée, on constate qu'un éventuel phénomène de relaxation a donné lieu à une diminution de la force appliquée par le vérin nécessaire à maintenir la valeur de sa course (fixée en début du palier, cf. ci-dessus) (cf. Fig. 7.2). Ainsi, on augmente par la suite le chargement afin de ramener la force appliquée par le vérin à sa valeur au début du palier de chargement permanent,

^k NF EN 1992-1-1, 2005, §7.3.1 et §7.3.3.

tout en revenant à une acquisition en continu (1 Hz), avant de décharger complètement la poutre.

Fissuration finale et rupture

- Dans la foulée, les deux paliers de chargement effectués lors de l'étape de *Fissuration initiale* sont réalisés de nouveau, puis un troisième est également fait suivant le principe décrit dans l'étape mentionnée mais correspondant cette fois-ci à une ouverture de fissure $w_{k,ref} = 0,4$ mm (cf. Fig. 7.3).
- Par la suite, on augmente progressivement le chargement, jusqu'à atteindre la phase de rupture caractérisée par le plateau où la force du vérin relevée n'augmente plus sensiblement alors que l'on continue à augmenter sa course. Il faut noter que, au vu des caractéristiques de ferrailage des corps d'épreuve (§1.3./), leur comportement escompté est très ductile, et donc, le plateau en question (résultat de la déformation plastique progressive des armatures longitudinales tendues) est censé être très étendu.

PARTIE II

CADRE THEORIQUE

4./ FONDEMENTS DE LA REGLEMENTATION

4.1./ Introduction

Il est bien connu que l'*Eurocode 2* propose deux approches d'analyse vis-à-vis de la conception des éléments structuraux, dont ceux sollicités en flexion (poutres). L'approche suivant les *états limites ultimes (ELU, NF EN 1992-1-1, 2005, §6)* concerne l'analyse d'une section de béton armé juste avant la rupture des matériaux qui la composent. Or, du fait du caractère extrême de cet état, il n'existe pratiquement pas d'ambiguïté entre les états avant et après fissuration du béton régnant sur la section afin de caractériser son comportement aux *ELU*. C'est ainsi que les expressions données par l'*Eurocode 2* permettant d'effectuer l'analyse aux *ELU* – utilisées essentiellement pour le dimensionnement des éléments – sont assez succinctes et épurées. Ces expressions ont donc été directement appliquées dans la présente étude. Qui plus est, et tel que montré dans la Partie III, de par le type de ferrailage des corps d'épreuve qui a été retenu pour cette étude (poutres sous-armées, cf. 1.3./), les paramètres résultant de l'analyse aux *ELU* sont fondamentalement fonction des caractéristiques inhérentes à l'acier de renfort des poutres et dans une moindre mesure de la résistance à la **compression** du béton. Ceci fait que l'utilisation de granulats recyclés dans la formulation des bétons aura un impact mineur sur le comportement des pièces sous test à l'*ELU*.

A la différence des *ELU*, le comportement aux *états limites de service (ELS)* des éléments en béton armé, du fait de l'endommagement partiel généré par les niveaux de sollicitation propres aux *ELS*, obéit à un état intermédiaire entre l'état avant la fissuration du béton de la pièce et l'état où la fissuration du béton sollicité en traction est tel que l'on peut complètement négliger son apport lors de l'analyse d'une section de la pièce (état où la fissuration est « complète »). Aussi, l'analyse aux *ELS* s'avère plutôt complexe et l'appréhension des expressions qui en découlent n'est pas tout à fait directe, notamment en vue d'une évaluation de l'impact de l'emploi des granulats recyclés pour la fabrication du béton. Qui plus est, le caractère partiellement fissuré du béton fait que les caractéristiques telles que la résistance à la traction du béton et l'adhérence béton/acier de renfort jouent un rôle important. C'est pourquoi ce chapitre traite de l'analyse de la provenance des formules de

calcul proposées par l'*Eurocode 2* aux *ELS*, afin d'essayer de donner plus de pistes dans l'exploitation et l'analyse des mesures faites lors des tests de flexion.

4.2./ Paramètres avant fissuration

Avant fissuration du béton tendu d'une poutre fléchie en béton armé, la pièce se trouve dans un état appelé « *état I* ». En cet état, dans le cadre des vérifications à l'*ELS*, si l'on admet les principes de *Navier-Bernoulli*, d'élasticité linéaire des matériaux et d'adhérence parfaite entre l'acier et le béton, les relations classiques de la mécanique des matériaux définissent la déformation d'une section quelconque de la poutre suivant (cf. Fig. 4.1) :

$$\chi_I = \frac{M}{E_c I_I}, \quad (4.1)$$

où :

χ_I = Courbure de la section à l'*état I* [m^{-1}],

M = Moment fléchissant sollicitant la poutre au droit de la section considérée [N.m],

E_c = Module de déformation du béton [Pa],

I_I = Moment quadratique de la section considérée homogénéisée à une section en béton [m^4].

En conséquence, les contraintes à l'*état I* (cf. supra) en valeur absolue dans le béton et l'acier de la section en question (cf. Fig. 4.1) sont données, respectivement, par :

$$\sigma_{c,I} = \frac{M \cdot x_I}{I_I}, \quad (4.2)$$

$$\sigma_{s,I} = \frac{\alpha \cdot M (d - x_I)}{I_I}, \quad (4.3)$$

avec,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}, \quad (4.4)$$

où :

$\sigma_{c,I}$ = Contrainte (maximale de compression) dans le béton à l'*état I* [Pa],

$\sigma_{s,I}$ = Contrainte (de traction) dans l'acier à l'*état I* [Pa],

x_I = Position de l'axe neutre de la section à l'*état I* [m],

d = Hauteur efficace de la section de béton armé [m],

α = Coefficient d'équivalence (homogénéisation).

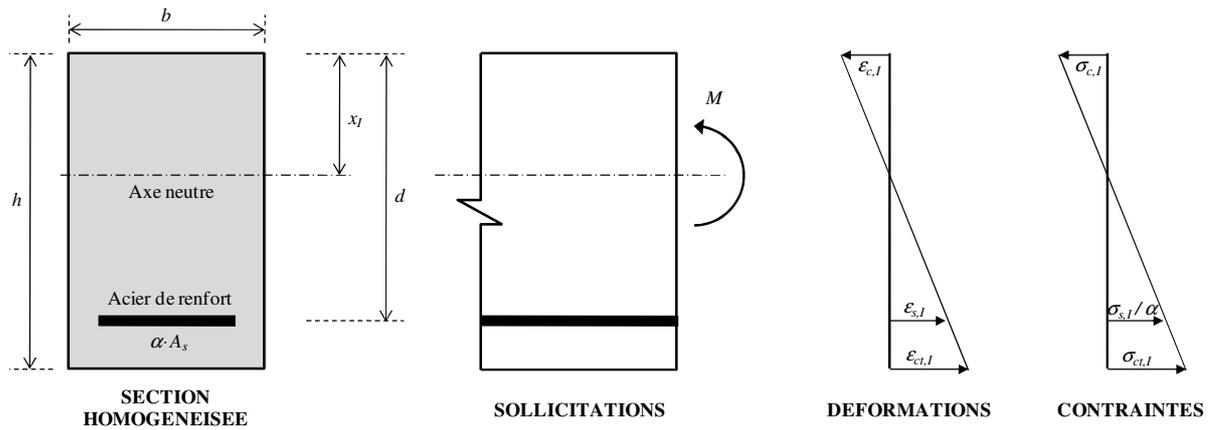


Fig. 4.1 Section de béton armé en flexion à l'état I (non fissuré).

4.3./ Paramètres d'une section complètement fissurée

Selon les préconisations de l'*Eurocode 2* [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.1(2)], la fissuration du béton tendu au droit d'une section survient lorsque la contrainte maximale de celui-là ($\sigma_{c,traction}$ de Fig. 4.1) a atteint la valeur de sa résistance à la traction (f_{ct} , cf. §2.2./). En cet état on admet que la section en question est dans un état de fissuration complète appelé « *état II* », et l'on néglige les sollicitations internes développées dans le béton allongé. Aussi, d'une manière analogue à ce qui a été vu plus haut (§4.2./), la déformation au niveau de la section complètement fissurée est donnée par :

$$\chi_{II} = \frac{M}{E_c I_{II}}, \quad (4.5)$$

où :

χ_{II} = Courbure de la section à l'état II [m^{-1}],

I_{II} = Moment quadratique de la section homogénéisée réduite (béton allongé négligé) à une section en béton [m^4].

Dans ce cas-ci (cf. Fig. 4.2), les contraintes dans le béton et l'acier obéissent aux expressions :

$$\sigma_{c,II} = \frac{M \cdot x_{II}}{I_{II}}, \quad (4.6)$$

$$\sigma_{s,II} = \frac{\alpha \cdot M (d - x_{II})}{I_{II}}, \quad (4.7)$$

où :

$\sigma_{c,I}$ = Contrainte (maximale de compression) dans le béton à l'état II [Pa],

$\sigma_{s,II}$ = Contrainte (de traction) dans l'acier à l'état II [Pa],

x_{II} = Position de l'axe neutre de la section à l'état II [m].

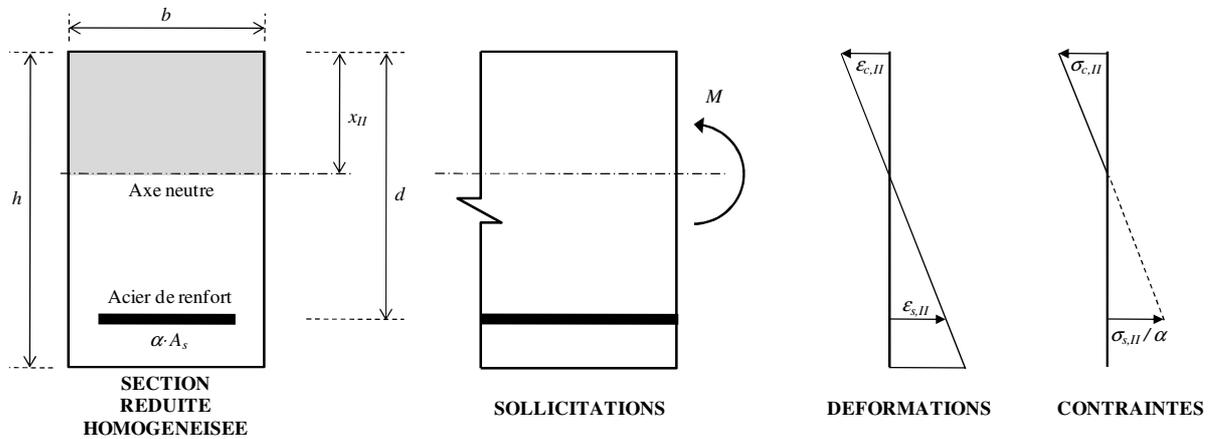


Fig. 4.2 Section de béton armé en flexion à l'état II (fissuration complète).

Il faut noter également que, suivant ce qui a été dit ci-dessus et à partir d'une équation analogue à l'Eq. (4.7), le moment fléchissant provoquant la fissuration d'une section donnée, dit *moment de fissuration*, est :

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} \cdot I_I}{h - x_I}, \quad (4.8)$$

où :

M_{cr} = Moment de fissuration [N.m],

f_{ct} = Résistance du béton à la traction [Pa],

h = Hauteur de la section brute de béton armé (Fig. 4.1) [m].

4.4./ Comportement d'une pièce après fissuration

Après la fissuration d'une section le long d'une poutre fléchie, la rupture du béton allongé ayant eu lieu à cet endroit, le seul acier de renfort doit développer la force de traction assurant l'équilibre de la section fléchie. Néanmoins, de part et d'autre de la fissure, du fait de la mise en jeu de l'adhérence béton/acier de renfort, le béton allongé reprend une partie de cette force de traction. Ainsi, afin de représenter le transfert de l'effort de traction de l'armature tendue vers le béton qui l'entoure, on admet l'existence d'une contrainte d'adhérence τ_ξ à l'interface béton/acier, le long de la pièce, suivant ce qui est montré dans la Fig. 4.3.

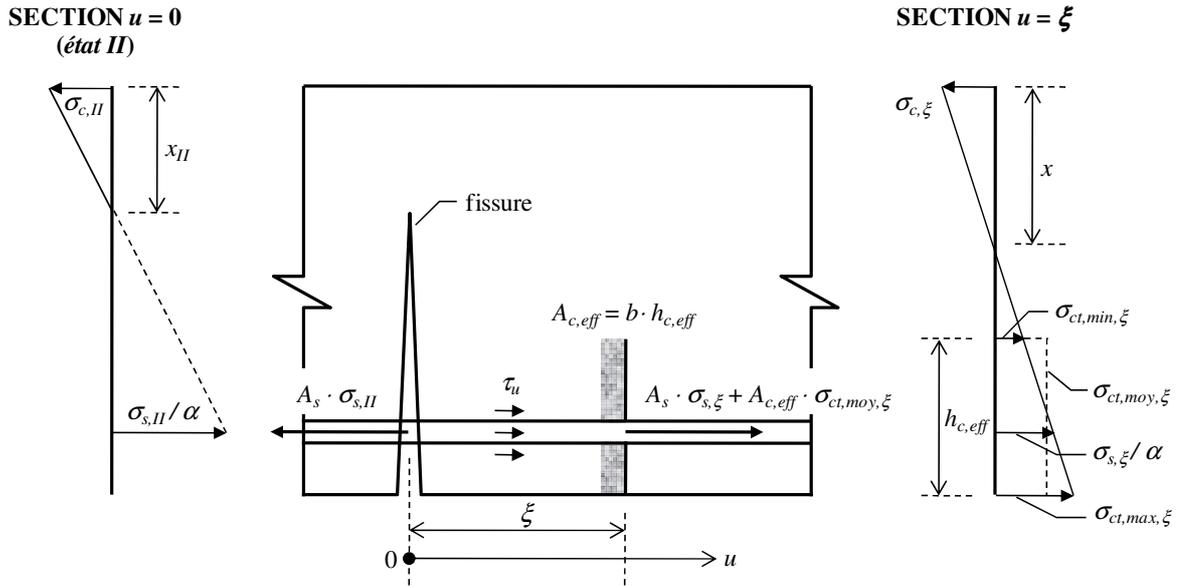


Fig. 4.3 Pièce fléchie après fissuration – Contraintes et efforts.

Le schéma de la pièce fléchie montré dans la Fig. 4.3 comprend notamment deux systèmes physiques se trouvant à l'équilibre statique : d'un côté, l'armature tendue isolée du reste de la pièce ; d'un autre côté, et si l'on admet que la résultante des contraintes le long de la pièce ne varie pas¹, la zone allongée de la pièce fléchie. Ces deux systèmes donnent lieu, respectivement, aux expressions :

$$A_s \cdot \sigma_{s,II} = A_s \cdot \sigma_{s,\xi} + p \int_0^\xi \tau_u \cdot du, \quad (4.9)$$

$$A_s \cdot \sigma_{s,II} = A_s \cdot \sigma_{s,\xi} + A_{c,eff} \cdot \sigma_{ct,moy,\xi}, \quad (4.10)$$

où :

A_s = Aire de la section d'acier de renfort [m²],

$\sigma_{s,\xi}$ = Contrainte (de traction) dans l'acier au droit de la section d'abscisse $u = \xi$ [Pa],

p = Périmètre de la section d'acier de renfort [m],

τ_u = Contrainte d'adhérence à l'interface béton/acier (variable suivant l'abscisse u) [Pa],

$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$ = Aire de la section effective de béton tendu autour de l'acier de renfort, i.e. aire de la section de béton de hauteur $h_{c,eff}$ [m²] (cf. Fig. 4.3),

b = Largeur de la section brute de béton armé (Fig. 4.1) [m],

$\sigma_{ct,moy,\xi}$ = Contrainte (de traction) moyenne dans le béton développée dans la section $A_{c,eff}$ d'abscisse $u = \xi$ [Pa],

¹ Moment fléchissant constant : flexion pure.

4.4.1./ Condition de formation d'une nouvelle fissure

A partir d'une fissure existante (c'est-à-dire lorsque la fissuration a eu lieu tel que décrit dans la §4.3./), la condition pour qu'une nouvelle fissure se forme – à une distance minimale $\xi = u_r$ (suivant l'axe u de Fig. 4.3) à partir de la fissure existante – est que la contrainte maximale dans le béton tendu ($\sigma_{ct,max,\xi}$ de Fig. 4.3) atteigne à ce nouvel endroit la résistance du béton à la traction f_{ct} .

Par ailleurs, au regard de la Fig. 4.3, on constate que la contrainte moyenne dans le béton tendu $\sigma_{ct,moy,\xi}$ est linéairement proportionnel à sa contrainte maximale $\sigma_{ct,max,\xi}$. On peut ainsi exprimer la contrainte moyenne dans le béton tendu à une distance u_r comme : $\sigma_{ct,moy,ur} = k_t \cdot f_{ct}$; k_t étant une constante qui tient compte du profil du diagramme des contraintes. En effet, dès lors que : $\sigma_{ct,max,ur} = f_{ct}$; et que (cf. Fig. 4.3) : $\sigma_{ct,moy,ur} = (\sigma_{ct,max,ur} + \sigma_{ct,min,ur}) / 2$; on peut établir (cf. ibid.) :

$$k_t = 1 - \frac{h_{c,eff}}{2(h - x_{ur})}, \quad (4.11)$$

où :

k_t = Paramètre tenant compte du profil du diagramme de contraintes de traction dans le béton,

$h_{c,eff}$ = Hauteur de la section effective de béton tendu autour de l'acier de renfort [m],

$x_{ur} = x_{II}$ = Position de l'axe neutre de la section dans la section d'abscisse $u = u_r$ [m].

En vue de ce qui a été dit ci-dessus et si l'on admet, en outre, l'hypothèse suivant laquelle la contrainte d'adhérence à l'interface acier/béton (τ_u de Fig. 4.3) peut être considérée comme sensiblement constante et égale à la moyenne de la contrainte d'adhérence générée le long de la pièce fléchie, soit $\tau_u = \tau_{moy}$; la combinaison de l'Eq. (4.9) et de l'Eq. (4.10) évaluées en $\xi = u_r$ donne (cf. le détail des paramètres infra) :

$$u_r = \frac{k_t \cdot f_{ct}}{\tau_{moy}} \cdot \frac{A_{c,eff}}{p}. \quad (4.12)$$

Ensuite, on définit le paramètre :

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \quad (4.13)$$

où :

$\rho_{p,eff}$ = Taux de ferrailage de la section effective de béton tendu.

Aussi, en tenant compte des formules classiques de l'aire de la section d'acier de renfort A_s , ainsi que de son périmètre p , tous deux en fonction du diamètre nominal des barres correspondantes ϕ , on peut réécrire l'Eq. (4.12) de la forme (cf. le détail des paramètres ci-dessous) :

$$u_r = k_t \cdot \frac{f_{ct}}{4 \cdot \tau_{moy}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}. \quad (4.14)$$

Si l'on définit finalement, le paramètre :

$$k_\tau = \frac{f_{ct}}{4 \cdot \tau_{moy}}, \quad (4.15)$$

où :

τ_{moy} = Contrainte moyenne d'adhérence à l'interface béton/acier (admise constante le long d'une pièce fléchie) [Pa],

k_τ = Paramètre fonction du rapport entre la résistance à la traction du béton et la contrainte moyenne d'adhérence à l'interface béton/acier,

on obtient en définitive l'expression :

$$u_r = k_t \cdot k_\tau \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (4.16)$$

avec :

u_r = Distance théorique minimale à partir d'une fissure existante pour qu'une nouvelle fissure se forme le long d'une pièce fléchie [m],

k_t = Cf. l'Eq. (4.11),

k_τ = Cf. l'Eq. (4.15),

ϕ = Diamètre nominal des barres d'acier de renfort [m],

$\rho_{p,eff}$ = Cf. l'Eq. (4.13).

4.4.2./ Espacement probable entre les fissures

La distance minimale u_r de l'Eq. (4.16) a été obtenue sur l'hypothèse d'une contrainte d'adhérence béton/acier de renfort ayant lieu tout le long de la pièce fléchie dont la fissuration est ici analysée. Or, l'ancrage de la barre d'acier de renfort dans le béton l'entourant (nécessaire au développement de la contrainte d'adhérence) près d'une fissure s'avère inefficace, voire nul, par défaut d'appui des bielles comprimées qui permettent l'ancrage en

question tel que montré dans la Fig. 4.4 (à ce propos cf. Granju, 2012, §D-III.8.2 et Ricotier, 2012, §7.1.1.2). La longueur u_0 dans laquelle cette condition d'inefficacité se présente est fonction notamment de l'épaisseur du béton d'enrobage et de la distance entre barres de renfort voisines (i.e. des conditions d'appui de bielles générées au droit de l'interface béton/acier).

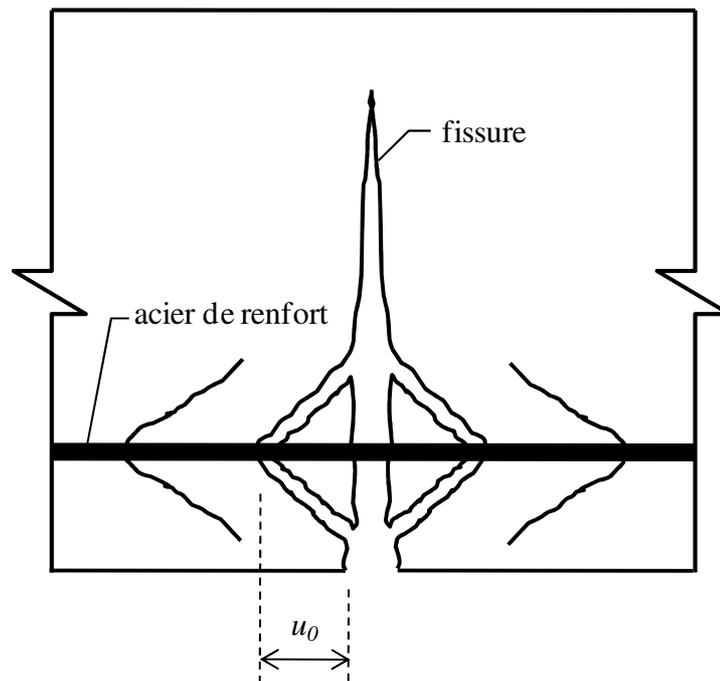


Fig. 4.4 Zone d'ancrage inefficace au droit d'une fissure.

Ainsi, à partir de l'Eq. (4.16), on obtient :

$$u_{r,eff} = k_t \cdot k_\tau \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} + u_0, \quad (4.17)$$

où :

$u_{r,eff}$ = Distance réelle minimale à partir d'une fissure existante pour qu'une nouvelle fissure se forme le long d'une pièce fléchie [m],

u_0 = Longueur d'ancrage inefficace (cf. supra).

Par voie de conséquence, l'**espacement probable entre deux fissures** le long d'une poutre fléchie découle de la définition de la distance $u_{r,eff}$: d'un côté, aucune fissure peut se former à une distance inférieure à $u_{r,eff}$; par contre, une nouvelle fissure devrait se former (la fissuration devrait avoir lieu tel que décrit dans la §4.3./) si la distance entre deux fissures dépasse $2 \cdot u_{r,eff}$. Ainsi, on peut définir :

$$s_{r,max} = 2 \cdot u_{r,eff} , \quad (4.18)$$

$$s_{r,moy} = \theta_m \cdot u_{r,eff} , \quad (4.19)$$

avec :

$$1 \leq \theta_m \leq 2 \quad (4.20)$$

où :

$s_{r,max}$ = Distance maximale entre deux fissures le long d'une pièce fléchie [m],

$s_{r,moy}$ = Distance moyenne entre deux fissures le long d'une pièce fléchie [m].

Lorsque toutes les différentes distances entre deux fissures contiguës le long d'une poutre fléchie remplissent la condition de l'Eq. (4.19), aucune nouvelle fissure peut, en théorie, se former et la fissuration est dite *systématique* ou *complète* (Roux, 2009). L'expérience montre que dans les cas réels les bornes de θ_m [Eq. (4.20)] sont approximativement de l'ordre de 1,3 et 1,5 respectivement.

4.4.3./ Ouverture des fissures

Si l'on tient compte d'une pièce fléchie idéale après fissuration (Fig. 4.5), où une fissure type est entourée de deux tronçons type de longueur s_r , le calcul de la taille de la fissure est basé sur un principe simple. En effet, la largeur d'ouverture type w de la fissure en question peut être déterminée comme l'écart entre l'allongement de l'acier de renfort ε_s et l'allongement moyen (sur la hauteur $h_{c,eff}$) du béton effectivement tendu $\varepsilon_{ct,moy}$ (cf. Fig. 4.3) l'entourant, tous deux sur la longueur (suivant l'axe u) des deux demi-tronçons ($s_r/2$) adjacents à la fissure. Ainsi, on peut poser :

$$w = \int_{-s_r/2}^{s_r/2} \varepsilon_s \cdot du - \int_{-s_r/2}^{s_r/2} \varepsilon_{ct,moy} \cdot du . \quad (4.21)$$

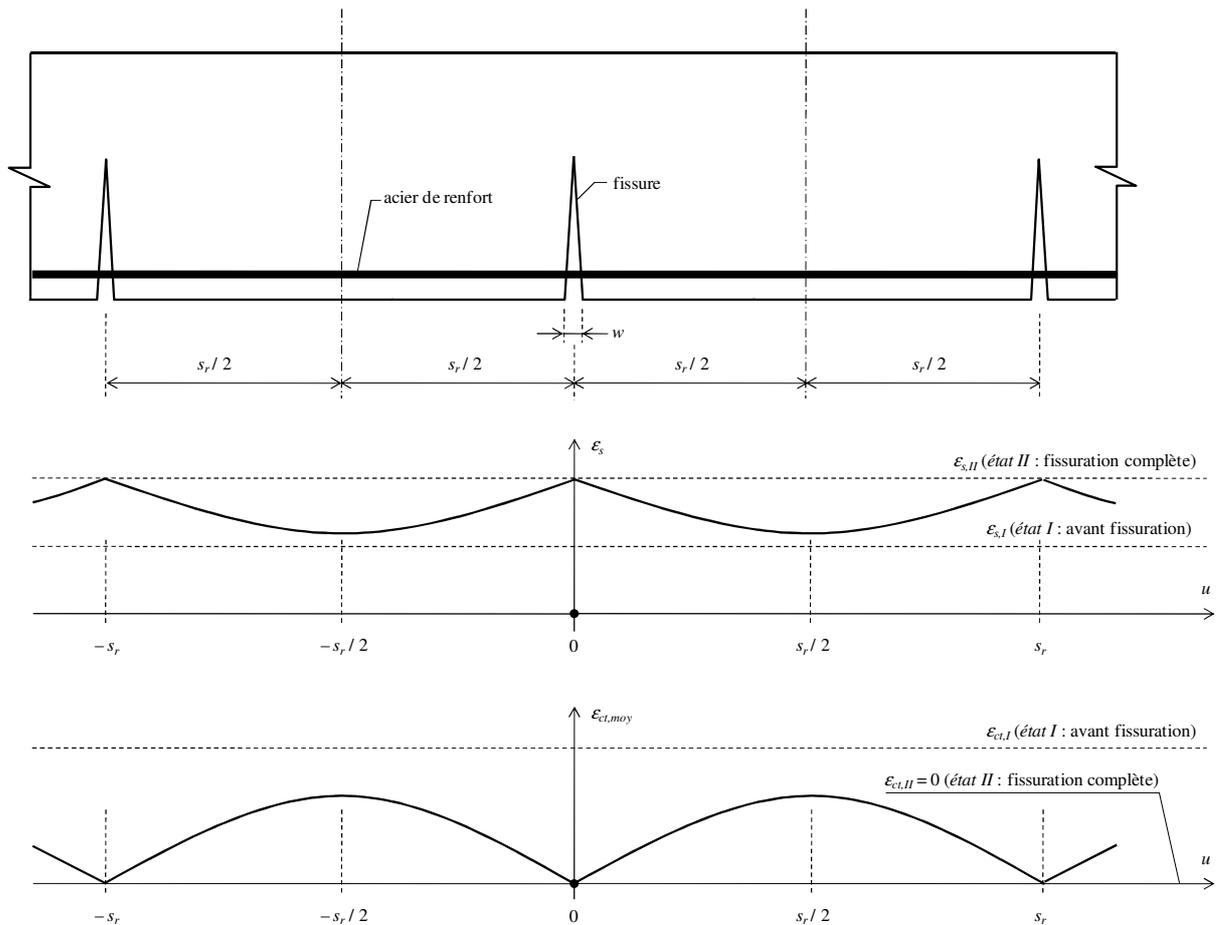


Fig. 4.5 Distribution des déformations dans une pièce fléchie fissurée.

D'une manière générale, suivant l'*Eurocode 2*, l'évaluation de toute grandeur ayant trait à la déformation d'une pièce entièrement ou partiellement allongée repose sur les critères suivants [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.4.3(3)] : (i) tant que la condition de fissuration – la contrainte maximale dans le béton atteint sa résistance à la traction (§4.3./) – n'a pas été atteinte, la section est considérée comme non-fissurée (état I, §4.2./) ; (ii) lorsque les sollicitations sur la pièce provoquent un dépassement de la condition de fissuration, la grandeur concernant la déformation peut être évaluée comme celle qui correspond à un état intermédiaire entre l'état non-fissuré (état I, §4.2./) et l'état de fissuration complète (état II, §4.3./).

Ainsi, si l'on utilise le deuxième critère mentionné ci-dessus afin d'évaluer la déformation moyenne de l'armature en acier dans l'intervalle $[-s_r/2 ; s_r/2]$ ϵ_{sm} , on obtient l'expression de l'Eq. (4.22), où l'état intermédiaire en question est caractérisé par le paramètre ζ :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{s_r} \cdot \int_{-s_r/2}^{s_r/2} \varepsilon_s \cdot du = (1 - \zeta) \varepsilon_{s,I} + \zeta \cdot \varepsilon_{s,II} \quad (4.22)$$

D'une manière analogue – sachant qu'à l'état II il est admis qu'il n'existe pas de béton effectivement tendu dans la section fléchie ($\varepsilon_{ct,moy,II} = 0$, cf. §4.3./) et que, par ailleurs, du fait de l'hypothèse d'adhérence parfaite (cf. §4.2./) on peut admettre que $\varepsilon_{ct,moy,I} = \varepsilon_{s,I}$ – la déformation moyenne du béton effectivement tendu sur le même intervalle s'écrit :

$$\varepsilon_{ctm} = \frac{1}{s_r} \cdot \int_{-s_r/2}^{s_r/2} \varepsilon_{ct,moy} \cdot du = (1 - \zeta) \varepsilon_{ct,moy,I} = (1 - \zeta) \varepsilon_{s,I} \quad (4.23)$$

Finalement, en remplaçant l'Eq. (4.22) et l'Eq. (4.23) dans l'Eq. (4.21), on obtient :

$$w = s_r (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = s_r (\zeta \cdot \varepsilon_{s,II}), \quad (4.24)$$

où (comme indiqué précédemment) :

w = Largeur d'ouverture type d'une fissure dans une pièce fléchie [m],

s_r = Espacement type entre deux fissures le long d'une pièce fléchie (cf. 4.4.2./) [m],

ε_{sm} = Déformation (allongement) moyenne de l'acier dans l'intervalle $[-s_r/2 ; s_r/2]$ (cf. Fig. 4.5),

ε_{ctm} = Déformation (allongement) moyenne du béton effectivement tendu dans l'intervalle $[-s_r/2 ; s_r/2]$ (cf. Fig. 4.5),

$\varepsilon_{s,II}$ = Déformation (allongement) de l'acier à l'état II (cf. Fig. 4.2),

ζ = Paramètre de caractérisation de l'état intermédiaire de déformation d'une pièce fléchie après fissuration (cf. infra §4.4.3.1./).

4.4.3.1./ Paramètre ζ

Afin de déduire l'expression mathématique du paramètre ζ , il convient d'observer le comportement, de l'acier au sein du béton allongé d'une pièce fléchie. Ainsi, la Fig. 4.6 représente l'évolution de la déformation moyenne de l'acier tendu rapportée à la contrainte de traction dans celui-ci, elle-même calculée en se référant aux caractéristiques géométriques d'une section fissurée complètement (d'où le décalage horizontal au niveau de σ_{sr}).

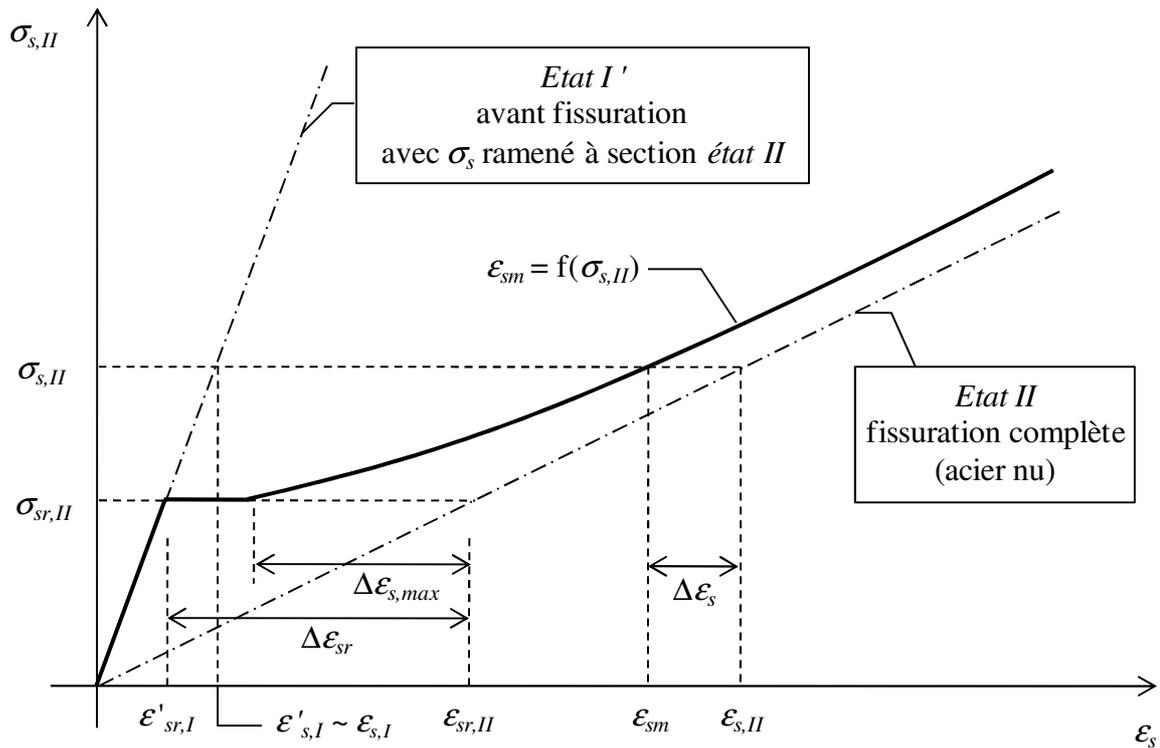


Fig. 4.6 Diagramme de comportement de l'acier tendu au sein d'une pièce fléchie.

Dans la Fig. 4.6 on peut observer qu'après fissuration de la pièce fléchie ($\sigma_{s,II} \geq \sigma_{sr,II}$), le graphe qui est censé représenter le comportement réel de l'acier au sein de la pièce fléchie se trouve entre les droites qui représentent l'état avant fissuration et l'état de fissuration complète. Par ailleurs le graphe en question tend asymptotiquement la droite correspondant à l'état II (à mesure que la sollicitation dans la pièce fléchie augmente, le comportement se rapproche plus de l'état de fissuration complète). Ainsi, au regard de la Fig. 4.6 et afin de définir ε_{sm} , on pose :

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,II} - \Delta\varepsilon_s. \quad (4.25)$$

Il est possible d'admettre que la courbe asymptotique pour $\sigma_{s,II} \geq \sigma_{sr,II}$ est un arc d'hyperbole. Par conséquent, on a :

$$\frac{\Delta\varepsilon_s}{\Delta\varepsilon_{s,max}} = \frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \quad ; \quad \Delta\varepsilon_s = \Delta\varepsilon_{s,max} \cdot \frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}}. \quad (4.26)$$

Par ailleurs, de la Fig. 4.6 :

$$\Delta\varepsilon_{s,max} = \beta \cdot \Delta\varepsilon_{sr} = \beta (\varepsilon_{sr,II} - \varepsilon'_{sr,I}) \quad ; \quad 0 \leq \beta \leq 1. \quad (4.27)$$

En plus, d'après le *théorème de Thalès* :

$$\begin{aligned}\varepsilon'_{sr,I} &= \varepsilon_{s,I} \cdot \frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \\ \varepsilon_{sr,II} &= \varepsilon_{s,II} \cdot \frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}}\end{aligned}\quad (4.28)$$

Aussi, en remplaçant les Eqs. (4.28), (4.27), (4.26) dans l'Eq. (4.25) ; on obtient :

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,II} \left[1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \right)^2 \right] + \varepsilon_{s,I} \left[\beta \left(\frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \right)^2 \right], \quad (4.29)$$

d'où, au regard de l'Eq. (4.22) :

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \right)^2, \quad (4.30)$$

où (comme indiqué précédemment) :

ζ = Paramètre de caractérisation de l'état intermédiaire de déformation d'une pièce fléchie après fissuration,

β = Paramètre d'ajustement de déformation dû au changement d'état de la pièce fléchie (cf. Fig. 4.6),

$\sigma_{sr,II}$ = Contrainte dans l'acier tendu due à la sollicitation produisant la fissuration de la pièce fléchie, calculée en se référant aux caractéristiques géométriques d'une section fissurée complètement [Pa],

$\sigma_{s,II}$ = Contrainte dans l'acier tendu due à une sollicitation donnée, calculée en se référant aux caractéristiques géométriques d'une section fissurée complètement [Pa].

5./ PRESCRIPTIONS DE L'EUROCODE 2

5.1./ ELS – Calcul de l'ouverture des fissures

En se basant sur les concepts traités dans le chapitre précédent, l'*Eurocode 2* prescrit la formule suivante pour le calcul de l'ouverture des fissures w_k [NF EN 1992-1-1, 2005, Eq. (7.8)] :

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (5.1)$$

L'équation précédente est en effet issue de l'Eq. (4.24), en employant l'espacement théoriquement maximal entre deux fissures exposé dans la §4.4.2./.

5.1.1./ Espacement entre fissures

En effet, lorsque le faciès de fissuration est contrôlé par les armatures tendues d'une pièce fléchie (espacement entre axes des armatures suffisamment faible : tel est le cas des poutres faisant l'objet de la présente étude) l'*Eurocode 2* préconise l'expression suivante pour le calcul de $s_{r,max}$ [NF EN 1992-1-1, 2005, Eq. (7.11)] :

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}. \quad (5.2)$$

Ainsi, l'Eq. (5.2) résulte de l'Eq. (4.18) où : $k_2 = k_t$; $k_1 \cdot k_4 = 2 \cdot k_\tau$; et $k_3 \cdot c = 2 \cdot u_0$; cette dernière expression étant fonction notamment de l'épaisseur du béton d'enrobage c (comme indiqué dans la §4.4.2./).

5.1.2./ Ecart des déformations

En ce qui concerne $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$; l'*Eurocode 2* établit [NF EN 1992-1-1, 2005, Eq. (7.9)] :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (5.3)$$

Dans l'analyse de la §4.4.3.1./, l'écart $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ a été évalué en tenant compte d'un état, de la pièce fléchie, intermédiaire entre l'état non-fissuré (adhérence parfaite béton/acier de renfort) et l'état de fissuration complète. Cette évaluation a été réalisée en idéalisant un paramètre ζ issu d'une fonction hyperbolique faisant le « pont » entre les deux états mentionnés (cf. Fig. 4.6). De cette manière, l'Eq. (4.30) a été obtenue.

Or, les résultats expérimentaux (y compris ceux qui sont présentés dans la Partie III de ce rapport) montrent que l'approche « hyperbolique », de par les caractéristiques de la courbe inhérente, tend à fortement sous-estimer l'écart $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ lorsqu'il s'agit des faibles sollicitations (proches de $\sigma_{sr,II}$; Fig. 4.6) et, inversement, à surestimer cet écart pour des niveaux élevés de sollicitation.

Aussi, une approche alternative consiste à remplacer la courbe caractérisant la déformation des armatures à l'état intermédiaire (hyperbole de la Fig. 4.6) par une fonction linéaire, donc linéairement proportionnel (à la différence de la fonction hyperbolique) à la contrainte dans l'acier tendu pour un niveau de sollicitation donné, et dont l'écart vis-à-vis de la déformation à l'état de fissuration complète (*état II* de la Fig. 4.6) est constant et correspond à une fraction [coefficient k_t de l'Eq. (5.4)] de l'écart entre les déformations à l'*état I*' et à l'*état II* au moment de la fissuration de la pièce fléchie ($\Delta\varepsilon_{sr}$ de la Fig. 4.6). Ceci revient à reformuler l'Eq. (4.26) de la forme :

$$\Delta\varepsilon_s = k_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr}. \quad (5.4)$$

D'une manière analogue à celle qui permet de montrer l'Eq. (4.30), on obtient à partir de l'équation précédente :

$$\zeta = 1 - k_t \frac{\sigma_{sr,II}}{\sigma_{s,II}} \geq 0,6. \quad (5.5)$$

Il faut noter que dans l'Eq. (5.5) une borne inférieure a été posée afin d'éviter de sous-estimer $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ aux faibles niveaux sollicitation proches de $\sigma_{sr,II}$.

En définissant, par ailleurs, la contrainte $\sigma_{sr,II}$ (Fig. 4.6) en termes de la sollicitation qui génère une contrainte moyenne égale à f_{ct} dans le béton effectivement tendu de la pièce fléchie (cf. Roux, 2009, §4.2.3 et Fig. 4.3), soit :

$$\sigma_{sr,II} = \frac{(A_{c,eff} + \alpha \cdot A_s) f_{ct}}{A_s}, \quad (5.6)$$

l'Eq. (5.3) – où l'on omet l'indice II du terme $\sigma_{s,II}$ – en vigueur suivant l'*Eurocode 2*, est ainsi finalement obtenue.

5.2./ *ELS* – Paramètres de déformation et flèche

Tel qu'il a été évoqué dans la §4.4.3./, l'*Eurocode 2* préconise d'évaluer un paramètre donné relevant de la déformation d'une pièce fléchie – lorsque la sollicitation provoque un dépassement de la condition de fissuration – en additionnant les paramètres de déformation qui correspondent à l'état non-fissuré et à l'état de fissuration complète de la pièce, pondérés tous deux en fonction du niveau de sollicitation agissant sur la pièce [cf. Eq. (4.22)]. La pondération en question est effectuée au moyen du paramètre ζ [dont l'analyse a été faite dans la §4.4.3.1./, cf. Eq. (4.30)]. Ainsi, l'expression qui est retenue s'écrit [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.4.3(3)] :

$$\varpi = (1 - \zeta) \varpi_I + \zeta \cdot \varpi_{II}, \quad (5.7)$$

où ϖ est le paramètre analysé (soit par exemple une déformation ou une courbure à un endroit le long de la pièce fléchie). Les indices I et II signifient que les paramètres en question (de même nature que ϖ) ont été calculés à l'état I (non-fissuré) et à l'état II (fissuration complète) de la pièce fléchie.

L'*Eurocode 2* [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.4.3(3) et (7)] autorise aussi « dans la plupart des cas » d'évaluer le déplacement (flèche f) à un endroit donnée d'une pièce fléchie en appliquant le principe de l'Eq. (5.7), c'est-à-dire :

$$f = (1 - \zeta) f_I + \zeta \cdot f_{II}. \quad (5.8)$$

5.3./ Paramètres aux *ELU*

Comme exposé dans la §4.1./, les expressions permettant de caractériser le comportement des pièces fléchies aux *états limites ultimes* suivant l'*Eurocode 2*, étant donné leur caractère succinct et épuré, ont été directement appliquées dans la présente étude afin d'effectuer l'analyse des résultats expérimentaux. Ainsi, suivant NF EN 1992-1-1, 2005, §6.1, les expressions ci-après sont valables pour un état de déformation autour du pivot B :

$$x_{ult} = \frac{f_{y,ult} \cdot A_s}{\eta \cdot f_{c,ult} \cdot b \cdot \lambda}, \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{s,ult} = \varepsilon_{cu3} \frac{d - x_{ult}}{x_{ult}}, \quad (5.10)$$

$$M_{ult} = \lambda \cdot x_{ult} \cdot b \cdot \eta \cdot f_{c,ult} \left(d - \frac{\lambda}{2} x_{ult} \right), \quad (5.11)$$

où, au-delà des termes qui ont déjà été définis précédemment :

x_{ult} = Position de l'axe neutre de la section à l'état limite ultime [m],

η = Paramètre de réduction de $f_{c,ELU}$ [diagramme contrainte-déformation rectangulaire, *NF EN 1992-1-1* ; 2005, §3.1.7(3)],

λ = Fraction de x_{ult} définissant la profondeur du prisme des contraintes dans le béton à l'état limite ultime [diagramme contrainte-déformation rectangulaire, *ibid.*],

$f_{y,ult}$ = Contrainte de traction dans l'acier de renfort de la pièce fléchie à l'état limite ultime [Pa],

$f_{c,ult}$ = Contrainte de compression dans le béton de la pièce fléchie à l'état limite ultime [Pa].

$\varepsilon_{cu3} = 3,5\%$ (*NF EN 1992-1-1* ; 2005, Tab. 3.1) = Déformation maximale du béton comprimé de la pièce fléchie à l'état limite ultime [diagramme contrainte-déformation rectangulaire, *NF EN 1992-1-1* ; 2005, §3.1.7(3)],

$\varepsilon_{s,ult}$ = Déformation de l'acier de renfort de la pièce fléchie à l'état limite ultime.

PARTIE III

**ANALYSE DES TESTS DE FLEXION –
RESULTATS ET DISCUSSION**

6./ PARAMETRES DE BASE DE L'ANALYSE

6.1./ Introduction

Comme indiqué dans la §1.2./, quatre poutres correspondant aux différentes formulations retenues dans le cadre du *Projet National Recybéton* (cf. Tab. 1.1) ont été fabriquées suivant le calendrier montré dans le Tab. 6.1. Les caractéristiques géométriques des corps d'épreuve ainsi que leur ferrailage correspondent à ce qui est détaillé dans la §1.3./.

Tab. 6.1 Calendrier de fabrication et de test des corps d'épreuve

Référence poutre	Formulation béton	Date de fabrication poutre	Début test (sur trois jours) de flexion sur poutres	
			Date	Age du béton [jour]
<i>RB-01</i>	<i>C25/30-0R-0R</i>	11/06/2015	08/07/2015	27
<i>RB-02</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	09/09/2015	07/10/2015	28
<i>RB-03</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	16/09/2015	14/10/2015	28
<i>RB-04</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>	04/11/2015	02/12/2015	28

Tel que montré dans le Tab. 6.1, un nom de référence a été donné à chacune des poutres étudiées, suivant l'ordre dans lequel les formulations correspondantes sont citées dans le rapport de mise au point de ces formulations (Sedran, 2013, Tab. 15) et de la date de leur fabrication.

Les différentes poutres ont été testées suivant la procédure décrite dans la §3.4./ . Le principe de l'essai (idéalisations structurales et géométrie du banc de flexion) est celui montré dans la §1.3./ . Ces tests de flexion quatre points ont été mis en œuvre grâce au dispositif détaillé dans la §3.2./ et les signaux mesurés au cours des tests, correspondant aux différents paramètres présentés plus loin dans ce rapport, ont été relevés grâce à l'instrumentation mise en place, tel que présenté dans la §3.3./ .

6.2./ Paramètres géométriques et mécaniques

Les valeurs des différents paramètres géométriques et mécaniques propres aux sections transversales des poutres utilisés dans le présent travail, sont synthétisées dans le Tab. 6.1. Ces paramètres ont été calculés suivant les formules classiques de la mécanique des matériaux (cf. par exemple Ricotier, 2012 ; Granju, 2012 et Roux, 2009) et leur notation et nomenclature sont spécifiées dans la §4.2./ pour ce qui est des paramètres avant fissuration de la section (*état I*), et dans la §4.3./ pour ceux qui correspondent à l'état de fissuration complète de la section (*état II*).

Par ailleurs, tous les calculs présentés dans cette étude – y compris celui de la valeur du coefficient d'équivalence α du Tab. 6.1 [Eq. (4.4)] – ont été effectués sur la base des propriétés mécaniques issues des différents essais de caractérisation présentés dans la §2.2./ pour le béton, et la §2.3./ pour l'acier. De même, il faut noter que la hauteur de la section effective de béton tendu [cf. Eq. (4.10) et Eq. (4.11)] a été calculée selon les prescriptions de l'Eurocode 2 [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.3.4(2)] et que la force de fissuration F_{cr} correspond à M_{cr} et a été déterminée selon l'Eq. (6.2).

Tab. 6.1 Paramètres géométriques et mécaniques des sections des poutres

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Nom		<i>RB-01</i>	<i>RB-02</i>	<i>RB-03</i>	<i>RB-04</i>
h	[cm]	40			
b	[cm]	15			
A_s	[cm ²]	2,26			
d	[cm]	36,4			
x_I	[cm]	20,4	20,5	20,5	20,8
I_I	[cm ⁴]	83762	84907	85154	87610
x_{II}	[cm]	7,4	8,4	8,6	10,2
I_{II}	[cm ⁴]	14072	17716	18478	25689
M_{cr}	[kN.m]	17,3	15,0	15,6	13,1
F_{cr}	[kN]	21,2	17,4	18,4	14,2
$h_{c,eff}$	[cm]	9,0	9,0	9,0	9,0
α	—	6,3	8,3	8,8	13,1

6.3./ Modèle structural et sollicitation externe

Le modèle structural correspondant à la poutre testée en flexion quatre points (cf. Fig. 1.1) est montré dans la Fig. 6.1.

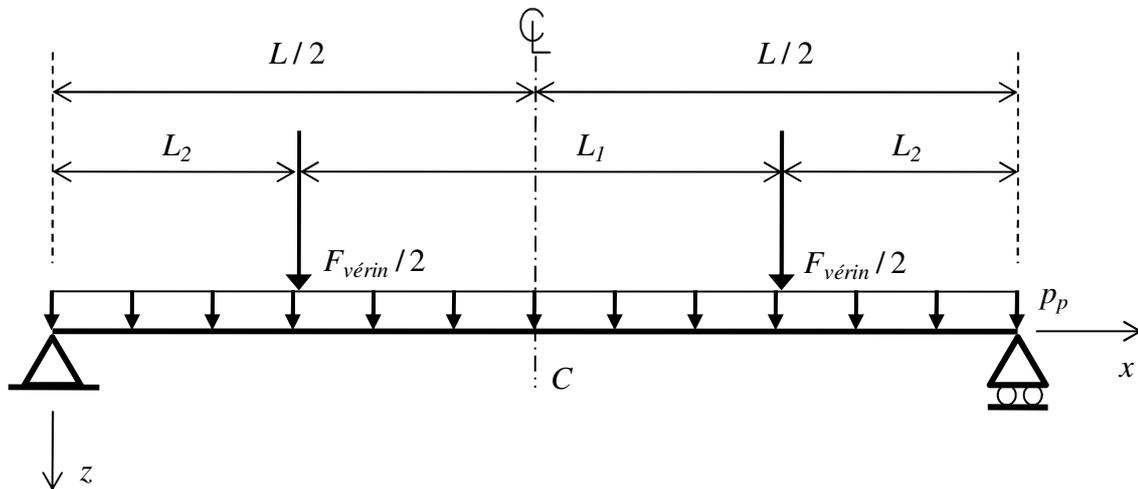


Fig. 6.1 Modèle structural test de flexion quatre points.

Les dimensions qui correspondent au banc de flexion (§3.2./ et Fig. 1.1) sont :
 $L_1 = 240 \text{ cm}$; $L_2 = 122 \text{ cm}$ et $L = 484 \text{ cm}$.

Les équations du moment fléchissant agissant sur les différents tronçons de la poutre sont :

$$\begin{aligned}
 0 \leq x \leq L_2 &\Rightarrow M = \frac{F_{\text{vérin}}}{2} x + p_p \left(L_2 + \frac{L_1}{2} \right) x - \frac{p_p}{2} x^2 \\
 L_2 \leq x \leq L_2 + L_1 &\Rightarrow M = \frac{F_{\text{vérin}}}{2} x - \frac{F_{\text{vérin}}}{2} (x - L_2) + p_p \left(L_2 + \frac{L_1}{2} \right) x - \frac{p_p}{2} x^2
 \end{aligned} \quad (6.1)$$

où :

$F_{\text{vérin}}$ = Sollicitation externe due à la force du vérin du banc de flexion [N],

$p_p = 1,5 \text{ kN.m}^{-1}$ = Sollicitation externe due au poids propre de la poutre calculé avec un poids volumique forfaitaire égal à 25 kN.m^{-3} .

Finalement, le moment maximal situé au centre de la poutre, au point C de la Fig. 6.1, est donné par :

$$M_C = \frac{F_{\text{vérin}}}{2} \cdot L_2 + \frac{p_p}{8} \cdot L^2. \quad (6.2)$$

7./ RESULTATS EXPERIMENTAUX D'ENSEMBLE

Au sujet des différents résultats des tests de flexion qui seront présentés le long de ce chapitre, ainsi que des observations qui seront faites là-dessus, il convient de surligner le fait qu'ils devraient être soumis à forte caution car un seul corps d'épreuve a été testé pour chaque formulation de béton.

7.1./ Séquence expérimentale et effet du chargement permanent

En référence à la procédure expérimentale détaillée dans la §3.4./, la Fig. 7.1 montre le diagramme type du chargement appliqué sur les poutres lors du test de flexion en fonction du temps pendant l'étape de *Fissuration initiale*. On peut y observer les deux paliers de chargement effectués en fonction de la largeur d'ouverture maximale relevée parmi les différentes fissures de chaque poutre (cf. §3.4./).

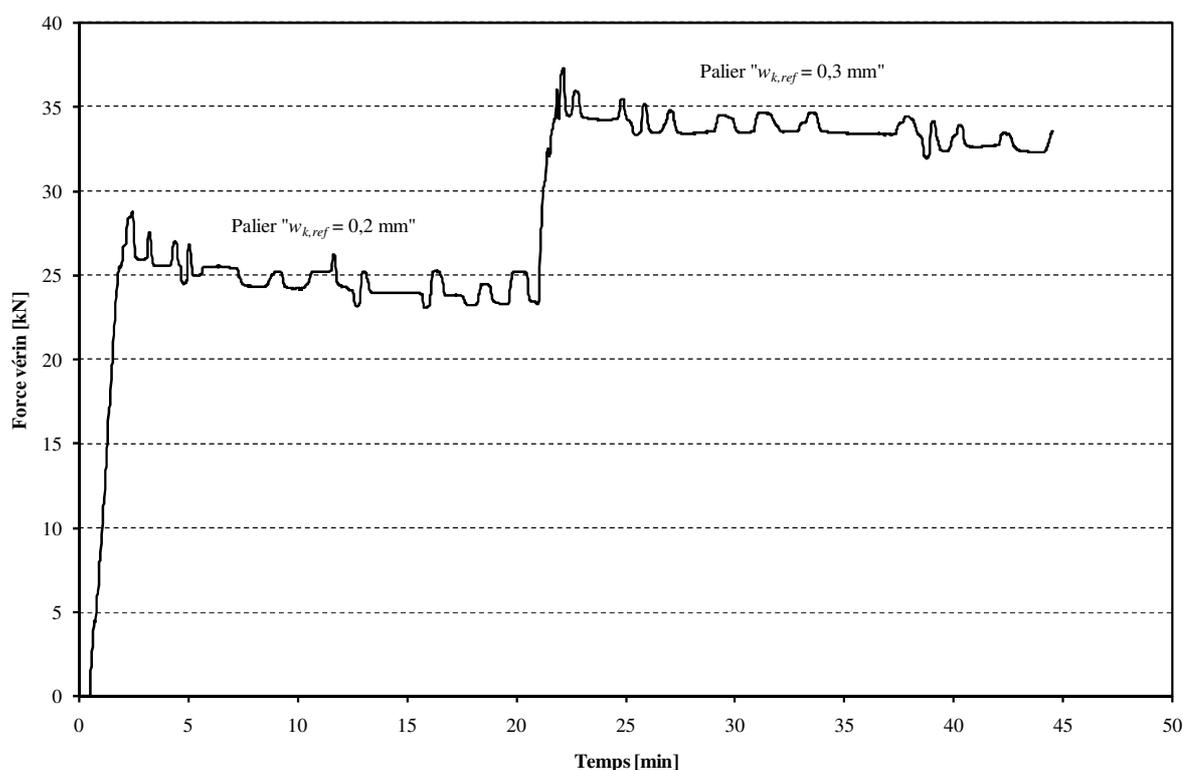


Fig. 7.1 Diagramme type de l'étape de *Fissuration initiale*.

Dans la suite de la procédure expérimentale, le diagramme type obtenu lors de l'étape de *Chargement permanent* des poutres en flexion pendant plusieurs dizaines d'heures est présenté dans la Fig. 7.2. Un phénomène qui pourrait s'apparenter à un effet de relaxation des matériaux composant la poutre y est visible avec une diminution tangible de la force mesurée sur le vérin d'application du chargement (cf. §3.4.). Une comparaison quantitative de la variation en question pour les différentes poutres testées – au moyen de l'écart entre les forces $F_{\text{vérin,début}}$ au début du palier et $F_{\text{vérin,fin}}$ à la fin de celui-ci est présentée dans le Tab. 7.1. Ainsi, la diminution de la force est quantifiée par : $\Delta_{\text{perm}} = (F_{\text{vérin,début}} - F_{\text{vérin,fin}}) / F_{\text{vérin,début}}$.

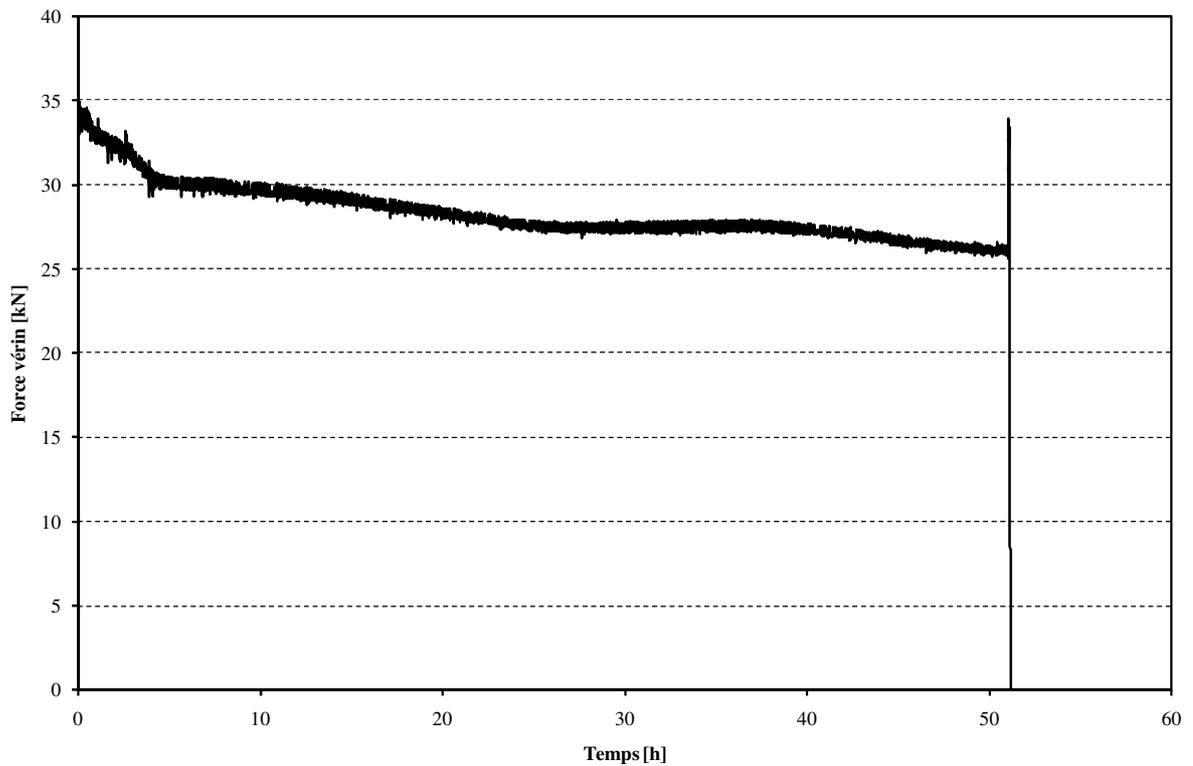


Fig. 7.2 Diagramme type de l'étape de *Chargement permanent*.

Tab. 7.1 Variation de la force pendant l'étape de *Chargement permanent*

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Nom		<i>RB-01</i>	<i>RB-02</i>	<i>RB-03</i>	<i>RB-04</i>
Durée palier	[h]	50,0			
$F_{\text{vérin,début}}$ Début palier	[kN]	33,6	44,2	35,6	41,4
$F_{\text{vérin,fin}}$ Fin palier	[kN]	26,2	37,6	29,2	33,3
Δ_{perm}	[%]	22	15	18	20

On peut observer dans le Tab. 7.1 que la diminution de la force nécessaire à maintenir le palonnier de chargement immobile pendant le palier (cf. 3.4./) est similaire pour les différentes formulations testées. Aussi, il semblerait que, pour la durée du palier prise en compte (50 heures), la diminution en question n'est pas corrélée à la teneur en granulats recyclés du béton composant les poutres testées.

Finalement, les trois paliers de chargement – suivant la largeur d'ouverture maximale mesurée parmi les différentes fissures de chaque poutre (cf. §3.4./) – correspondant à l'étape de *Fissuration finale* des corps d'épreuve, ainsi que le plateau de la *Phase de rupture* peuvent être observés dans le diagramme type de la Fig. 7.3.

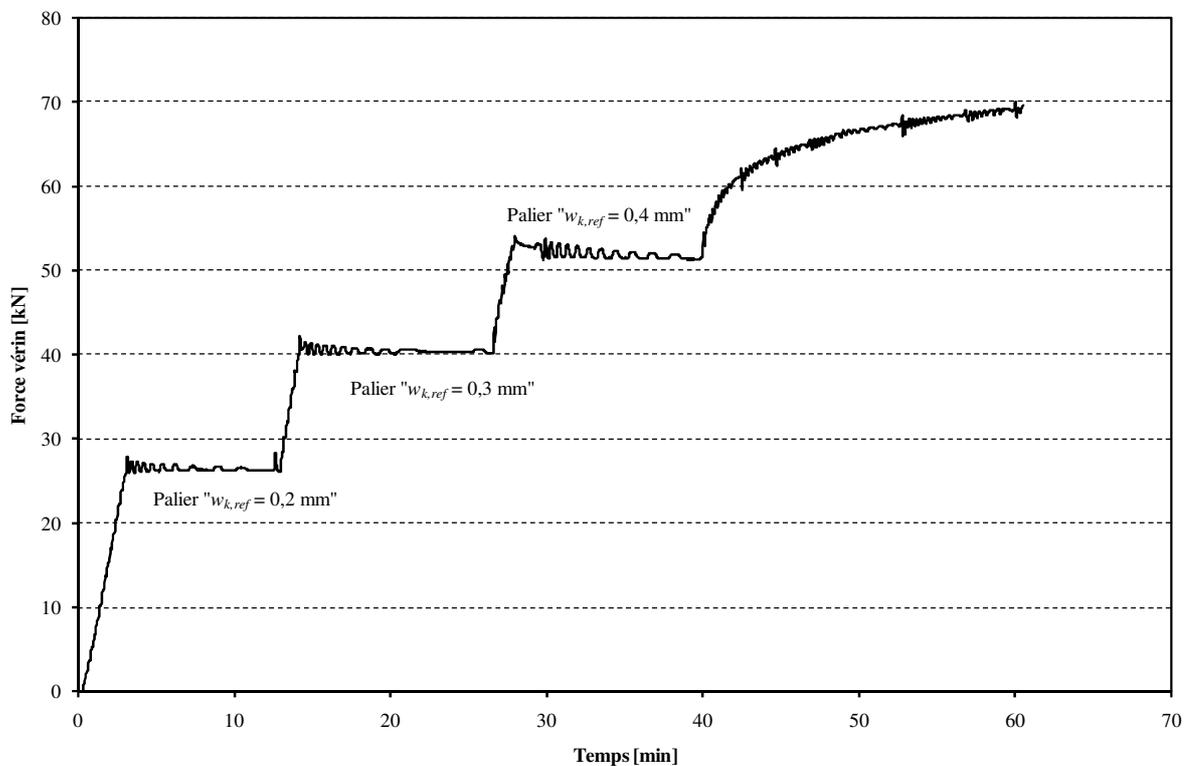


Fig. 7.3 Diagramme type de l'étape de *Fissuration finale et rupture*.

7.2./ Vue d'ensemble des paramètres mesurés et validation du dispositif de mesure

7.2.1./ Largeurs d'ouverture des fissures

Fissuration initiale

La Fig. 7.4 montre les largeurs d'ouverture des fissures mesurées pour les différentes poutres en fonction du chargement qui leur a été appliqué lors de l'étape de *Fissuration initiale* (cf. §3.4./ et §7.1./), sous forme de la force mesurée au niveau du vérin du banc de flexion (cf. Fig. 1.1 et §3.2./). Deux types de largeur de fissure pour chacune des poutres testées sont montrés dans la Fig. 7.4, à savoir : la largeur de fissure maximale parmi les différentes largeurs des fissures instrumentées w_{max}^m (traits continus) (cf. §3.3./ et §3.4./), et la moyenne des différentes largeurs des fissures instrumentées w_{moy} (traits pointillés).

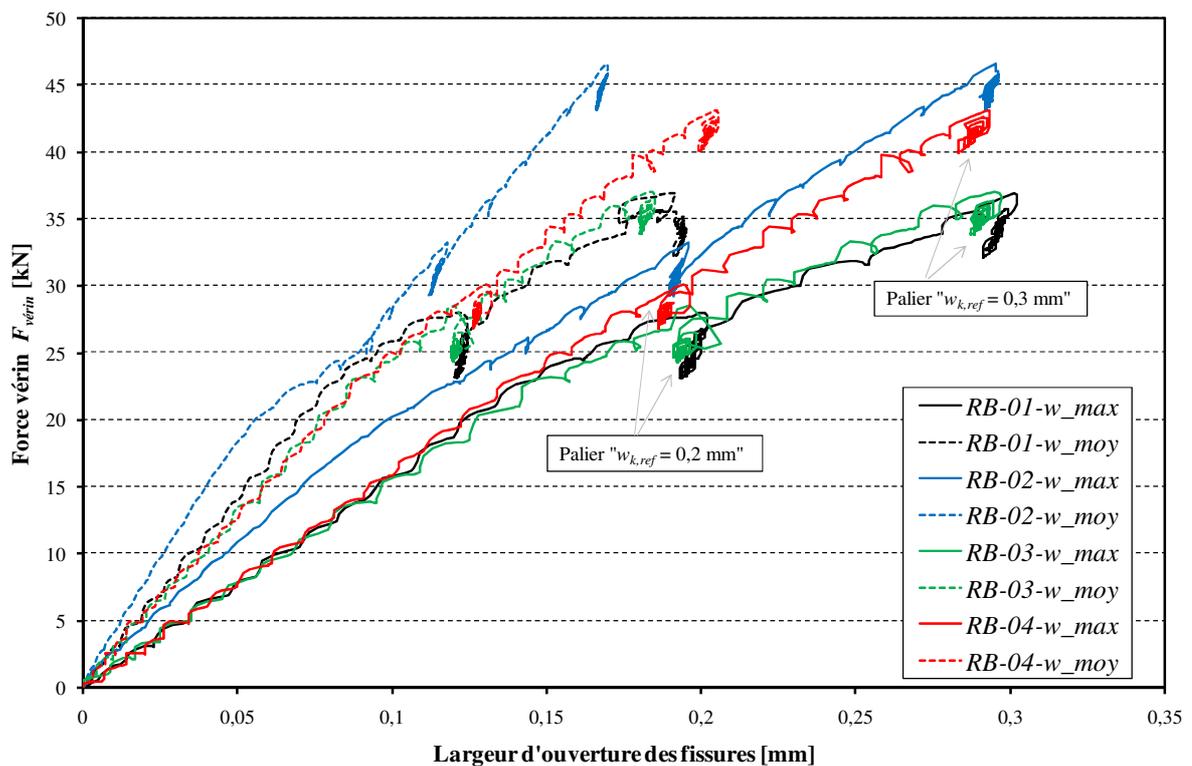


Fig. 7.4 Résultats d'ensemble – Largeurs des fissures – *Fissuration initiale*.

En ce qui concerne les largeurs des fissures maximales (prises en compte par l'*Eurocode 2* pour la conception des poutres), la Fig. 7.4 montre que les poutres *RB-01* (uniquement à base de granulats recyclés) et *RB-03* (taux de remplacement de granulats fins et

^m Systématiquement celle de la fissure située au niveau de l'axe central des poutres testées.

gros de 30%) ont un comportement très similaire tout le long de la phase de chargement correspondant à la *Fissuration initiale* de la poutre.

D'un autre côté, la poutre *RB-02* (sable cent pour cent naturel mais gros granulats uniquement recyclés) enregistre, tout le long de cette étape de *Fissuration initiale*, une largeur maximale de fissure sensiblement inférieure que celles des poutres *RB-01* et *RB-03*ⁿ. Il a été vu dans la §4.4.3./, que la largeur d'ouverture type des fissures le long d'une poutre fléchie est fonction de l'espacement type entre elles [Eq. (4.24)]. Or, tel qu'il sera montré plus loin dans ce document (§8.1.1./), l'espacement moyen entre les différentes fissures de la poutre *RB-02* est inférieur à celui de la poutre *RB-03*, et surtout la poutre *RB-02* compte une fissure de plus que la poutre *RB-03* dans la partie de la poutre en flexion pure (entre les deux points de chargement, *force palonnier* de la Fig. 1.1). Il a été constaté aussi que les caractéristiques mécaniques des bétons des poutres *RB-02* et *RB-03*, notamment leurs résistances à la traction, leurs modules de déformation et, par conséquent, leur moment de fissuration M_{cr} sont très proches (cf. Tab. 2.5 et Tab. 6.1). Ainsi, au regard de l'Eq. (4.24) et de l'Eq. (5.1), l'écart mentionné entre les largeurs des fissures semblerait cohérent.

La poutre *RB-04* (uniquement à base de granulats recyclés), a un comportement initialement très proche de *RB-01* et *RB-03*. Ensuite, à mesure que la sollicitation augmente, le comportement de la poutre *RB-04* se rapproche manifestement de celui de la poutre *RB-02*. Cette dernière constatation pourrait s'expliquer suivant un raisonnement analogue à celui fait ci-dessus pour la poutre *RB-02*. Par contre, la première observation pourrait éventuellement avoir un lien avec le fait que, malgré un nombre de fissures plus important le long de la zone en flexion pure de la poutre *RB-04* par rapport aux poutres *RB-01* et *RB-03* (cf. §8.1.1./), la résistance mesurée à la traction [dont dépend, entre autres, la largeur maximale d'ouverture des fissures, cf. Eq. (4.30), Eq. (5.3) et Eq. (5.5)] est plus faible pour le béton *RB-04* que pour les bétons *RB-01* et *RB-03* (cf. Tab. 2.5).

ⁿ De plus, la courbe de la poutre *RB-02* présente une inflexion (aux alentours de $F_{vérin} = 25$ kN) qui paraît plus prononcée que celle des autres poutres. Une des voies éventuelles pour expliquer cette nette inflexion (qui se vérifie également dans la courbe de la flèche rapportée au chargement, cf. §7.2.2./ et §8.2.2./) pourrait être une hypothétique augmentation de l'adhérence béton/acier dans la poutre *RB-02* (gros granulats uniquement recyclés), par rapport aux autres poutres, due à des interactions physico-chimiques entre l'acier et l'ancienne pâte de ciment non hydratée, ou plus généralement les fines, présentes dans les granulats recyclés. Cet effet pourrait être fortement atténué dans le cas de la poutre *RB-04* à cause de la teneur en eau élevée (notamment de pré-humidification) nécessaire à sa fabrication.

Finalement, on peut constater sur la Fig. 7.4 que les observations effectuées ci-dessus au sujet des largeurs maximales sont aussi globalement valables lorsqu'il s'agit la moyenne des différentes largeurs des fissures instrumentées le long des poutres testées (w_{moy} : traits pointillés).

Fissuration finale

Suivant le format de la Fig. 7.4, l'évolution des largeurs d'ouverture des fissures lors de l'étape de *Fissuration finale* (cf. §3.4./) des tests de flexion effectués sur les différentes poutres sont montrées dans la Fig. 7.5.

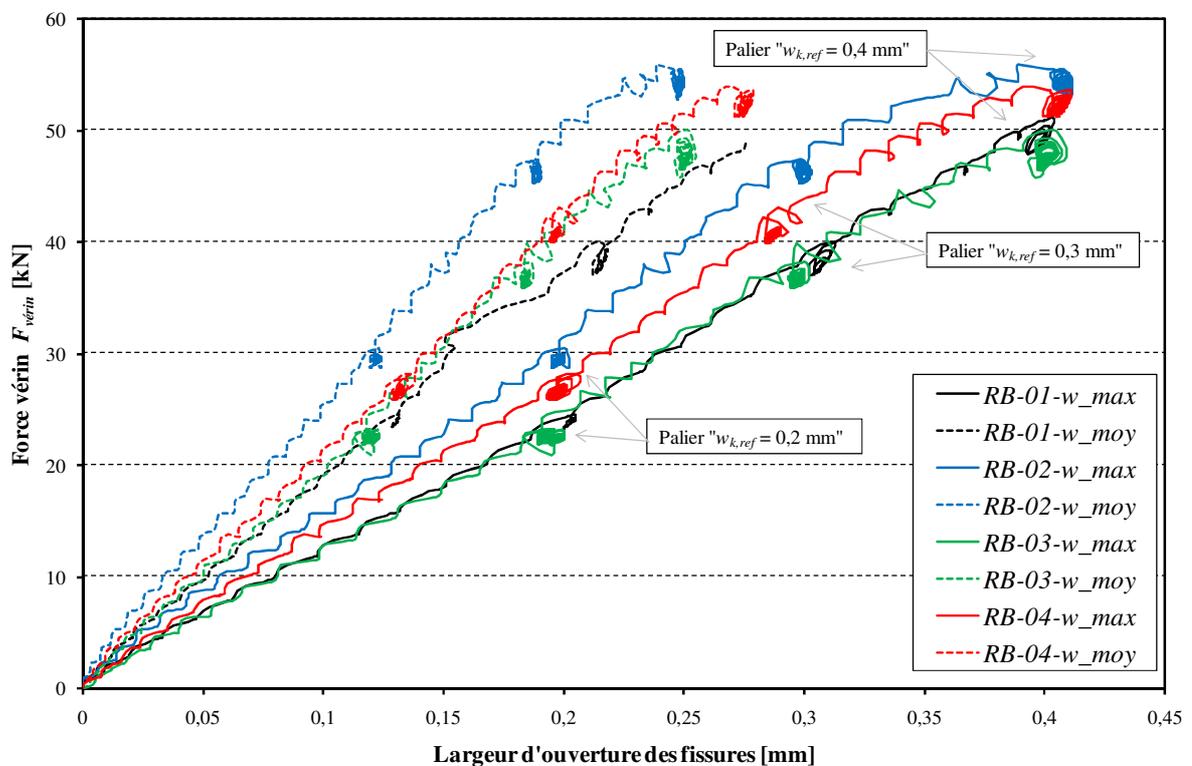


Fig. 7.5 Résultats d'ensemble – Largeurs des fissures – *Fissuration finale*.

Au sujet des largeurs des fissures maximales, le comportement global des différentes poutres dans l'étape de *Fissuration finale* semblerait cohérent vis-à-vis des considérations analogues à celles effectuées plus haut à l'égard de l'espacement moyen mesuré entre les fissures de chacune des poutres (cf. §8.1.1./) (écart entre les comportements des poutres *RB-03* et *RB-02* de Fig. 7.5) ainsi que de leur résistance à la traction (écart entre les comportements des poutres *RB-04* et *RB-02* de Fig. 7.5). Il reste à expliquer le changement de comportement de la poutre *RB-04* pour des sollicitations inférieures à environ 25 kN :

sensiblement identique à celui des poutres *RB-01* et *RB-03* dans l'étape de *Fissuration initiale* (Fig. 7.4), à la différence de ce qui est constaté dans l'étape de *Fissuration finale* (diminution de la pente du graphe lors de l'étape de *Fissuration finale*, dans la zone des sollicitations en question, moins prononcée pour la poutre *RB-04* que pour les autres poutres^o). Des éventuelles pistes pourraient concerner : la différence quant à la résistance à la traction des différents bétons dont les poutres sont constituées [cf. l'Eq. (5.3)] ; ou, par ailleurs, un effet d'endommagement de l'interface béton/acier lors de l'étape de *Chargement permanent*, différent dans le cas de la poutre *RB-04* que dans celui des autres trois poutres.

Une dernière remarque dans le cadre des largeurs des fissures maximales peut être faite par rapport au fait que la poutre *RB-03* a un comportement pratiquement identique à celui de la poutre *RB-01*, alors que l'espacement moyen entre les fissures de cette dernière est supérieur à celui de la première [Eq. (4.24)]. Néanmoins, cette observation pourrait être nuancée au regard de la différence entre les comportements de ces deux poutres en termes des largeurs moyennes de leurs fissures (traits pointillés sur Fig. 7.5).

7.2.2./ Flèches

Fissuration initiale

On peut observer sur la Fig. 7.6 les déplacements verticaux relevés à proximité immédiate du centre des corps d'épreuve (cf. §3.3./) en fonction de la force mesurée au niveau du vérin du banc de flexion, lors de l'étape de *Fissuration initiale* des tests de flexion réalisés sur les différentes poutres.

^o La superposition des courbes montrées dans la Fig. 7.4 et la Fig. 7.5 est montrée, séparément pour chaque poutre, plus loin dans ce document (cf. §8.1.2./).

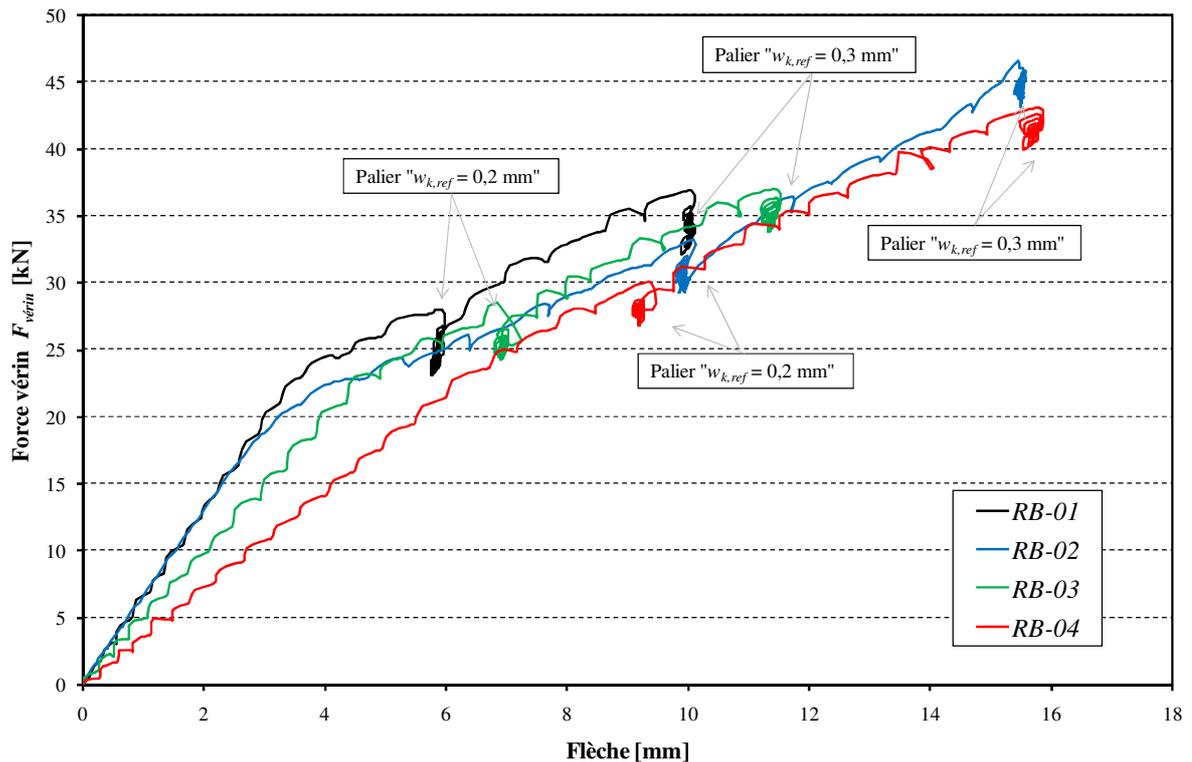


Fig. 7.6 Résultats d'ensemble – Flèches – *Fissuration initiale*.

Le profil des différentes courbes montrées dans la Fig. 7.6 semble cohérent vis-à-vis des caractéristiques mécaniques des bétons utilisés pour la confection des poutres (Tab. 2.5). On peut remarquer une inflexion des courbes lorsque le chargement atteint une valeur d'environ 25 kN. Pour le reste, les pentes des différentes courbes sont corrélées aux modules de déformation des bétons correspondants (Tab. 2.5) exception faite toutefois de la poutre *RB-02*. En effet, l'inflexion évoquée ci-dessus paraît plus marquée dans le cas de cette poutre, ce qui a également été remarqué dans son diagramme concernant les largeurs des fissures (cf. Note n). Aussi, pour ce qui est de la flèche mesurée dans l'étape de *Fissuration initiale*, la poutre *RB-02* a d'abord (pour des niveaux de sollicitation inférieurs à celui de l'inflexion de la courbe correspondante) un comportement qui est très proche de celui de la poutre *RB-01* (dont le béton a, lui, un module de déformation plus élevé). Etant donné que cette particularité ne se vérifie plus lors de l'étape de *Fissuration finale* (cf. ci-dessous), la piste pour essayer de l'expliquer avancée précédemment (cf. Note n), ayant trait à un effet d'adhérence physico-chimique (annulée par endommagement après l'étape de *Chargement permanent*), pourrait sembler envisageable.

Fissuration finale

Suivant une présentation analogue à celle de la Fig. 7.6, on peut trouver dans la Fig. 7.7 les différentes courbes représentant la flèche mesurée en fonction du chargement lors de l'étape de *Fissuration finale*.

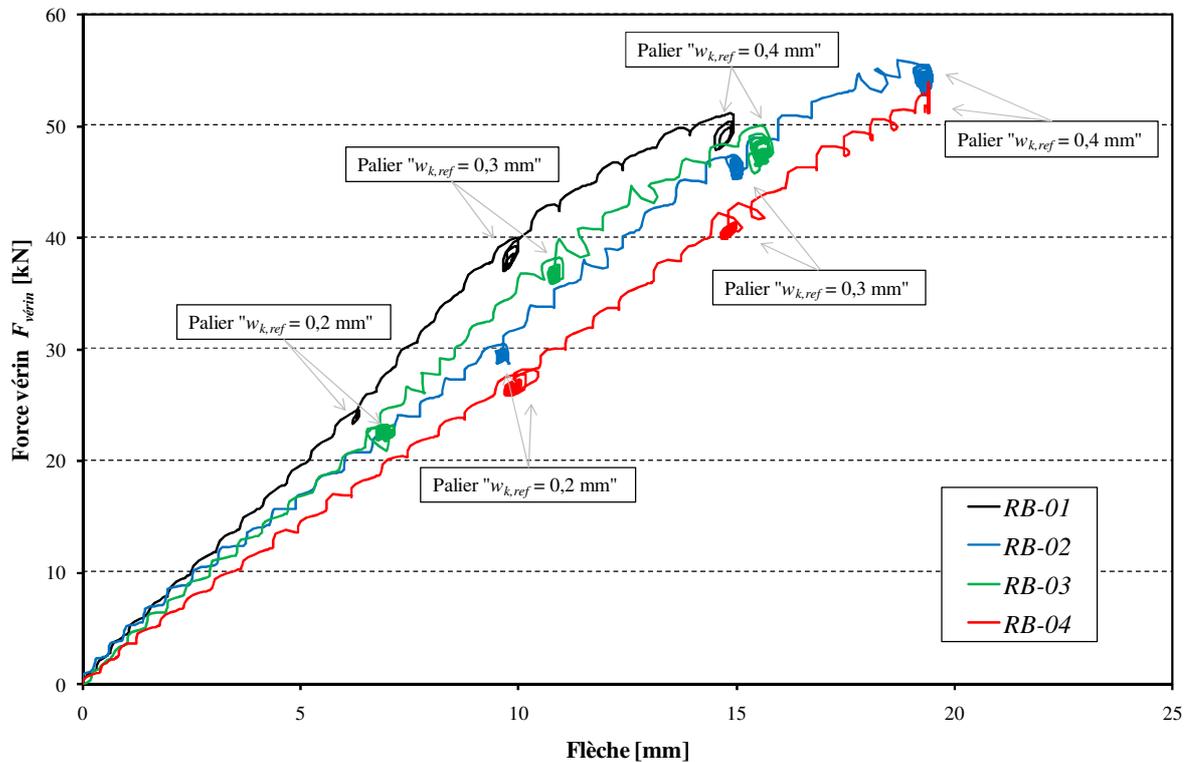


Fig. 7.7 Résultats d'ensemble – Flèches – *Fissuration finale*.

Les différentes courbes de la Fig. 7.7 semblent correspondre dans tous les cas aux caractéristiques mécaniques, notamment les modules de déformation, des bétons utilisés pour la confection des différentes poutres testées (Tab. 2.5). Les inflexions caractéristiques de l'étape de *Fissuration initiale* (Fig. 7.6) ne sont pratiquement plus visibles dans ce cas-ci correspondant à la *Fissuration finale* (les superpositions des courbes des deux étapes de fissuration seront montrées plus loin dans ce document : §8.2.2./). Une étape de *Pré-fissuration* ayant précédé celle de *Fissuration initiale* (cf. §3.4./), l'hypothèse d'endommagement de l'interface béton/acier (ou du béton lui-même) lors de l'étape de *Chargement permanent* est privilégiée (par rapport à l'atteinte de la sollicitation de fissuration) pour expliquer les inflexions observées dans la Fig. 7.6.

7.2.3./ Validation du dispositif de mesure

Comme indiqué dans la §3.3./, la technique de la corrélation d'images a été utilisée afin de valider les mesures faites au moyen de capteurs inductifs de largeur d'ouverture des fissures (extensomètres) et de déplacement au niveau central (*LVDTs*) des poutres testées en flexion.

Pour ce qui est des largeurs des fissures, la procédure qui suit a été employée. D'abord, les positions des fissures dans la partie en flexion pure des poutres (entre les deux points de chargement, *force palonnier* de la Fig. 1.1) ont été repérés grâce au champ de déformation horizontal, tel que montré dans la capture du traitement des images type de la Fig. 7.8.

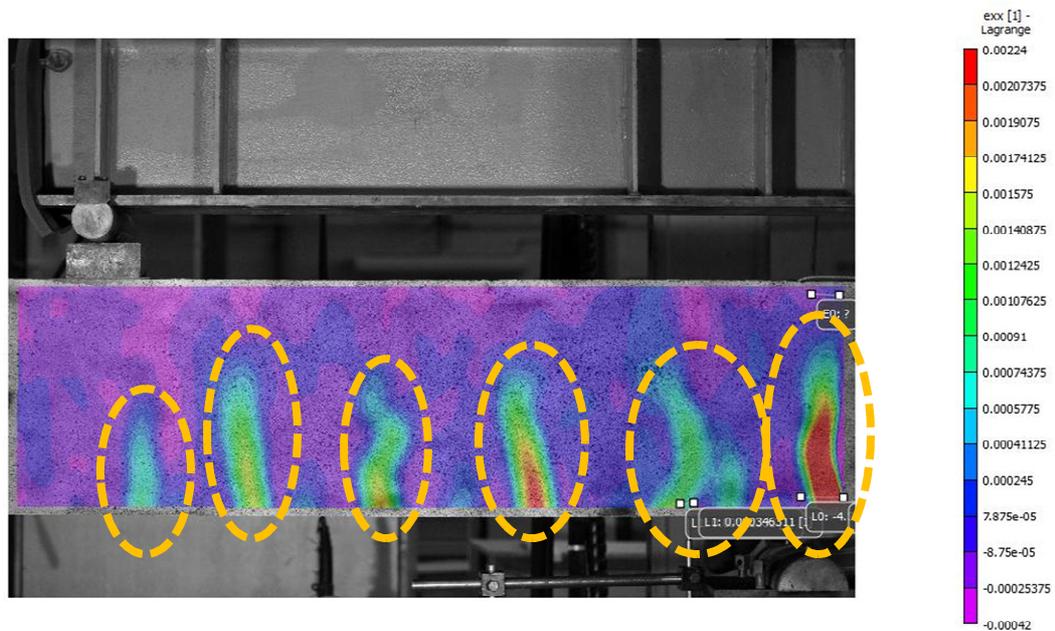


Fig. 7.8 Champ de déformation horizontal type.

Par la suite, la largeur d'une fissure donnée a été déterminée au moyen de l'écart entre les déplacements horizontaux des différents points constituant un segment à proximité immédiate de la fissure en question. La largeur des différentes fissures le long de chaque poutre testée ayant été comparée, il a été ainsi possible de repérer la fissure dont la largeur est la plus importante parmi les différentes fissures de chaque poutre, repérées précédemment (cf. ci-dessus). Ainsi la Fig. 7.9 montre les relevés du champ de déplacement horizontal pour les segments environnant la fissure de largeur maximale de la poutre *RB-01*. La Fig. 7.9 illustre

aussi le calcul de l'ouverture de fissure (comme indiquée ci-avant) pour différents niveaux de chargement. Ces niveaux de chargement correspondent, eux, à chacun des paliers effectués lors des étapes de *Fissuration initiale* et *finale* du test de flexion (cf. §3.4./, Fig. 7.1 et Fig. 7.3) effectué sur la poutre mentionnée.

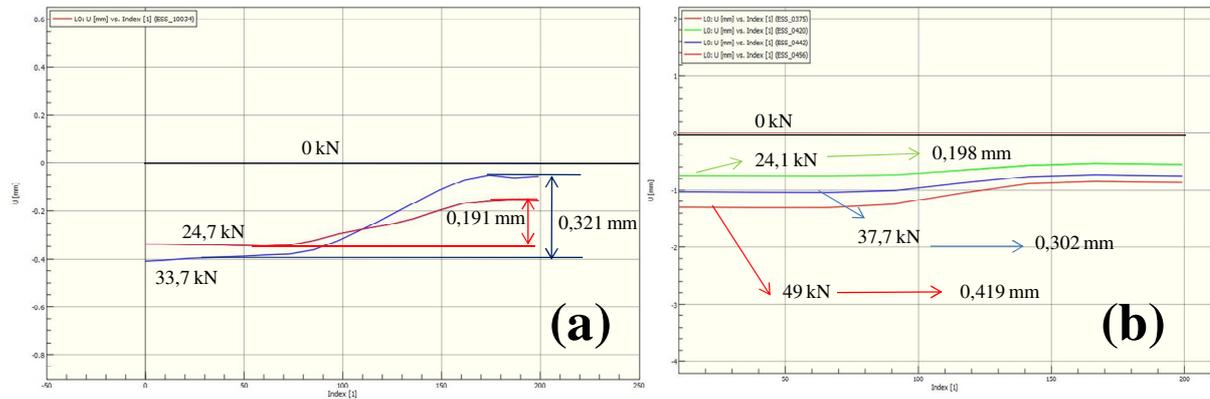
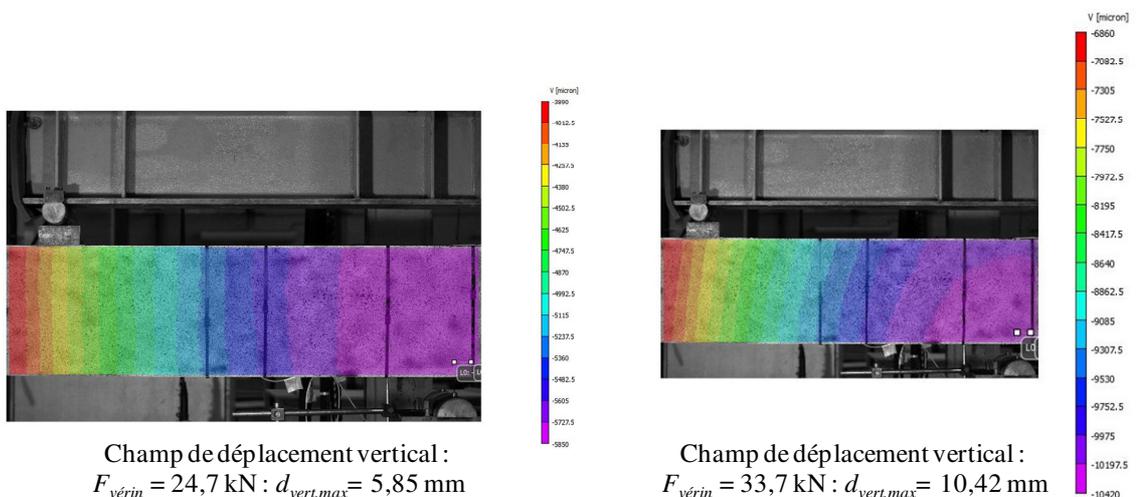


Fig. 7.9 Champ de déplacement horizontal environnant la fissure de largeur maximale – Poutre *RB-01* – Etapes de (a) *Fissuration initiale* et (b) *Fissuration finale*.

Finalement, le déplacement vertical maximal le long de la poutre *RB-01*, pour les différents niveaux de chargement mentionnés plus haut, a été déterminé grâce au champ de déplacement vertical relevé par traitement des images prises durant le test de flexion. Ainsi, des captures du traitement des images qui ont permis la détermination des déplacements verticaux maximaux lors des étapes de *Fissuration initiale* et *finale* sont montrées dans la Fig. 7.10 et la Fig. 7.11, respectivement.



Champ de déplacement vertical :
 $F_{\text{vérin}} = 24,7 \text{ kN}$: $d_{\text{vert,max}} = 5,85 \text{ mm}$

Champ de déplacement vertical :
 $F_{\text{vérin}} = 33,7 \text{ kN}$: $d_{\text{vert,max}} = 10,42 \text{ mm}$

Fig. 7.10 Champs de déplacement vertical – *Fissuration initiale* – Poutre *RB-01*.

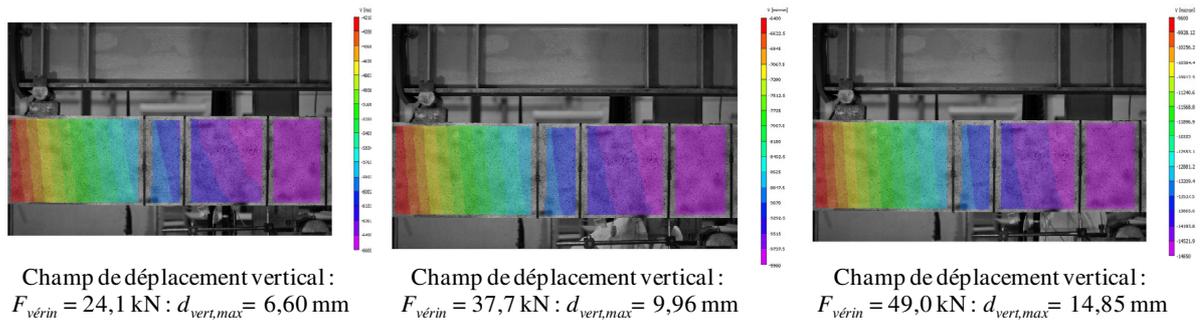


Fig. 7.11 Champs de déplacement vertical – *Fissuration finale* – Poutre *RB-01*.

Les différents paramètres ayant été déterminés par corrélation d'images tel qu'indiqué ci-dessus, une comparaison a été effectuée avec les mesures réalisées au moyen des capteurs inductifs du dispositif de mesure (cf. Fig. 7.4, Fig. 7.5, Fig. 7.6 et Fig. 7.7). Aussi, le Tab. 7.2 synthétise cette comparaison en ce qui concerne les paramètres mesurés lors de l'étape de *Fissuration initiale* du test de flexion de la poutre *RB-01*. Le Tab. 7.3 montre, lui, la comparaison faite pour l'étape de *Fissuration finale*. Dans les deux tableaux mentionnés, la notation et la nomenclature suivantes ont été utilisées :

$w_{k,ref}$ = Largeur d'ouverture de fissure de référence (cf. §3.4./),

$F_{\text{vérin}}$ = Moyenne pendant la durée du palier de la force mesurée au niveau du vérin (cf. Fig. 7.1 et Fig. 7.3),

w_{ext} = Moyenne pendant la durée du palier de la largeur d'ouverture de fissure maximale, parmi les différentes largeurs des fissures instrumentées, mesurée au moyen des extensomètres (cf. §3.3./),

w_{CI} = Largeur d'ouverture de fissure maximale, parmi les différentes largeurs des fissures repérées (cf. supra), déterminée par corrélation d'images pour les niveaux de chargement correspondant à $F_{\text{vérin}}$,

$\Delta_{CI-ext} = (w_{CI} - w_{ext}) / w_{ext}$; positif donc lorsque $w_{CI} > w_{ext}$;

f_{LVDT} = Moyenne pendant la durée du palier (et des mesures des deux *LVDTs*) du déplacement vertical à proximité immédiate du centre de la poutre, mesuré au moyen des *LVDTs* (cf. §3.3./),

w_{CI} = Déplacement vertical maximal le long de la poutre, déterminé par corrélation d'images pour les niveaux de chargement correspondant à $F_{\text{vérin}}$,

$\Delta_{CI-LVDT} = (f_{CI} - f_{LVDT}) / f_{LVDT}$; positif donc lorsque $f_{CI} > f_{LVDT}$.

Tab. 7.2 Comparaison mesures capteurs inductifs/corrélation d'images – *Fissuration initiale* –
Poutre *RB-01*

$w_{k,réf}$	[mm]	0,200	0,300
$F_{vérin}$	[kN]	24,7	33,7
w_{ext}	[mm]	0,196	0,294
w_{CI}	[mm]	0,191	0,321
Δ_{CI-ext}	[%]	-2,6	9,2
f_{LVDT}	[mm]	5,8	10,0
f_{CI}	[mm]	5,9	10,4
$\Delta_{CI-LVDT}$	[%]	0,9	4,2

Tab. 7.3 Comparaison mesures capteurs inductifs/corrélation d'images – *Fissuration finale* – Poutre
RB-01

$w_{k,réf}$	[mm]	0,200	0,300	0,400
$F_{vérin}$	[kN]	24,1	37,7	49,0
w_{ext}	[mm]	0,202	0,307	0,399
w_{CI}	[mm]	0,198	0,302	0,419
Δ_{CI-ext}	[%]	-2,0	-1,6	5,0
f_{LVDT}	[mm]	6,3	9,8	14,7
f_{CI}	[mm]	6,6	10,0	14,9
$\Delta_{CI-LVDT}$	[%]	4,8	1,6	1,0

Au vu du Tab. 7.2 et du Tab. 7.3, les écarts entre les mesures effectuées au moyen des capteurs inductifs du dispositif de mesure (cf. §3.3./) par rapport à celles déterminées grâce à un technique indépendante tel que la corrélation d'images s'avèrent satisfaisants. Ceci permet de valider les mesures effectuées sur l'ensemble des poutres grâce auxdits capteurs inductifs.

7.2.4./ Phase de rupture

Afin de clore ce chapitre de présentation des résultats d'ensemble des tests de flexion sur poutres réalisés dans le cadre de la présente étude, le comportement des poutres lors de l'étape finale de ces tests, appelé par métonymie^P *Phase de rupture* et qui concerne notamment la réponse des corps d'épreuve aux états limites ultimes, est illustré dans la Fig. 7.12. On peut observer sur cette figure les graphes correspondant au chargement qui a été

^P La ductilité des poutres est en effet très élevée du fait des caractéristiques de leur ferrailage (cf. §1.3./).

appliqué aux poutres lors de l'étape de *Fissuration finale et rupture* (cf. §3.4./ et §7.1./), sous forme de la force mesurée au niveau du vérin du banc de flexion (cf. Fig. 1.1 et §3.2./) rapportée au déplacement du même vérin depuis le début de l'étape.

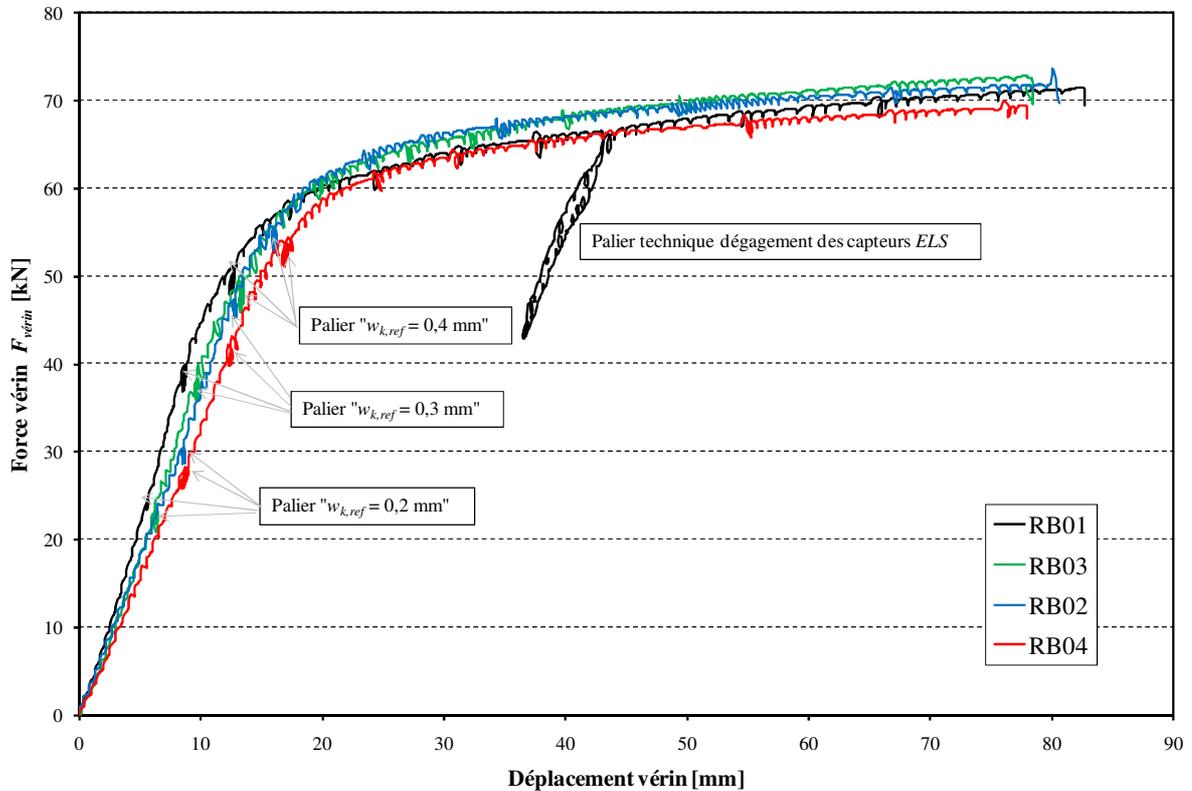


Fig. 7.12 Résultats d'ensemble – Déplacement du vérin – *Fissuration finale et rupture*.

On constate sur la Fig. 7.12 que les comportements des différentes poutres sont très similaires entre eux dans la phase finale du chargement (au delà d'une inflexion aux alentours de $F_{\text{vérin}} = 60$ kN, qui correspond vraisemblablement à la plastification de l'acier de renfort). La ressemblance mentionnée semble logique compte tenu du fait que, de par les caractéristiques de ferrailage des poutres, leur ruine est précisément censée être due à la perte d'intégrité par plastification des armatures (cf. §1.3./). Autrement dit, le comportement des poutres aux états limites de rupture devrait être gouverné essentiellement par les caractéristiques mécaniques de l'acier de renfort. Une analyse quantitative dans ce sens est effectué plus loin dans ce rapport (§8.3./).

On remarque finalement que, en toute logique, pour des niveaux de chargement inférieurs à celui qui correspond à l'inflexion mentionnée ci-dessus (c'est-à-dire lorsque le déplacement du vérin est sensiblement linéairement proportionnel au chargement appliqué sur

chaque poutre), les comportements des poutres sont pratiquement identiques à ceux qui relèvent de la flèche mesurée lors de l'étape de *Fissuration finale* (Fig. 7.7). Ainsi, les observations effectuées sur la Fig. 7.7 sont aussi valables lorsqu'il s'agit de la Fig. 7.12.

8./ ANALYSE VIS-A-VIS DES PRESCRIPTIONS DE L'EUROCODE 2

Comme mentionné précédemment, il faut noter que les différents résultats qui sont présentés par la suite dans ce chapitre, ainsi que les commentaires et hypothèses qui en découlent, doivent être pris avec précaution car un seul corps d'épreuve, par formulation de béton, a été l'objet des tests de flexion dont traite cette étude.

8.1./ Paramètres de fissuration

8.1.1./ Espacement entre fissures

Les faciès de fissuration à la fin des tests de flexion sur les poutres *RB-01*, *RB-02*, *RB-03* et *RB-04* sont montrés ci-après (Fig. 8.1, Fig. 8.2, Fig. 8.3 et Fig. 8.4, respectivement). A partir de ces faciès, l'espacement moyen entre les différentes fissures (sensiblement verticales) associées à la sollicitation de la flexion $s_{r,moy,mes}$ a été déterminé suivant ce qui est montré dans le Tab. 8.1. De même, l'espacement maximal entre deux fissures contiguës $s_{r,max,mes}$ ainsi que le nombre de fissures dans la zone en flexion pure des poutres (entre les deux points de chargement, *force palonnier* de la Fig. 1.1) ont été relevés et sont inclus dans le Tab. 8.1.

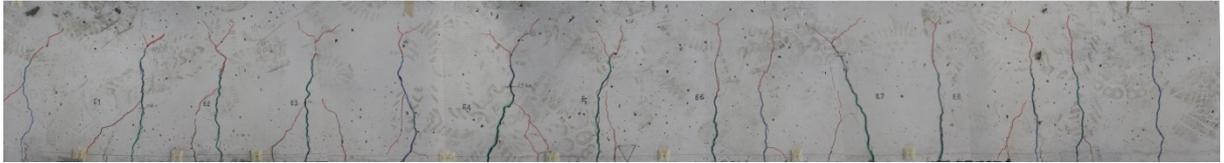


Fig. 8.1 Faciès de fissuration poutre *RB-01*.

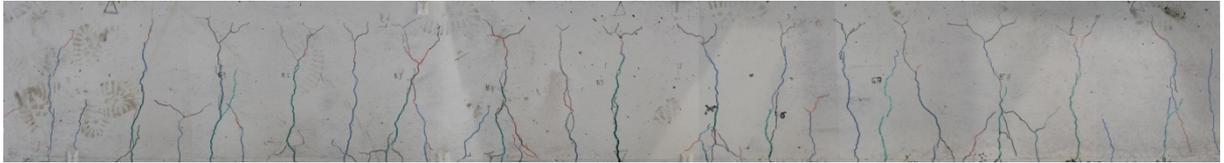


Fig. 8.2 Faciès de fissuration poutre *RB-02*.



Fig. 8.3 Faciès de fissuration poutre *RB-03*.



Fig. 8.4 Faciès de fissuration poutre *RB-04*.

Tab. 8.1 Relevé et calcul de l'espacement entre les fissures

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Nom		<i>RB-01</i>	<i>RB-02</i>	<i>RB-03</i>	<i>RB-04</i>
$s_{r,moy,mes}$	[cm]	$20,2 \pm 5,8$	$15,6 \pm 5,1$	$16,6 \pm 4,4$	$14,5 \pm 2,8$
$s_{r,max,mes}$	[cm]	27,0	26,4	26,0	20,0
Nb. fissures	—	12	15	14	17
$s_{r,max,EC2,fl}$	[cm]	21,2			
$s_{r,max,EC2,k2}$	[cm]	30,0	29,9	29,9	29,7

Les préconisations de l'Eurocode 2 concernant la fissuration des pièces fléchies [Eq. (5.2) de ce rapport] ont été suivies afin de calculer l'espacement entre les fissures dans les cas des différentes poutres testées dans la présente étude. Dans le cadre de ce calcul, les caractéristiques des matériaux (Tab. 2.5 et Tab. 2.6) ainsi que les paramètres géométriques et mécaniques (Tab. 6.1) qui correspondent aux différentes poutres ont été employés.

Hormis la stricte utilisation des valeurs fixées par l' Eurocode 2 [et son *Annexe Nationale : NF EN 1992-1-1/NA (2007)*^q] qui s'appliquent aux caractéristiques des corps d'épreuve faisant l'objet du présent travail, deux cas de figure ont été considérés pour le coefficient k_2 de l'Eq. (5.2), dont la définition pourrait sembler ambiguë. En effet, comme il a été dit dans la §5.1.1./, ce coefficient correspond en réalité au coefficient k_t de l'Eq. (4.11). Il rend compte donc du profil du diagramme de contraintes de traction dans le béton. Ainsi, « pour certaines zones localisées » l' Eurocode 2 conseille de calculer le coefficient k_2 au moyen d'une équation [NF EN 1992-1-1, 2005, Eq. (7.13)] qui correspond à l'Eq. (4.11)^r de ce rapport. Par ailleurs, lorsque la section est « en flexion » (à priori, le cas qui s'applique à la présente étude) l' Eurocode 2 préconise pour le coefficient k_2 une valeur de 0,5 [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.3.4(3)]. Par conséquent, les espacements entre les fissures calculés au moyen de l'Eq. (5.2) d'après les deux valeurs possibles du coefficient k_2 [0,5 et l'Eq. (4.11)], respectivement : $s_{r,max,EC2,fl}$ et $s_{r,max,EC2,k2}$ sont montrés dans le Tab. 8.1.

En prenant comme référence, dans le Tab. 8.1, le cas de la poutre *RB-01* (qui se veut le corps d'épreuve témoin de la présente étude, car fabriquée uniquement à base de granulats naturels), on remarque que la valeur $s_{r,max,EC2,fl}$ (préconisée par l' Eurocode 2 pour les pièces en flexion, ce qui est le cas des poutres ici étudiées) est très proche de la valeur moyenne de l'espacement entre les fissures $s_{r,moy,mes}$ mesurées le long de la poutre testée en flexion. A son tour, c'est plutôt la valeur $s_{r,max,EC2,k2}$ (calculée à partir de la valeur « exacte » du coefficient k_2) qui semble bien rendre compte d'une valeur plus proche de l'espacement maximal $s_{r,max,mes}$ déterminé expérimentalement

En ce qui concerne les espacements entre fissures calculés suivant les préconisations de l' Eurocode 2, on constate qu'ils surestiment systématiquement les espacements qui ont été déterminés expérimentalement dans les cas des poutres qui contiennent des granulats recyclés, notamment l'espacements moyens entre les fissures $s_{r,moy,mes}$ (ce qui se reflète directement sur le nombre relevé des fissures dans chaque cas). Cette surestimation semblerait être d'autant plus importante que la teneur en granulats recyclés des poutres augmente. Ainsi, le comportement des poutres *RB-02* et *RB-03* semble à première vue très proche. Néanmoins, le

^q Notamment en ce qui concerne la valeur du coefficient k_3 .

^r L'Eq. (7.13) de l' Eurocode 2 est une version de l'Eq. (4.11) du présent document, exprimée en termes des déformations.

fait que l'espacement moyen entre les fissures de la poutre *RB-02* soit légèrement inférieur à celui de *RB-03* fait, d'un côté que la surestimation par la valeur calculée suivant l'*Eurocode 2* soit légèrement supérieur pour *RB-02*, mais surtout que *RB-02* compte une fissure de plus que *RB-03*.

Or, il a été vu dans la §4.4.1./ que l'espacement entre les fissures d'une pièce fléchie est notamment directement proportionnel à la résistance à la traction du béton et inversement proportionnel à la contrainte d'adhérence que l'interface acier de renfort/béton est capable de générer lors de la flexion de la poutre (coefficient k_{τ} , Eq. (4.15)]. Tel qu'il a été constaté grâce aux essais de caractérisation mécanique des bétons qui ont été utilisés pour la fabrication des poutres (Tab. 2.5), leur résistance à la traction décroît d'une manière identique, qualitativement parlant, à celle que l'on trouve pour l'espacement entre les fissures du Tab. 8.1. Il a été constaté, par ailleurs, grâce aux travaux réalisés par le groupe du laboratoire *L2MGC* dans le cadre du *PN^s*, que la contrainte d'adhérence béton/acier ne décroît pas en fonction de la teneur de granulats recyclés suivant la même logique que celle de la diminution de l'espacement moyen entre les fissures du Tab. 8.1, et surtout que la taux de la décroissance de la contrainte d'adhérence (cf. Wardeh et al., 2015, Tab. 7 et Fig. 16) s'avère en pratique négligeable par rapport à celui de la résistance à la traction mesuré pour les bétons de la présente étude. Par conséquent, il semblerait à priori logique d'attribuer la diminution des espacements moyens entre les fissures des poutres en fonction de leur teneur en granulats recyclés, à la diminution de la résistance à la traction des bétons correspondants.

En outre, l'approche proposée par l'*Eurocode 2*, en remplaçant k_{τ} de l'Eq. (4.15) par k_4 de l'Eq. (5.2) et en prescrivant une valeur constante pour celle-ci (*NF EN 1992-1-1*, 2005, §7.3.4./) (et donc implicitement pour le ratio entre la résistance à la traction et la contrainte d'adhérence dont il est question ci-dessus), ferait vraisemblablement que la diminution de la résistance à la traction suivant la teneur du béton en granulats recyclés soit négligée. Ceci conduirait plausiblement à la surestimation des espacements entre les fissures des poutres constatés dans le Tab. 8.1.

^s Essais d'arrachement direct sur des corps d'épreuve fabriqués avec les mêmes formulations de béton et même diamètre de barres d'acier que ceux de la présente étude.

Tel qu'il sera vu par la suite, les éléments de discussion traités ci-avant auront un impact sur les largeurs de fissure calculées à partir des espacements entre fissures dont il a été question dans cette section-ci.

8.1.2./ Largeur d'ouverture des fissures

L'évolution, en fonction du chargement appliqué, des valeurs mesurées (au moyen de capteurs inductifs, cf. §3.3./) de la largeur de fissure maximale $w_{max,mes}$ (traits continus), et de la moyenne des largeurs des fissures $w_{moy,mes}$ (traits pointillés) est tracé sur la Fig. 8.5. pour les étapes de *Fissuration initiale* (indice *INI*) et *finale* (*FIN*) de la poutre *RB-01*.

Par ailleurs, suivant les prescriptions de l'Eurocode 2, les largeurs de fissures ont été calculées suivant l'Eq. (5.1) et l'Eq. (5.3) du présent document et elles sont montrées sur la Fig. 8.5. La première équation étant fonction de l'espacement calculé entre les fissures, deux courbes ont été tracées : $w_{k,EC2,fl}$ et $w_{k,EC2,k2}$, qui correspondent aux espacements $s_{r,max,EC2,fl}$ et $s_{r,max,EC2,k2}$ du Tab. 8.1, respectivement. Les calculs mentionnés ont été effectués suivant les caractéristiques mécaniques des matériaux (Tab. 2.5 et Tab. 2.6) ainsi que les paramètres géométriques et mécaniques (Tab. 6.1) qui correspondent à la poutre en question. Du fait que les largeurs de fissures ont été calculées en prenant en compte le poids propre de la poutre (dont l'influence s'est avérée assez importante sur les valeurs calculées), et pour des fins de comparaison, les courbes expérimentales[†] ont été décalées sur l'axe des abscisses afin de correspondre avec l'origine des courbes calculées dont le comportement leur est proche (cf. infra) en supposant valable une linéarité pour des faibles niveaux de chargement.

[†] Le fait de mettre à zéro les valeurs mesurées par les capteurs au début de l'application de la charge (inévitabile du point de vue pratique), fait qu'inéluctablement les mesures négligent l'effet du poids propre des poutres.

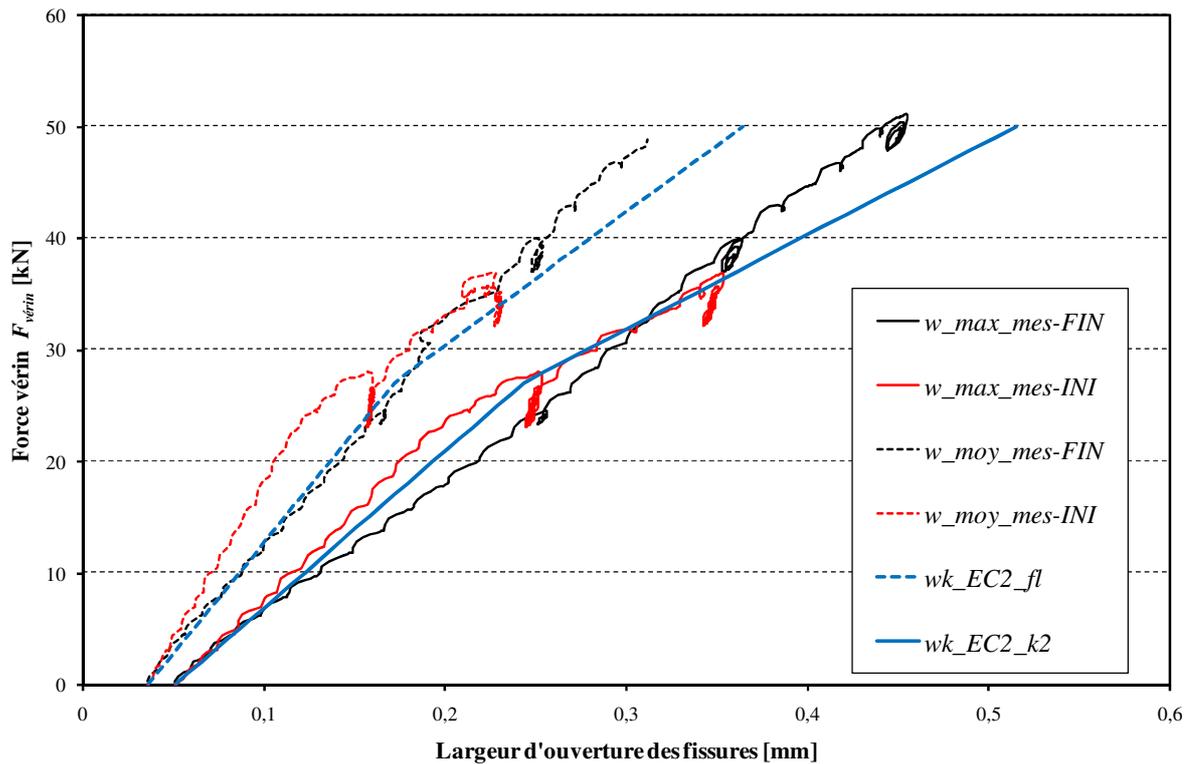


Fig. 8.5 Largeur d'ouverture des fissures – Poutre *RB-01*.

Tel qu'il avait été constaté pour les espacements entre les fissures de la poutre *RB-01*, on peut observer aussi sur la Fig. 8.5 qu'il existe une très bonne correspondance entre les valeurs calculées de largeurs d'ouverture des fissures et celles qui ont été mesurées expérimentalement, en particulier lors de l'étape de *Fissuration initiale*. En toute logique, $s_{r,max,EC2,k2}$, rendant compte de l'espacement maximale mesuré, la courbe $w_{k,EC2,k2}$ retrace d'une manière très satisfaisante la largeur mesurée d'ouverture maximale. D'une manière analogue, $w_{k,EC2,fl}$ permet d'estimer assez précisément la largeur moyenne mesurée. Malgré un changement de l'allure des courbes expérimentales dans l'étape de *Fissuration finale*, les courbes issues du calcul en sont assez proches, notamment en termes des ordres de grandeur.

Tel qu'il a été vu dans la §4.4.3./, le calcul de la largeur d'ouverture des fissures se base sur la prise en compte d'un état des différentes sections de la pièce fléchie intermédiaire entre l'état non fissuré et celui de fissuration complète du béton allongé. Ceci est réalisé au moyen du coefficient ζ de l'Eq. (4.30). Comme il a été montré dans la §5.1.2./, une modification dans la méthode de calcul du coefficient ζ est introduite par l'Eurocode 2 [Eq. (5.5)], dont résulte l'Eq. (5.3). Pour des fins de comparaison, la courbe donnant la largeur d'ouverture des fissures, lorsqu'on retient l'Eq. (4.30) pour le calcul de ζ a été déterminée et

elle est montrée sur la Fig. 8.5bis ($w_{k,\zeta 1_0}$). En effet, pour des sollicitations qui correspondent à un moment fléchissant supérieur à M_{cr} [Eq. (4.8)], en utilisant la définition de la courbure [Eq. (4.5)] pour calculer la déformation $\varepsilon_{s,II}$ et en prenant une valeur^u de $\beta = 1$; l'Eq. (4.24) peut s'écrire :

$$w_{k,\zeta 1_0} = s_r \cdot \zeta \frac{M(d - x_{II})}{E_c \cdot I_{II}}, \quad (8.1)$$

où M a été calculé suivant l'Eq. (6.2) et le ratio $(\sigma_{sr,II} / \sigma_{s,II})$ a été remplacé par (M_{cr} / M) [NF EN 1992-1-1, 2005, §7.4.3(3)].

Tel qu'il a été mentionné dans la §4.4.2./, des valeurs de fissure maximale devraient correspondre à une valeur entre 1,5 et 1,3 fois $w_{k,\zeta 1_0}$. Ainsi, et toujours pour des fins de comparaison, le coefficient de 1,5 donne lieu à la courbe $w_{k,\zeta 1_5}$ de la Fig. 8.5bis.

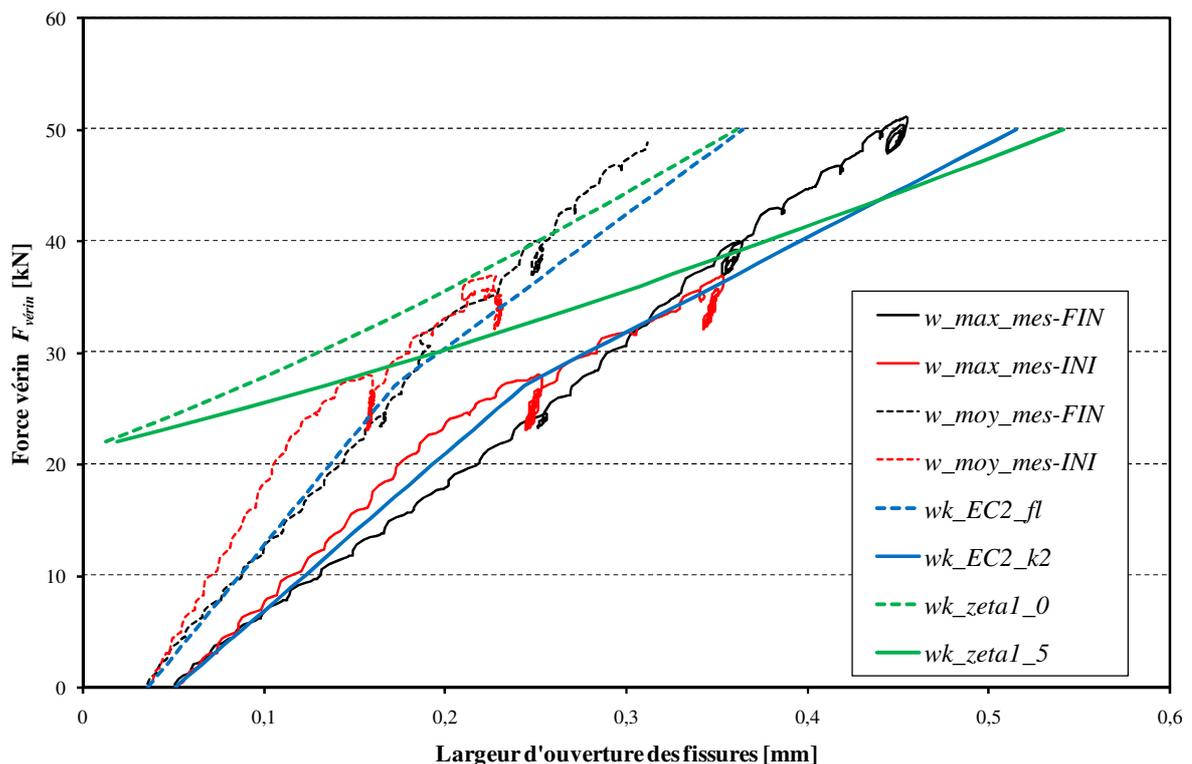


Fig. 8.5bis Largeur d'ouverture des fissures – ζ non-linéaire – Poutre RB-01.

Comme il a été évoqué dans la §5.1.2./, on constate sur la Fig. 8.5bis notamment que les courbes sous-estiment les largeurs d'ouverture des fissures pour des faibles niveaux de

^u En effet, la valeur de β à pour effet seulement de décaler la courbe qui résulte de l'Eq. (4.24) sur l'axe des abscisses, ce qui ne modifie pas la comparaison faite ici.

charge. Cette remarque, sans plus d'incidence sur les observations de cette section, sera la base pour des observations dans la section concernant les flèches des poutres (§8.2.2./).

Suivant le même principe que celui de la Fig. 8.5 pour la poutre *RB-01* (décalée pour prendre en compte l'effet du poids propre), la Fig. 8.6, la Fig. 8.7 et la Fig. 8.8 montrent les courbes qui correspondent aux mesures et aux calculs effectués pour les poutres *RB-02*, *RB-03* et *RB-04*, respectivement.

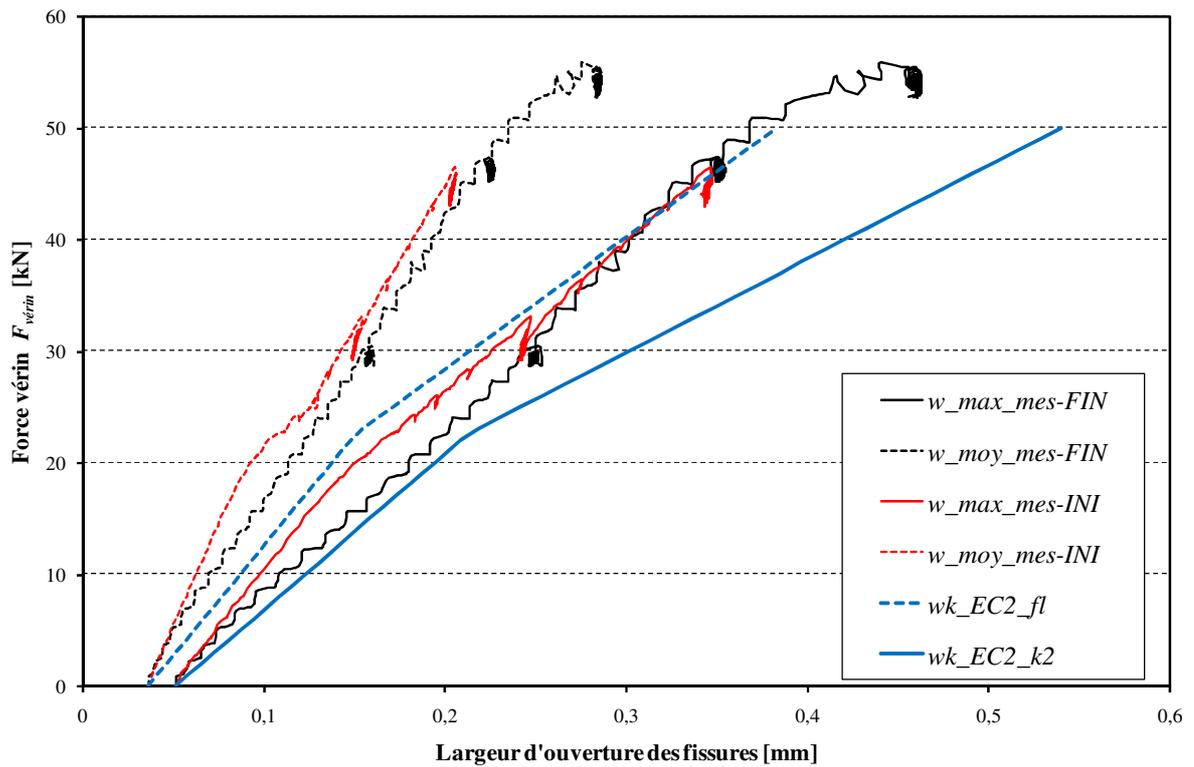


Fig. 8.6 Largeur d'ouverture des fissures – Poutre *RB-02*.

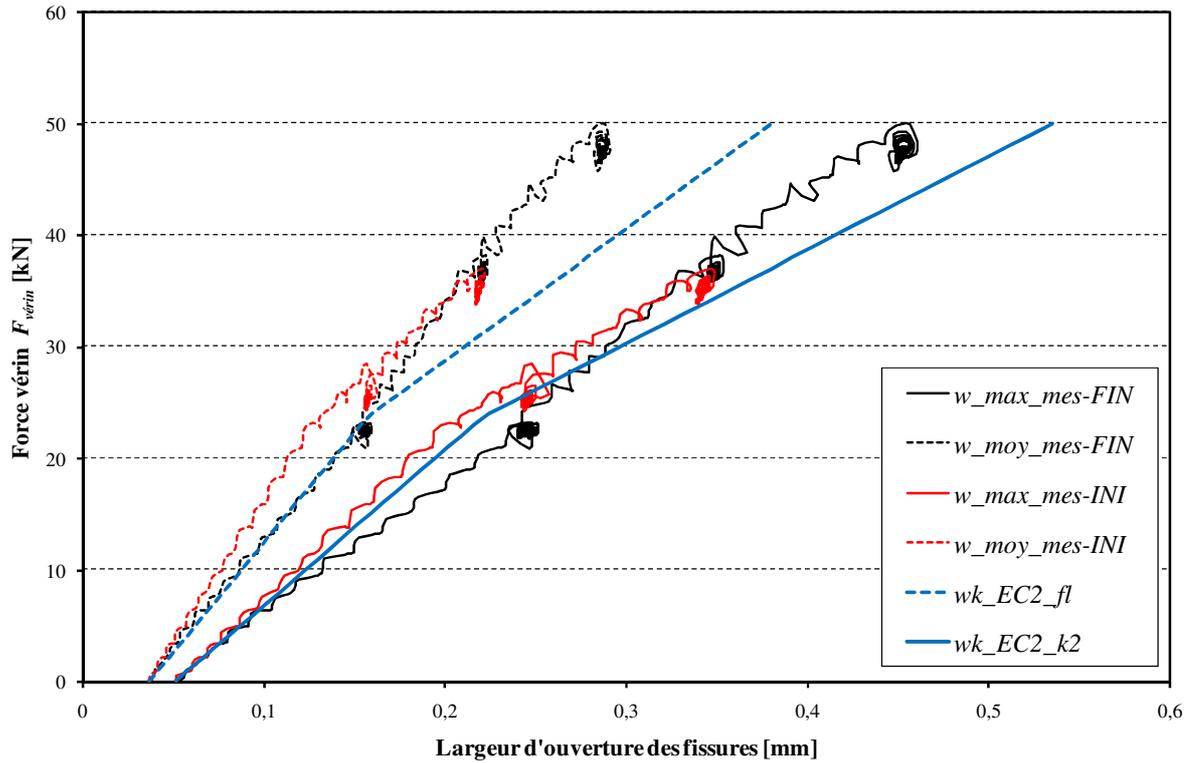


Fig. 8.7 Largeur d'ouverture des fissures – Poutre RB-03.

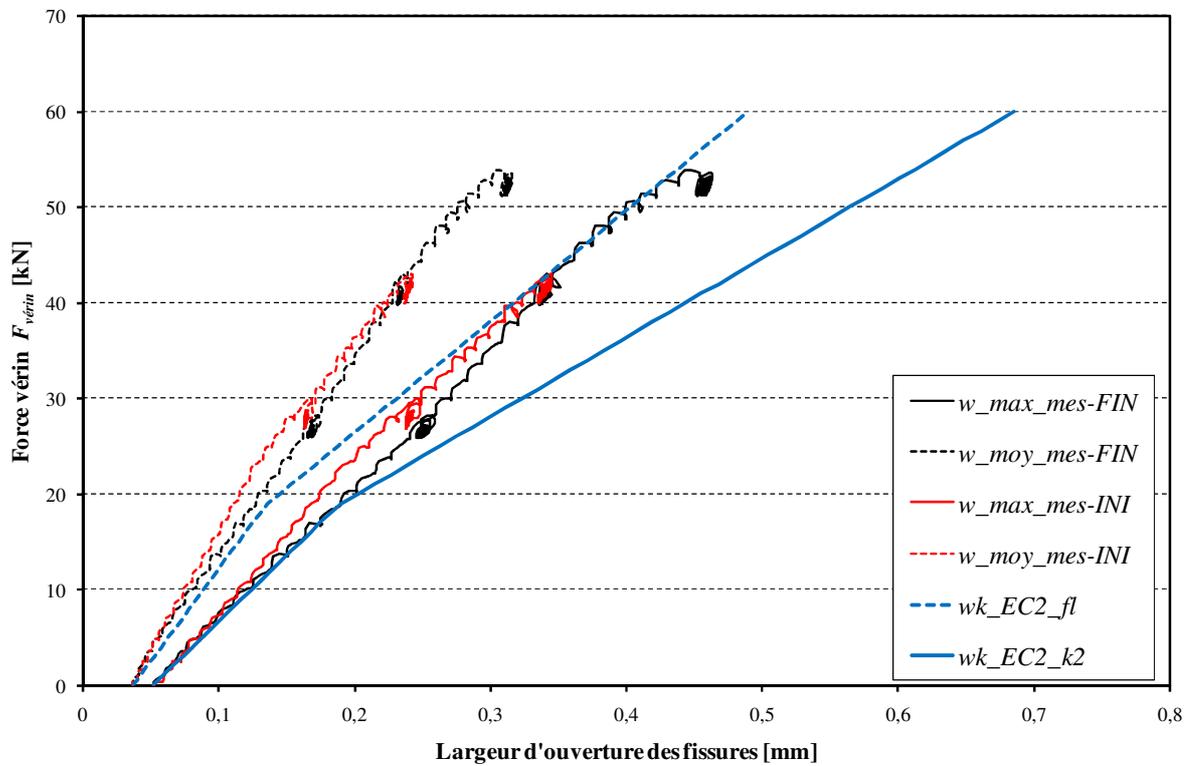


Fig. 8.8 Largeur d'ouverture des fissures – Poutre RB-04.

En toute logique, des observations analogues à celles qui ont été faites au sujet des espacements entre les fissures (§8.1.1./) s'appliquent aux figures précédentes. Ainsi, en se basant sur les résultats obtenus pour la poutre témoin *RB-01*, il apparaît que le calcul de la largeur d'ouverture des fissures suivant l'*Eurocode 2* a tendance à surestimer les valeurs déterminées expérimentalement, lorsqu'il s'agit de poutres qui contiennent des granulats recyclés. Cette surestimation semble d'autant plus importante que la teneur en granulats recyclés augmente. La présence de sable recyclé, jusqu'à une valeur de 30% du sable naturel substitué : poutre *RB-03*, ne semble pas avoir une incidence remarquable.

Suivant donc la discussion effectuée dans la §8.1.1./, une approche qui pourrait être envisageable afin de corriger cette surestimation serait d'introduire dans l'Eq. (5.2) un coefficient d'ajustement afin de diminuer la valeur calculée de l'espacement entre les fissures. Au vu de la Fig. 8.6, la Fig. 8.7 et la Fig. 8.8, ce coefficient d'ajustement devrait être inversement proportionnel à la teneur en granulats recyclés d'une poutre (plus il y a des granulats recyclés dans le béton d'une poutre, plus petit sera l'espacement entre les fissures). Au vu, finalement, de la Fig. 8.6 et la Fig. 8.7, ce coefficient d'ajustement devrait tenir aussi compte du fait que l'effet de la teneur en granulats recyclés est plus manifeste lorsqu'on remplace la totalité des gros granulats naturels (*RB-02*) que lorsque ces granulats sont remplacés partiellement (jusqu'à 30%), même si une partie du sable a été aussi remplacé dans ce dernier cas (poutre *RB-03*). L'utilisation de cet éventuel coefficient d'ajustement, reviendrait en réalité à prendre en compte la modification de la résistance à la traction du béton [paramètre k_τ de l'Eq. (4.15)] ainsi qu'éventuellement celle d'autres caractéristiques mécaniques des matériaux qui composent les pièces faites à base de granulats recyclés.

8.2./ Paramètres de déformation

8.2.1./ Déformations

Tel que décrit dans la §3.3./, la déformation de la fibre extrême de béton en compression a été relevée au niveau du centre des corps d'épreuve (moyenne des mesures de deux jauges résistives, cf. §3.3./). Son évolution en fonction du chargement appliqué sur les poutres est montrée dans la Fig. 8.9, la Fig. 8.10, la Fig. 8.11 et la Fig. 8.12, pour les poutres *RB-01*, *RB-02*, *RB-03* et *RB-04*, respectivement, et pour les étapes de *Fissuration initiale* (indice *INI*) et *finale* (indice *FIN*). Tel qu'indiqué dans la §8.1.2./ ces différentes courbes ont

été décalées sur l'axe des abscisses afin de prendre en compte l'effet du poids propre de la poutre.

Par ailleurs, l'approche proposée par l'Eurocode 2 pour calculer tout paramètre concernant la déformation d'une pièce fléchie suivant l'Eq. (5.7) de ce rapport, a été appliquée ici aux déformations du béton à l'état I et II, à partir de la définition de la courbure de l'Eq. (4.1) et l'Eq. (4.5), respectivement, pour calculer la courbe EC2 dans les figures ci-dessous. Les caractéristiques mécaniques de la section aux deux états mentionnés sont ceux donnés dans le Tab. 6.1. Par ailleurs, le coefficient ζ a été calculé, tel qu'indiqué dans la §8.1.2./, au moyen de l'Eq. (4.30).

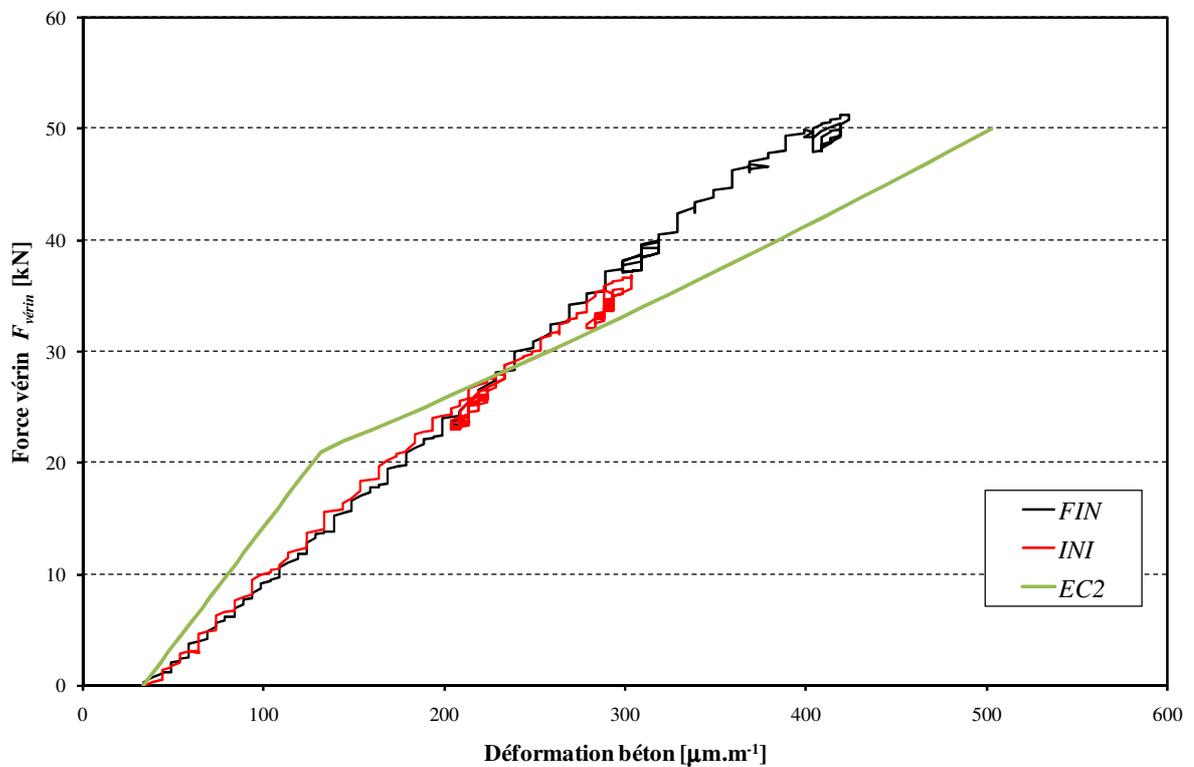


Fig. 8.9 Déformation du béton – Poutre RB-01.

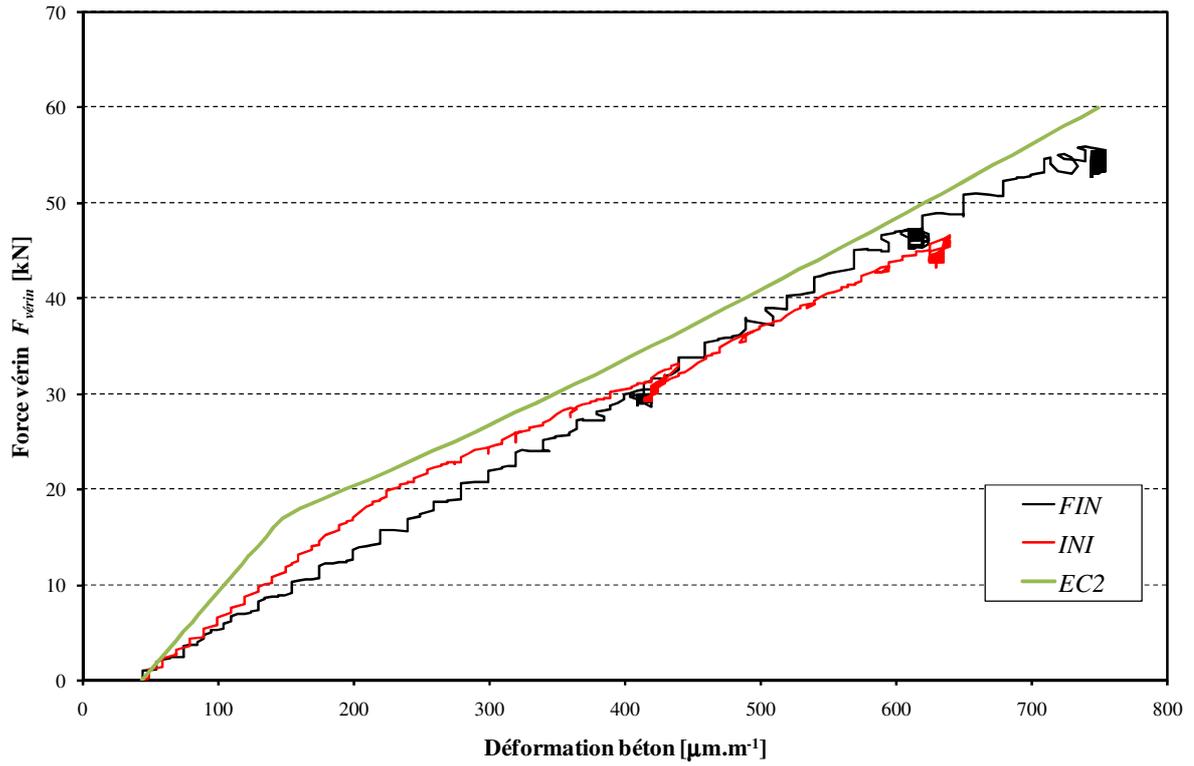


Fig. 8.10 Déformation du béton – Poutre RB-02.

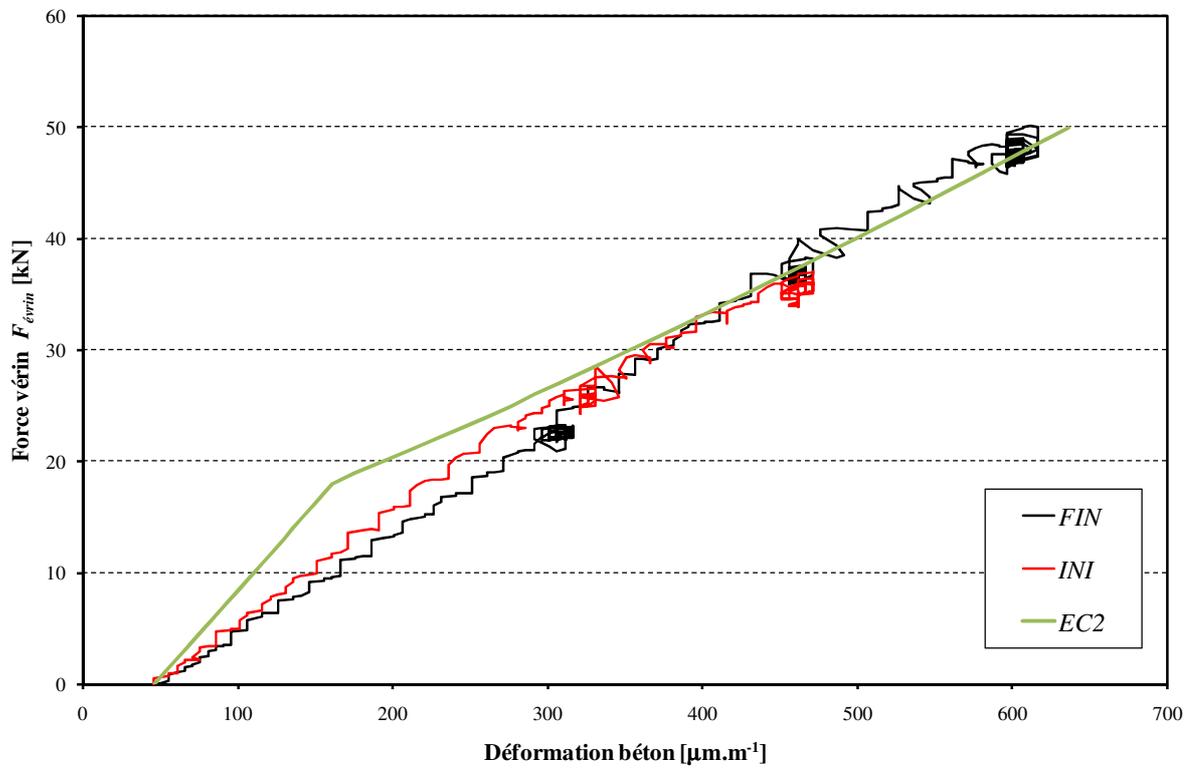


Fig. 8.11 Déformation du béton – Poutre RB-03.

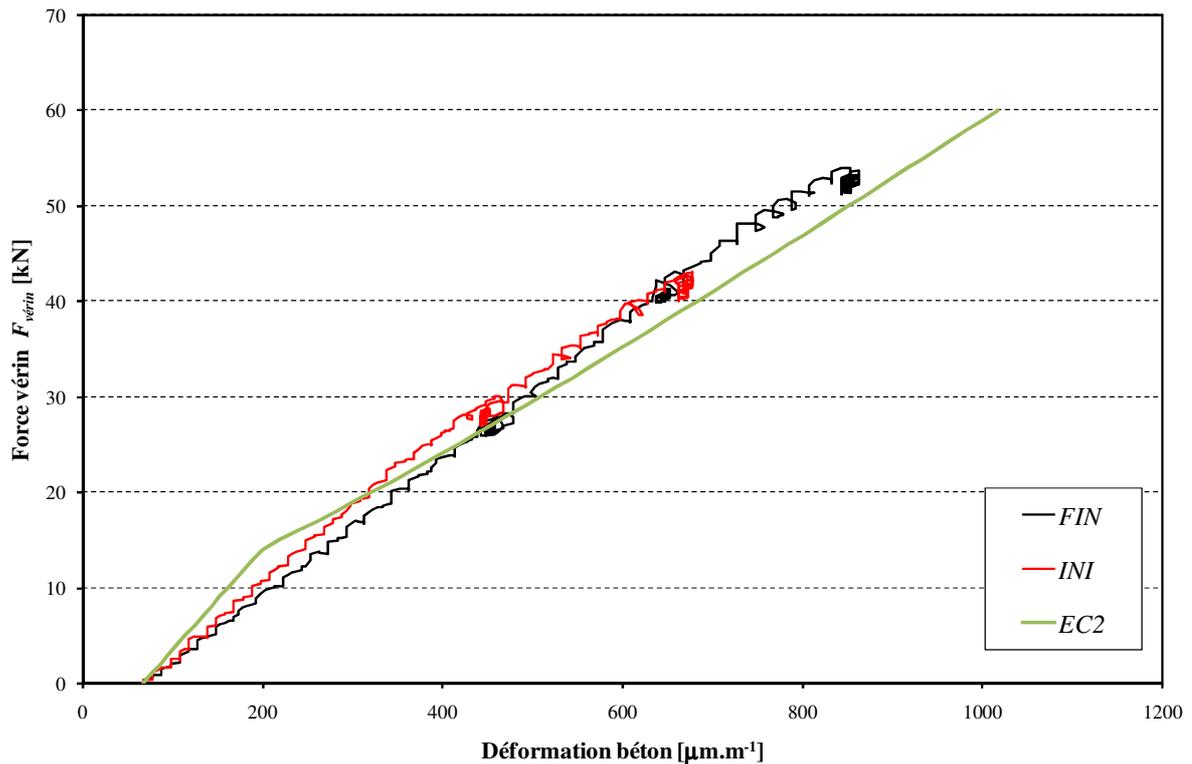


Fig. 8.12 Déformation du béton – Poutre *RB-04*.

En observant les figures ci-dessus, on constate que, l'approche préconisée par l'Eurocode 2 pour le calcul des déformations de pièces fléchies, permet une estimation assez précise par le calcul des déformations du béton en compression mesurées pour les différentes poutres testées en flexion. Vraisemblablement, étant donné que le calcul mentionné a été mené sur la base des caractéristiques mécaniques déterminées expérimentalement (Tab. 2.5) des différents bétons utilisés pour la fabrication des poutres, l'estimation des déformations s'avère satisfaisante indépendamment de la teneur en granulats recyclés des bétons. Ces constatations doivent toutefois être nuancées lorsqu'il s'agit de la poutre *RB-01* (Fig. 8.9) (étonnamment celle faite uniquement à base des granulats naturels), pour laquelle, même si les ordres de grandeurs de l'estimation sont corrects, celle-ci est moins précise que dans les autres cas. Etant donné que cet écart ne se vérifie plus lorsqu'il s'agit des flèches (cf. Fig. 8.14), une piste pour tenter de l'expliquer est l'utilisation, pour la poutre *RB-01*, des jauges de déformation dont la base est inférieure (5 cm) que celle des jauges utilisées pour les autres poutres (10 cm, cf. §3.3.). Ainsi, du fait de l'hétérogénéité du matériau béton, une base de 5 cm aurait pu s'avérer insuffisante pour déterminer la déformation moyenne que l'on cherche à mesurer.

Il faut noter, finalement, que l'estimation faite par l'approche de l'*Eurocode 2* (courbe *EC2* des figures ci-avant) a tendance à sous-estimer dans tous les cas les déformations mesurées pour des faibles niveaux de sollicitation. Cette constatation, qui se vérifie aussi dans le cas de la flèche des poutres sera commentée dans la section suivante.

8.2.2./ Flèches

Suivant un format identique que celui qui a été utilisé pour les déformations dans la section précédente, les flèches mesurées (moyenne des mesures de deux capteurs inductifs, cf. §3.3./) à proximité immédiate du centre de la poutre, rapportées au chargement appliqué sur les poutres sont montrées dans la Fig. 8.14, la Fig. 8.15, la Fig. 8.16 et la Fig. 8.17, pour les poutres *RB-01*, *RB-02*, *RB-03* et *RB-04*, respectivement, et pour les étapes de *Fissuration initiale* (indice *INI*) et *finale* (indice *FIN*). Tel qu'indiqué dans la §8.1.2./ ces différentes courbes ont été décalées sur l'axe des abscisses afin de prendre en compte l'effet du poids propre de la poutre.

Tel qu'il a été dit dans la §5.2./, les préconisations de l'*Eurocode 2* proposent deux approches afin d'effectuer le calcul de la flèche à un endroit donné d'une pièce en flexion. L'approche première approche, « simplifiée », consiste à calculer la flèche en question en considérant : d'un côté les caractéristiques de la section avant fissuration (*état I*), et d'un autre côté celles de la section complètement fissurée (*état II*). Ensuite, on additionne ces deux flèches calculées en les pondérant comme tout autre paramètre de déformation : Eq. (5.8) de ce rapport. Ce calcul a donné lieu donc aux courbes *EC2-simp* de la Fig. 8.14, la Fig. 8.15, la Fig. 8.16 et la Fig. 8.17. Comme indiqué pour le calcul des déformations de la section précédente, les caractéristiques mécaniques de la section aux deux états mentionnés sont ceux donnés dans le Tab. 6.1 et le coefficient ζ a été calculé selon l'Eq. (4.30). Par ailleurs, la flèche au centre des poutres testées (cf. Fig. 6.1), dans chacun des états mentionnés plus haut, a été calculée suivant les formules classiques de la mécanique des matériaux.

La deuxième approche, « rigoureuse », à priori plus précise que la première, que l'on peut déduire des préconisations de l'*Eurocode 2*, consiste à déterminer, non pas la flèche, mais la courbure aux *états I* et *II* [suivant donc l'Eq. (4.1) et l'Eq. (4.5)]. On additionne après leurs valeurs pondérées, suivant l'Eq. (5.7) de ce rapport, pour déterminer l'équation de la courbure calculée de la pièce fléchie. Par la suite, et suivant les définitions de la mécanique

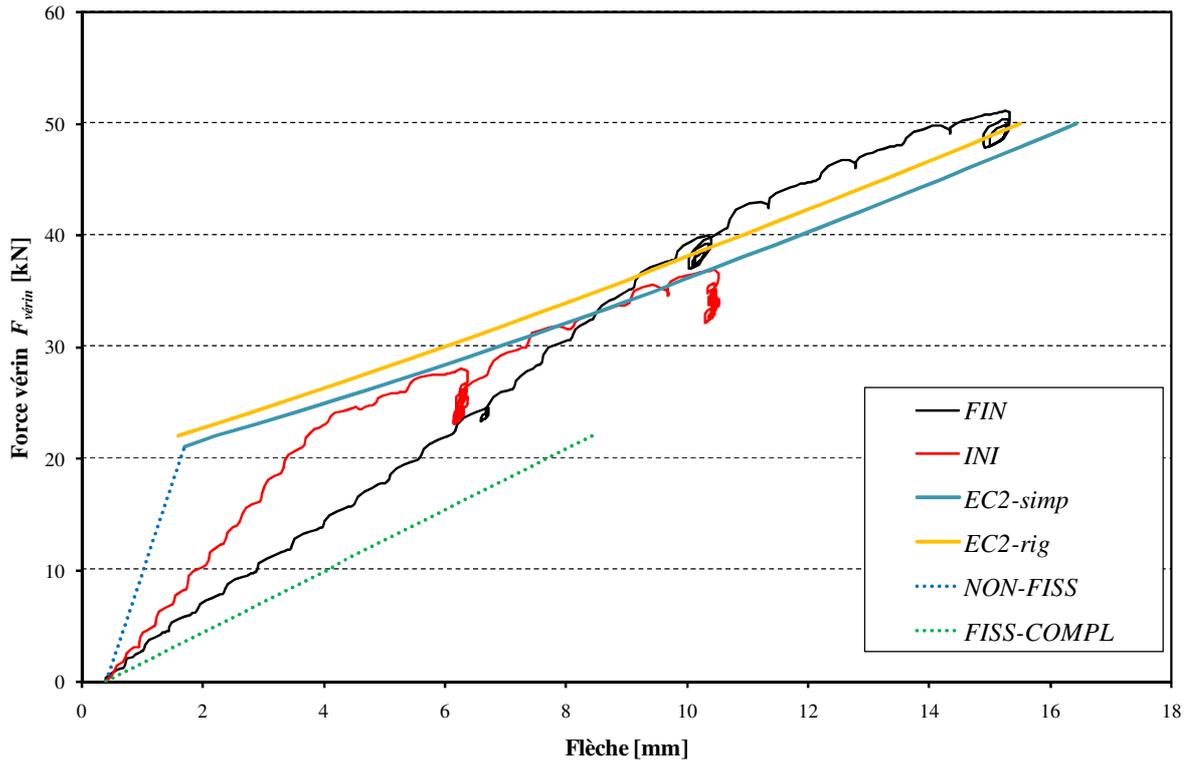


Fig. 8.14 Flèche – Poutre RB-01.

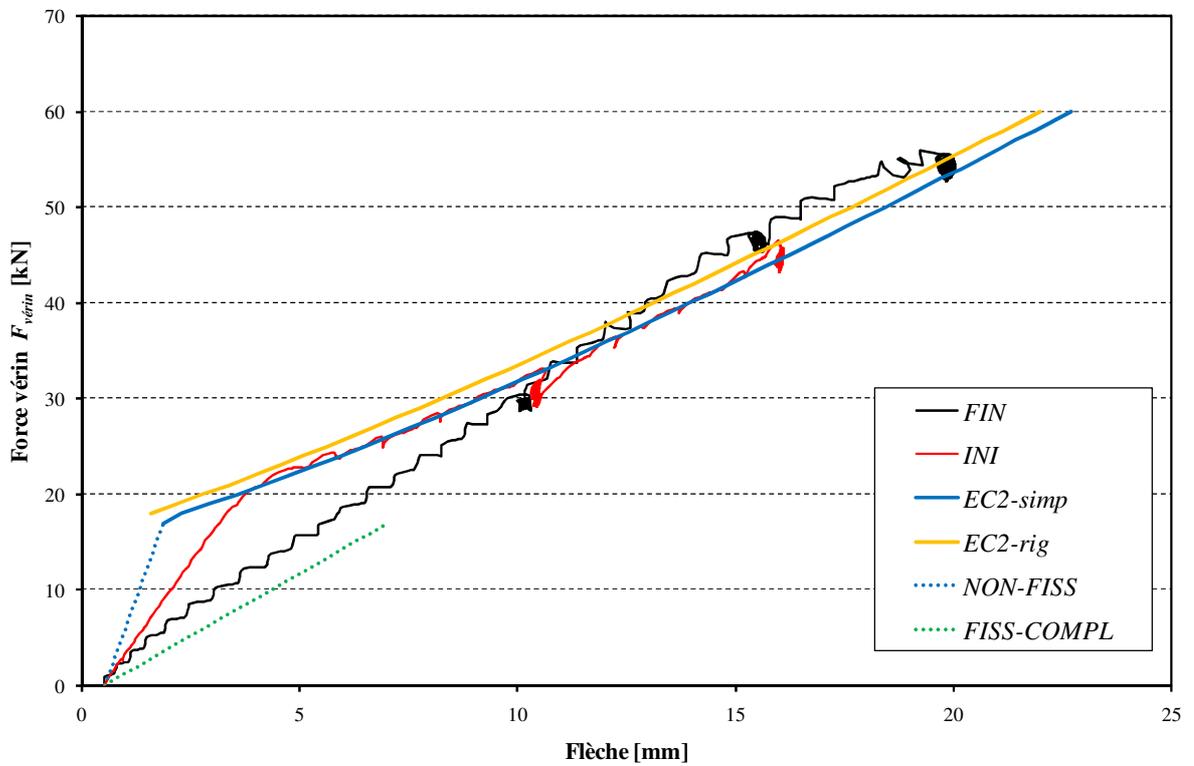


Fig. 8.15 Flèche – Poutre RB-02.

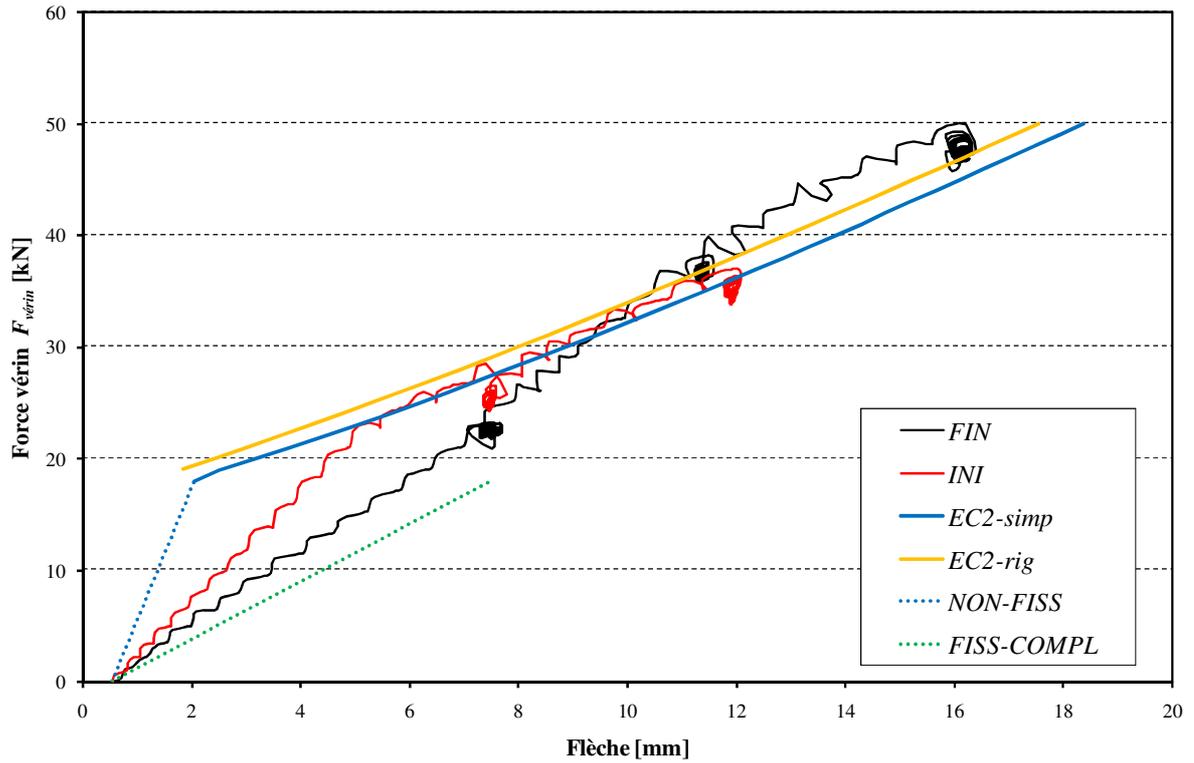


Fig. 8.16 Flèche – Poutre RB-03.

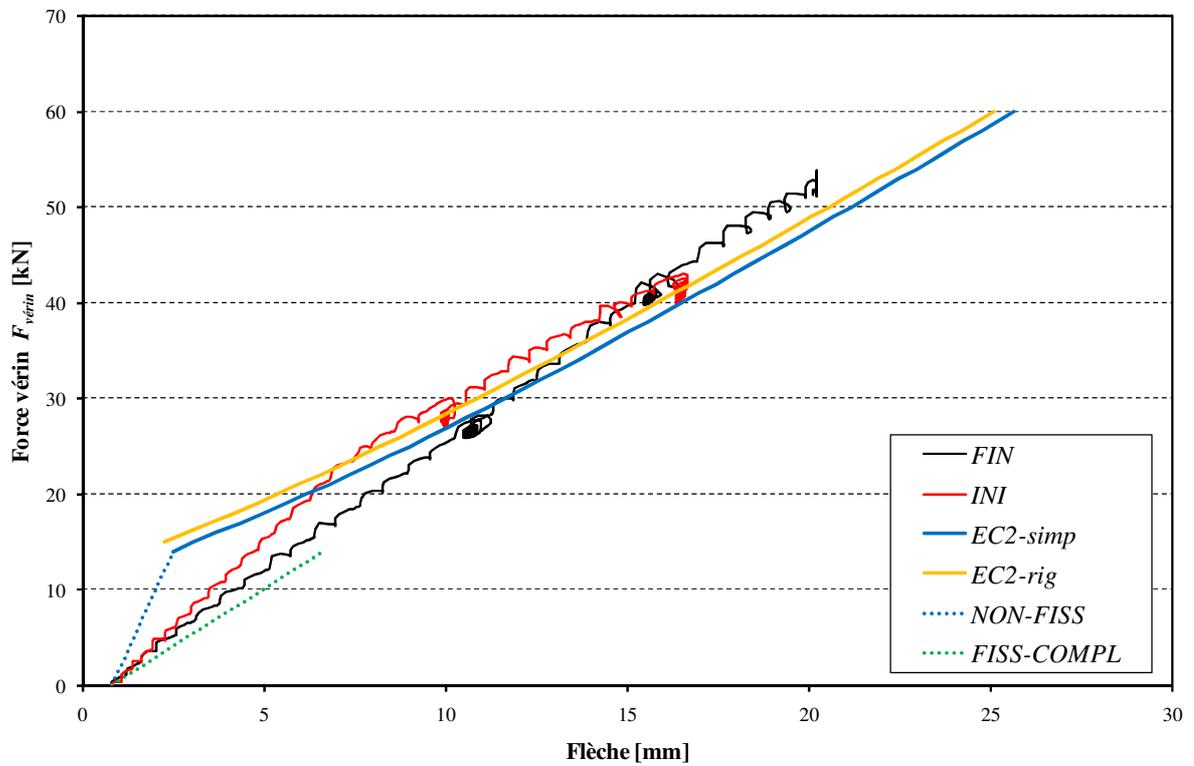


Fig. 8.17 Flèche – Poutre RB-04.

Des observations similaires à celles qui ont été effectuées lors de l'analyse des déformations du béton (§8.2.1./) peuvent être faites ici par rapport aux flèches. Ainsi, en observant les figures ci-dessus, on constate que l'estimation de la flèche des poutres suivant les préconisations de l'*Eurocode 2* s'avère assez satisfaisante. Cette observation semble valable indépendamment de la teneur en granulats recyclés du béton des différentes poutres testées dans la présente étude. Vraisemblablement, le fait de mener le calcul des flèches sur la base des caractéristiques mécaniques déterminées expérimentalement (Tab. 2.5) des différents bétons utilisés pour la fabrication des poutres, permet d'estimer d'une manière appropriée la flèche des poutres lorsqu'elles sont sollicitées en flexion.

Un bémol doit cependant être surligné, et ce y compris pour la poutre fabriquée uniquement à base de granulats naturels (Fig. 8.14). En effet, l'approche utilisée selon l'*Eurocode 2* afin d'estimer la flèche des pièces fléchies semble sous-estimer d'une manière plus ou moins importante la flèche relevée expérimentalement pour les niveaux de faible sollicitation. Deux hypothèses pourraient être avancées pour expliquer cela, suivant ce qui suit :

(i) La première concerne le fait que l'étape de *Fissuration initiale* (courbes rouges dans les figures précédentes) a été effectuée après une étape de *Pré-fissuration* des corps d'épreuve (cf. §3.4./). Ainsi, lors de l'étape de *Fissuration initiale* les corps d'épreuve se trouvent effectivement dans un état différent de l'état théorique *I*, avant fissuration des sections de béton armé (§4.2./). Or, tel qu'il a été montré dans la §5.2./, l'approche mentionnée proposée par l'*Eurocode 2* admet que, en dessous de la sollicitation de fissuration de la poutre (M_{cr}), la flèche de la pièce fléchie correspond à celle calculée sous l'hypothèse que les sections se trouvent à l'état *I*. Qui plus est, tel qu'il a été évoqué dans la §5.1.2./ la fonction qui permet de calculer la flèche pour des sollicitations au dessus de la M_{cr} , est en réalité un hyperbole qui, à la limite de M_{cr} a une valeur égale à la flèche à l'état *I*. In fine, les différentes poutres étant déjà fissurées lors de l'étape de *Fissuration initiale*, il semblerait logique que l'approche en question de l'*Eurocode 2* sous-estime leur flèche. En plus, si l'on considère la possibilité que l'état de fissuration des poutres pourrait s'accroître par endommagement du béton lors de l'étape de *Chargement permanent*, la sous-estimation par l'approche de l'*Eurocode 2* s'accroît également vis-à-vis des courbes expérimentales de l'étape de *Fissuration finale* (courbes noires dans les figures ci-avant). Afin de mieux illustrer ces considérations les courbes donnant la flèche des poutres pour la section à l'état *I* et *II* (décalée afin que son

origine corresponde avec celle de l'état I) ont été tracées sur les figures précédentes : indices *NON-FISS* et *FISS-COMPL*, respectivement.

(ii) La deuxième hypothèse découle des considérations faites ci-dessus au sujet du caractère hyperbolique de la fonction qui permet de calculer les flèches suivant l'approche de l'*Eurocode 2*. En effet, tel qu'il a été dit dans la §5.1.2./ et montré dans la Fig. 8.5bis, une approche analogue utilisée pour le calcul de la largeur d'ouvertures des fissures a aussi tendance à sous-estimer les valeurs expérimentales pour des faibles niveaux de sollicitation. Ceci a probablement donné lieu à la rectification de l'approche suivant ce que représente l'Eq. (5.5). Ainsi, il pourrait être envisageable d'introduire une rectification analogue dans l'Eq. (4.30), notamment en incluant une borne inférieure pour le coefficient ζ , afin de palier à la source de la sous-estimation de la flèche par le calcul dont il est question dans cette deuxième hypothèse^v.

Tel qu'il a été indiqué plus haut, la discussion ci-dessus concerne aussi bien les poutres contenant des granulats recyclés que celle faite uniquement à base de granulats naturels. Les nuances évoquées ne mettent pas en question donc l'applicabilité des préconisations de l'*Eurocode 2* au calcul des flèches des poutres en béton armé de granulats recyclés.

8.3./ Paramètres de ruine

Les diagrammes rendant compte du comportement à la ruine des poutres testées dans le cadre de cette étude ont été présentés précédemment (Fig. 7.12). Comme dit auparavant, ces diagrammes mettent bien en évidence le type de ruine (ductile) qui semble prévoir pour les poutres, indépendamment de leur teneur en granulats recyclés. En effet, de par les caractéristiques de ferrailage des poutres, il était prévisible que la ruine survienne à cause d'une perte d'intégrité de la pièce par plastification des armatures (cf. §1.3./). Au vu de la Fig. 7.12, ceci semble être confirmé pour toutes les formulations de béton ici employées.

Afin de vérifier l'applicabilité des prescriptions de l'*Eurocode 2* en ce qui concerne le calcul aux *ELU* des différentes poutres testées dans le cadre la présente étude, le Tab. 8.2 a été

^v Une approche de correction au moyen du coefficient β de l'Eq. (4.30) ne semble pas adéquate, car une modification de ce coefficient décalerait l'ensemble de la courbe correspondant à la flèche calculée suivant l'*Eurocode 2*. Or, il a été constaté que cette courbe rend compte d'une manière assez précise de la flèche mesurée expérimentalement sur une grande partie de la plage de sollicitations testées.

élaboré avec les expressions données dans la §5.3./ de ce rapport et en suivant l'approche qui est décrite par la suite. D'abord, en partant de la résistance à la compression du béton mesurée expérimentalement $f_{cm,exp}$ (Tab. 2.5), une valeur de contrainte $f_{s,calc}$ dans l'acier de la section aux *ELU* a été cherchée afin que la sollicitation ultime $F_{ult,calc}$ (suivant les équations de la §5.3./ et sous forme de la force $F_{vérin}$ de Fig. 6.1) corresponde à la force maximale mesurée expérimentalement lors de la *Phase de rupture* des tests de flexion $F_{ult,exp}$ (Fig. 7.12). L'écart $\Delta F_{ult,calc-exp} = |F_{ult,calc} - F_{ult,exp}| / F_{ult,exp}$ a été calculé afin de garantir la correspondance mentionnée. Ensuite, la valeur de la déformation de l'acier à l'état ultime $\varepsilon_{s,ult,calc}$ a été déterminée suivant l'Eq. (5.10). Après, la contrainte dans l'acier $f_{s,exp}$ correspondant à une déformation égale à $\varepsilon_{s,ult,calc}$ a été relevée sur les courbes expérimentales, obtenues lors des tests de traction effectués sur les barres d'acier de renfort (moyenne sur trois éprouvettes, cf. §2.3./). Finalement, l'écart $\Delta f_{s,calc-exp} = |f_{s,calc} - f_{s,exp}| / f_{s,exp}$ a été calculé.

Tab. 8.2 Analyse des paramètres de ruine

Formulation		<i>C25/30-0R-0R</i>	<i>C25/30-0R-100R</i>	<i>C25/30-30R-30R</i>	<i>C25/30-100R-100R</i>
Nom		<i>RB-01</i>	<i>RB-02</i>	<i>RB-03</i>	<i>RB-04</i>
$f_{cm,exp}$	[MPa]	30,1	26,4	27,6	23,7
$f_{s,calc}$	[MPa]	615,0	615,0	620,0	605,0
$F_{ult,calc}$	[kN]	72,3	71,8	72,6	70,1
$F_{ult,exp}$	[kN]	72,3	71,8	72,8	70,0
$\Delta F_{ult,calc-exp}$	[%]	0,0	0,0	0,3	0,1
$\varepsilon_{s,ult,calc}$	[%]	2,96	2,55	2,66	2,29
$f_{s,exp}$	[MPa]	615,8	611,9	612,9	608,7
$\Delta f_{s,calc-exp}$	[%]	0,1	0,5	1,2	0,6

Le Tab. 8.2 montre, d'un côté, la contrainte $f_{s,calc}$ que l'acier de renfort est censé développer lorsque la section de béton armé, se comportant aux *ELU* suivant les préconisations de l'Eurocode 2, génère la force maximale mesurée lors de la ruine des différentes poutre testées. D'un autre côté, on relève dans le Tab. 8.2 la contrainte $f_{s,exp}$ qui, expérimentalement, correspond à la déformation que l'acier est censé développer, suivant les préconisations de l'Eurocode 2, au moment de la ruine des poutres testées. Ces deux valeurs étant très proches (cf. $\Delta f_{s,calc-exp}$ du Tab. 8.2), il semblerait que lesdites préconisations de l'Eurocode 2 afin d'évaluer le comportement des pièces en flexion aux états limites ultimes

sont applicables indépendamment de la teneur en granulats recyclés des pièces. Il faut noter que cette conclusion est valable, notamment pour les caractéristiques de ferrailage des poutres (sous-armées, cf. §1.3./) dont la présente étude fait l'objet. Il faut remarquer également que les calculs synthétisés dans le Tab. 8.2 ont été effectués sur la base des résistances à la compression des bétons déterminées expérimentalement.

Enfin, au regard de la ligne $F_{ult,exp}$ du Tab. 8.2, la résistance ultime des pièces fléchies étudiées dans le cadre du présent travail semble, logiquement (poutres sous-armées), pratiquement indépendante de la teneur en granulats recyclés des bétons employés.

CONCLUSION

Dans le cadre du Projet National *Recybéton (PN)*, une étude sur le comportement structurel des poutres en béton armé soumises à flexion a été menée au sein du laboratoire *ICube* à Strasbourg. Le but de cette étude était de vérifier l'applicabilité des règles de calcul de l'*Eurocode 2* aux pièces fléchies fabriquées à partir de granulats recyclés.

Les différentes formulations de béton, ayant servi à la fabrication des poutres étudiées, au nombre de quatre, ont été définies en accord avec les partenaires du *PN* et comprennent une formulation témoin (uniquement à base de granulats naturels), ainsi que trois autres qui cherchent à dévoiler plusieurs aspects de l'utilisation des granulats recyclés. Ces aspects concernent : l'impact de l'utilisation modérée des granulats recyclés, l'influence du sable recyclé et l'effet d'une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés.

Par la suite, les caractéristiques des corps d'épreuve ont été définies en accord avec l'expert mandaté par le *PN*. Il a été cherché, au moyen de corps d'épreuve dont les dimensions sont assez importantes, à reproduire une échelle représentative des constructions courantes en béton armé. De même – l'impact de l'utilisation des granulats recyclés sur la résistance à la compression du béton des éléments structuraux ayant été étudié par ailleurs dans le *PN* – les caractéristiques du ferrailage desdits corps d'épreuve ont été fixées afin de mettre en évidence l'influence des propriétés des matériaux reliées aux *Etats Limites de Service (ELS)*, telles la résistance du béton à la traction, son module de déformation, et l'adhérence entre le béton et l'acier de renfort.

Les différents corps d'épreuve ont été confectionnés suivant les préconisations du *PN* au sujet de la préparation et du coulage du béton de granulats recyclés. Par ailleurs, des essais de caractérisation rhéologique et mécanique sur éprouvettes des différentes formulations de béton ont été réalisés. Ils ont mis en exergue certaines différences entre les formulations, notamment en ce qui concerne les propriétés mécaniques mentionnées plus haut. Par ailleurs, des essais de traction ont été effectués sur les barres d'acier de renfort des poutres.

Au cœur de ce travail, des tests de flexion sur poutres ont été réalisés. Ainsi, en accord avec l'expert mandaté par le *PN*, une procédure expérimentale a été fixée afin de réaliser ces

tests. De même, un dispositif de mise en charge a été mis au point afin de mettre à exécution les tests et un dispositif de mesure a été mis en place permettant notamment de relever les paramètres de fissuration et de déformation lors des tests en question. Une validation des mesures a été effectuée grâce à la technique de corrélation d'images.

Une revue des principes théoriques fondamentaux sur lesquels se basent les règles de calcul de l'*Eurocode 2*, a été effectuée. Par la suite, un récapitulatif des préconisations, elles-mêmes, a été fait. La revue théorique mentionnée a permis, plus tard dans l'étude, de déceler certaines pistes sur le comportement des poutres testées vis-à-vis des préconisations en question, ainsi que de proposer certaines éventuelles possibilités d'amélioration des règles afin de les adapter aux bétons de granulats recyclés.

Les différents résultats des tests de flexion ont été présentés. Dans un premier temps, ces résultats ont mis en évidence un phénomène qui pourrait être apparenté à de la relaxation au niveau des matériaux composant les poutres lors de la période dite de *Chargement permanent*, où la poutre a été soumise à un chargement pendant une cinquantaine d'heures. Aucune influence particulière de l'utilisation des granulats recyclés, ou du taux de substitution des granulats naturels par ceux-là, a pu être constatée (Tab. 7.1). Toutefois, l'analyse de ce phénomène n'étant pas l'objectif du présent travail, une étude spécifique au moyen d'un protocole expérimental ciblant les phénomènes des charges permanentes devrait permettre d'obtenir des enseignements plus pertinents.

En ce qui concerne les paramètres de fissuration, les mesures effectuées ont permis de faire ressortir un impact de l'utilisation des granulats recyclés. Parmi d'autres constatations, les largeurs d'ouverture maximale des fissures se sont avérées globalement plus faibles dans les cas des formulations à forte teneur en granulats recyclés. A l'inverse, des taux modérés de 30% de substitution et du sable et des gros granulats, ont un impact plus nuancé (Fig. 7.4 et Fig. 7.5). La variation de la résistance du béton à la traction en fonction de la teneur en granulats recyclés a été considérée comme une éventuelle source principale de l'impact mentionné.

Pour ce qui est des flèches, l'influence de l'utilisation des granulats recyclés a été également mise en évidence. Cette influence semble proportionnelle au taux de substitution

des granulats naturels par du recyclé, notamment via le module de déformation du béton (Fig. 7.6 et Fig. 7.7).

Les mesures concernant les *ELS* effectuées au moyen des capteurs inductifs du dispositif de mesure ont été vérifiées au moyen de la technique de la corrélation d'images. La validation semble être satisfaisante (Tab. 7.2 et Tab. 7.3).

La phase de ruine des différentes poutres testées s'est avérée très similaire dans tous les cas étudiés et elle est caractérisée par un comportement de type ductile. L'utilisation des granulats recyclés ne semble pas avoir d'influence tangible sur la phase en question (Fig. 7.12).

Les principes théoriques et les préconisations de l'*Eurocode 2* ont été appliqués aux tests de flexion selon les différentes formulations du béton des poutres testées. Cette application a montré une très bonne correspondance avec les paramètres mesurés expérimentalement lors du test de flexion de la poutre témoin, faite à base de granulats naturels uniquement (Fig. 8.5 et Fig. 8.14). En ce qui concerne les paramètres de fissuration, une surestimation par les règles de calcul de l'espacement entre les fissures le long des poutres, proportionnelle à la teneur en granulats recyclés, a été constatée (Tab. 8.1). Comme mentionné plus haut, l'analyse des formules de calcul a permis d'associer cette surestimation à une éventuelle influence de la résistance à la traction du béton. Cette surestimation s'est vue directement reflétée sur la prédiction des largeurs de fissures par l'*Eurocode 2* (Fig. 8.6, Fig. 8.7 et Fig. 8.8), d'une manière toutefois plus nuancée pour des teneurs en granulats recyclés modérées de 30%. Par conséquent, une éventuelle piste d'amélioration des préconisations de l'*Eurocode 2* concernant l'espacement entre les fissures a été proposée afin de prendre en compte les caractéristiques mécaniques des bétons de granulats recyclés.

A propos des paramètres de déformation, l'application des règles de l'*Eurocode 2* s'est avérée pertinente pour toutes les formulations de béton testées. En effet, il est apparu que, à condition de prendre en compte les caractéristiques mécaniques des bétons contenant des granulats recyclés, les règles de calcul sont applicables afin de déterminer les paramètres de déformation des éléments fléchis en béton armé (Fig. 8.10, Fig. 8.11, Fig. 8.12, Fig. 8.15, Fig. 8.16 et Fig. 8.17). Une éventuelle sous-estimation de la flèche par les règles en question a été pourtant constatée aux faibles niveaux de sollicitation des poutres, y compris dans le cas de la

poutre à base de granulats naturels uniquement. L'analyse des fondements théoriques de la norme, a permis de tenter d'ébaucher une proposition d'optimisation des règles de calcul afin de palier à cette sous-estimation.

Le comportement aux *états limites ultimes (ELU)* s'est avéré conforme au mode de ruine propre au type des poutres testées (sous-armées). Comme prévu, les caractéristiques qui ont piloté le comportement en question sont celles de l'acier de renfort des poutres. Une application des règles de calcul de l'*Eurocode 2*, pour les pièces fléchies à l'*ELU* ayant les caractéristiques de ferrailage mentionné, a montré que ces règles semblent valables indépendamment de la teneur en granulats recyclés des poutres testées (Tab. 8.2).

Il faut noter finalement, que les différentes observations et discussions effectuées dans le cadre de la présente étude, et qui pourraient être effectuées à partir des résultats ici montrés, devraient être soumises à forte caution. En effet, un seul corps d'épreuve par formulation de béton a été testé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Granju, J.-L. *Béton armé - Théorie et applications selon l'Eurocode 2*. Eyrolles. Paris. 2012.
- ISO 6892-1. *Metallic materials – Tensile strength – Part 1: Method of test at room temperature*. International organization for standardization. Genève. 2009.
- NF EN 1097-6. *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 6 : Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2001.
- NF EN 12350-2. *Essais pour béton frais. Partie 2 : Essai d'affaissement*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2012.
- NF EN 12350-7. *Essais pour béton frais. Partie 7 : Teneur en air – Méthode de la compressibilité*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2012.
- NF EN 12390-3. *Essais pour béton durci. Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2012.
- NF EN 12390-5. *Essais pour béton durci. Partie 5 : Résistance à la flexion sur éprouvettes*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2012.
- NF EN 12390-6. *Essais pour béton durci. Partie 6 : Détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2012.
- NF EN 1992-1-1. *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2005.
- NF EN 1992-1-1/NA. *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1 :2005*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2007.
- NF EN 206-1. *Béton. Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité*. Association française de normalisation. La Plaine Saint-Denis. 2004.
- prEN 12390-13. *Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*. European committee for standardization. Bruxelles. 2012.
- Ricotier, D. *Dimensionnement des structures en béton selon l'Eurocode 2*. Editions du moniteur. Paris. 2012.
- Roux, J. *Maîtrise de l'eurocode 2*. Eyrolles et AFNOR. Paris et La Plaine Saint-Denis. 2009

Références bibliographiques

Sedran, T. *Mise au point des formules de béton de référence*. R/13/RECY/003. IFSTTAR, Nantes. 2013.

Wardeh, G.; Fiorio, B.; Ghorbel, E. & Gomart, H. *Adhérence béton recyclé / armatures HA*. R/15/RECY/021. L2MGC, Cergy-Pontoise. 2015.