HAL
open science

Experimental study of short reinforced concrete beam behavior repaired by two fiber reinforced polymer methods through three points bending test (probabilistic approach)

Tania Croston

To cite this version:

Tania Croston. Experimental study of short reinforced concrete beam behavior repaired by two fiber reinforced polymer methods through three points bending test (probabilistic approach). Engineering Sciences [physics]. Arts et Métiers ParisTech, 2006. English. NNT : 2006ENAM0017 . pastel-00002602

HAL Id: pastel-00002602

https://pastel.hal.science/pastel-00002602v1

Submitted on 9 Jul 2007

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

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

N° d'ordre : 2006-17 ECOLE DOCTORALE 432

Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers
Centre de Bordeaux

THÈSE

présentée pour obtenir le titre de

DOCTEUR

de

L'ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE
D'ARTS ET MÉTIERS

Spécialité : Mécanique

Par

Tania CROSTON

ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT D'UNE POUTRE EN BETON ARME EN FLEXION 3 POINTS REPAREE PAR MATERIAUX COMPOSITES (APPROCHE PROBABILISTE)

Soutenue le 20 juin 2006 devant le jury composé de

MM.	D. BREYSSE, Professeur des Universités, CDGA	Examinateur
	P. CASTERA, Chargé de Recherche, LRBB	Rapporteur
	R. FRANÇOIS, Professeur des Universités, INSA de Toulouse	Rapporteur
	A. MOREL, Directeur de la Recherche, ESTP	Examinateur
	L. GUILLAUMAT, Maître de Conférences (HDR), ENSAM	Directeur de thèse

À tous ceux qui sont intéressés par cette recherche.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire Matériaux, Endommagement, Fiabilité et Ingénierie de Procédés (LAMEFIP) de l'Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers (ENSAM CER de Bordeaux).

Monsieur le Professeur Jean-Luc LATAILLADE, Ancien Directeur du LAMEFIP pour m'avoir accueilli dans son laboratoire. Mon directeur de thèse, Monsieur Laurent GUILLAUMAT, Maître de Conférence HDR, pour m'avoir aussi accueilli, orienté et corrigé mon français tout au long de la thèse.

J'exprime ma sincère gratitude à Monsieur le Professeur Denys BREYSSE, de l'Université de Bordeaux I, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse et m'a donné son conseil sur mes travaux.

Monsieur Patrick CASTERA, du Laboratoire de Rhéologie du Bois de Bordeaux, et Monsieur le Professeur Raoul FRANÇOIS, de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, qui ont accepté la charge de rapporteur, je les en remercie sincèrement.

Je remercie Messieurs André MOREL, de l'Ecole Spéciale des Travaux Publics, des bâtiments et de l'industrie (ESTP) de Paris, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Messieurs Franck GIROT, Professeur des Universités à l'ENSAM, et Hector Montemayor, Ancien Directeur de l'Université Technologique de Panama (UTP), je tiens à vous remercier pour avoir rendu possible l'Accord de coopération scientifique entre l'ENSAM, l'ESTP et l'UTP, grâce auquel j'ai eu l'opportunité de réaliser cette thèse.

Monsieur Johan COLIN et Monsieur Driss BOUHRARA, de l'ESTP de Paris pour toute leur collaboration technique au cours de ces années et Monsieur Halidou NIANDOU, de l'Université Bordeaux I, pour son aide.

Messieurs Salvador RODRIGUEZ, Directeur de l'UTP, Oscar RAMIREZ, Directeur de la Recherche de l'UTP et Martin CANDANEDO, Directeur de la Faculté de Génie Civil de l'UTP, pour leur aide administrative sans laquelle mes études doctorales n'auraient pas été possibles.

Je tiens à remercier à Monsieur le Professeur Ivan OIRDANOFF, Directeur du LAMEFIP, pour m'avoir donné une nouvelle opportunité pour pouvoir finir cette thèse.

Je remercie aussi mes collègues doctorants, qui ont séjourné ou séjournent encore au LAMEFIP ainsi que tous les membres du laboratoire.

Igualmente quisiera agradecer a mi madre y a toda mi familia por su apoyo espiritual y material, a lo largo de toda mi vida, los quiero montones.

Avant de finir ce remerciement je voudrais adresser un grand « MERCI » à Eric CAPLIER pour son soutien à la fin de la thèse.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE **11**

CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE **15**

1.1. Introduction *15*

1.2. Le béton *16*

1.2.1. Un peu d'histoire 16

1.2.2. Composants 17

1.3. Mécanismes d'endommagement du béton *19*

1.3.1. Fissuration 19

1.3.2. Causes d'endommagement du béton 21

1.3.3. Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (BA) 22

1.4. Techniques d'évaluation *27*

1.4.1. L'observation visuelle 29

1.4.2. Microscopie 29

1.4.3. Emission acoustique (EA) 30

1.4.4. Essais mécaniques 35

1.5. Réparation du béton par des matériaux composites *37*

1.5.1. Principales méthodes de réparation de surfaces 37

1.5.2. Réparation des fissures 38

1.5.3. Réparation par le collage de feuilles ou de plaque en composite 38

1.5.4. Réparation par l'insertion d'une tige en composite 48

1.5.5. Effet d'adhérence 52

1.6. Méthodes de calcul de type réglementaire aux ELU *56*

1.6.1. Moment fléchissant ultime 57

1.6.2. Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en BA 60
1.6.3. Calcul des éléments en BA renforcés par le collage de composite à l'ELU 63

1.7. Approche probabiliste 68
1.7.1. Méthode analytique 70
1.7.2. Méthodes par gradient 70
1.7.3. Méthodes par simulation 74
1.7.4. Recherches sur la P_f appliquée dans le génie civil 76

1.8. Conclusion 78

CHAPITRE 2: METHODOLOGIE 81

2.1. Introduction 81

2.2. Démarche 82

2.3. Protocole expérimental 85
2.3.1. Notations des éprouvettes 85
2.3.2. Eprouvettes 85
2.3.3. Béton armé 86
2.3.4. Procédé de fabrication des poutres en Béton Armé 88
2.3.5. Matériaux composites 89
2.3.6. Comportement global d'une poutre en BA 93
2.3.7. Essais 94
2.3.8. Moyen de mesure 100
2.3.9. Microscope à longue distance 100
2.3.10. Emission acoustique 103

2.4. Conclusion 107

CHAPITRE 3: ESSAIS PRELIMINAIRES ET DE PRE-FISSURATION 108

3.1. Introduction 108

3.2. Estimation des résistances 109
3.2.1. Calcul des déformations (Résistance de service) 109
3.2.2. Moment fléchissant ultime de la poutre en Béton Armé 112
3.2.3. Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en Béton Armé 113

3.3. Essais préliminaires 115
3.3.1. Résultats des essais préliminaires 116
3.3.2. Analyses des résultats 123

3.4. Analyse des fissures 125
3.4.1. Longueur des fissures 125
3.4.2. Ouverture des fissures 128

3.4.3. Orientation des fissures 129

3.5. Essais de pré-fissuration *130*

3.5.1. Résistance ultime 130

3.5.2. 1er Niveau de pré-fissuration (1NF) 133

3.5.3. 2ème Niveau de pré fissuration (2NF) 134

3.6. Conclusions *136*

CHAPITRE 4: ESSAIS JUSQU'A LA RESISTANCE ULTIME 138

4.1. Introduction *138*

4.2. Eprouvettes *139*

4.3. Réparation *140*

4.3.1. Insertion d'une tige en composite 140

4.3.2. Collage de plaque en composite 140

4.4. Calculs d'une poutre renforcée par des composites *142*

4.4.1. Tige en composite 142

4.4.2. Plaque en composite 143

4.5. Résultats *145*

4.5.1. Contrôles 145

4.5.2. Poutres renforcées par l'insertion d'une tige en carbone collée 147

4.5.3. Poutres renforcées par l'insertion d'une tige en verre 150

4.5.4. Poutres renforcées par le collage d'une plaque en carbone 153

4.5.5. Emission Acoustique (EA) 157

4.6. Analyses des résultats *167*

4.6.1. Eprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige 167

4.6.2. Contribution à l'effort tranchant de la plaque en composite 170

4.6.3. Eprouvettes renforcées par le collage d'une plaque 173

4.6.4. Niveau de pré fissuration 178

4.6.5. Bilan 181

4.7. Conclusions *183*

CHAPITRE 5: APPROCHE PROBABILISTE : MONTE CARLO ET FORM 186

5.1. Introduction *186*

5.2. Approche déterministe *189*

5.2.1. Résistance 189

5.2.2. Chargement 190

5.3. Approche probabiliste *191*

5.3.1. Hypothèses 191
5.3.2. Principes 191
5.3.3. Scénario de défaillance 191

5.4. Analyse de sensibilité 192
5.4.1. Variables aléatoires 192
5.4.2. Sensibilité mécanique 193
5.4.3. Sensibilité statistique 195
5.4.4. Sensibilité couplée 199

5.5. Application des méthodes Monte Carlo et FORM 203
5.5.1. Nombre de tirages 205
5.5.2. Relation entre la P_f, la force et le CV 208

5.6. Conclusion 213

CONCLUSION GENERALE 214

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 218

ANNEXE A: CODES DE CALCUL 228

A.1. EUROCODE 228

A.2. Règles des trois pivots (BAEL) 229

ANNEXE B: MICROSCOPE A LONGUE DISTANCE 232

B.1. Microscope à longue distance 232

ANNEXE C: ÉMISSION ACOUSTIQUE 236

C.1. Graphiques des essais d'EA 236
C.1.1. Premier cycle de chargement – Poutre « C9 » 236
C.1.2. Deuxième cycle de chargement – Poutre « C9 » 238
C.1.3. Poutre « 1NF4-PC » 240

C.2. Evolution de la fissuration de « 1NF4-PC » 243

ANNEXE D: POLYMERISATION D-2

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines :

A_c	: Aire de la section transversale de béton.
A_{s1}	: Aire de la section d'armatures inférieures tendues.
A_s'ou A_{s2}	: Aire de la section d'acier supérieur comprimé (puisque $x \geq d_p$).
A_{sw}	: Aire de la section d'armatures d'effort tranchant.
A_f	: Section de plaque ou tige en composite.
A_v	: Section d'acier de l'âme (cadres).
AC	: Adhérence par cisaillement.
ACI	: American Concrete Institute.
AChE	: Analyses Chimiques Elémentaires.
AFGC	: Association Française de Génie Civil.
AFRP	: Aramid Fiber-Renforced Plastic.
AIC	: Fissure intermédiaire axiale du décollement (*Axial intermediate crack debonding*)
A N	: Axe Neutre.
BA	: Béton Armé.
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites.
BCP	: Béton Courant Performance.
BHP	: Béton à Haute Performance.
BPN	: Béton avec une Performance Normale.
CC	: Compression par cisaillement.
CDC	: Fissure oblique critique du décollement (*Critical diagonal crack debonding*)
CFRP	: Carbon Fiber-Renforced Plastic.
CME	: Cohérence de Magnitude Equerrée.
CND	: Contrôles Non Destructifs.
CO	: Contrainte principale oblique.
D_f	: Défaillance.
E_c	: Module d'élasticité du béton.
E_e	: Module d'élasticité de la colle époxy.
E_{ftp}	: Module d'élasticité du composite.
E_s	: Module d'élasticité de l'acier.
EA	: Emission Acoustique.
EC2	: EUROCODE 2.

ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat Limite Ultime.
ENSAM : Ecole Nationale Supérieure des Arts et Métiers.
ESTP : Ecole Spéciale des Travaux Publics, du bâtiments et de l'industrie.
F : Flexion
F_c : Force équivalente du béton en compression.
F_s : Force équivalente de l'acier supérieur.
FED : Décollement de la plaque aux extrémités par flexion (*Flexural end plate debonding*).
FFC : Feuilles en Fibres de Carbone.
FIB : Fédération Internationale du béton.
FRP : Fiber-Renforced Plastic.
FOC : Fissure oblique critique.
FORM : First Order Reliability Method.
FOS : Source lumineuse à Fibre Optique.
FRP **:** Fiber Reinforced Plastic.
G : Marge de sécurité.
G(.) : Transformation mécanique.
GFRP : Glass Fibre Reinforced Plastic.
GPR : Ground Penetrating Radar.
HLT : Hit Lockout Time.
HDT : Hit Definition Time.
HM : Haut module.
HR : Haute résistance.
IF : Indice de Fissuration.
IR : InfraRouge.
L : Longueur libre entre appuis de l'éprouvette.
L_b : Longueur décollée de la plaque non ancrée mesurée de son extrémité.
L_E : Longueur décollée de la plaque ancrée mesurée de l'appui le plus près.
L_e : Longueur effective collée de la plaque.
L_{ftp} : Longueur de la plaque collée.
L_T : Longueur Totale de l'éprouvette.
LVDT : Linear Variable Differential Transformer.
M_E : Moment interne de la poutre en béton armé au point critique.
MEB : Microscope Electronique à Balayage.
M_u : Moment fléchissant ultime de la poutre en béton armé.
NF EN : Norme Française – Norme Européenne
NSM : Installé près de la surface (*Near Surface Mounted*).
PDT : Peak Definition Time.
P_f : Probabilité de défaillance.
$P_{c/b}$: Charge admissible au cisaillement dans l'interface colle/béton.
$P_{t/c}$: Charge admissible au cisaillement dans l'interface tige/colle.
Q : Charge concentrée.
Q_u : Charge ultime.
R : Résistance équivalente du système mécanique.
RC : Béton armé (*Reinforced concrete*).
RMN : Résonance Magnétique Nucléaire.
S : Chargement équivalent du système mécanique.
SORM : Second Order Reliability Method.
T : Force équivalente de l'acier inférieur en traction.
$T(X_j)$: Transformation de l'espace physique (X_j) dans un espace réduit.

TFC : Tige en fibres de Carbone.
UTP : Université Technologique de Panama.
$V_{cr,tfp}$: Résistance critique qui produit la FOC.
V_n : Force de cisaillement nominale.
V_{Rd} : Résistance au effort tranchant totale de la poutre en béton armé.
$V_{Rd,c}$: Résistance au effort tranchant du béton.
$V_{Rd,s}$: Résistance au effort tranchant des armatures transversales.
V_u : Force de cisaillement ultime.
$V_{u,tfp}$: Résistance ultime que produit la rupture par glissement de la FOC.
X_i : Vecteur des variables de conception.
Z : Fonction de performance.

Minuscules latines :

a : Distance de cisaillement approximativement égale à la distance entre le centre de l'appui et l'extrême du plat qui transmet la charge.
b : Largeur de la section droite transversale de la poutre.
b_{ftp} : Largeur de la plaque en composite.
c : Distance entre la fibre de béton la plus comprimée et l'axe neutre (**A N**).
cv : Coefficient de variation.
c g : Centre de gravité.
d : Hauteur utile d'une section droite.
d' ou d_p : Distance du c g des aciers supérieurs à la fibre de béton la plus comprimée.
d_1 : Distance du c g des aciers inférieurs tendus à la fibre de béton la plus tendue.
d_e : Diamètre du trou percé dans le béton et rempli par la colle époxyde et la tige.
d_f : Distance du c g de la tige en composite à la fibre de béton la plus tendue.
d_{ftp} : Diamètre de tige en composite.
f_c : Résistance en compression du béton.
f_{cd} : Valeur du calcul de la résistance en compression du béton.
f_{ck} ou f_{c28} : Résistance caractéristique en compression du béton, 28 sur cylindre à 28 jours.
f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre.
f_{ctk} : Résistance caractéristique en traction directe du béton.
f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton.
f_f : Résistance à la traction du composite.
f_y : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{yd} : Limite d'élasticité de calcul de l'acier.
f_{ywd} : Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant.
f_s : Contrainte de l'acier de l'âme (cadres).
f'_s : Contrainte de l'acier supérieur.
$f_{xi}(x_i)$: Densité de probabilité conjointe de vecteur x_i de D_f.
g : Charge uniformément distribuée par mètre linéaire.
h : Hauteur de la section droite transversale de la poutre.
k : Coefficient du type de flexion pour déterminer la résistance à l'effort tranchant du béton recommandé par le BAEL. Flexion simple k =1.
m : Rapport modulaire (E_{ftp}/E_c).
s : Distance entre les armatures transversales.
s_m : Distance de glissement maximum (Méthode DE LORENZIS).
t_{ftp} : Epaisseur de la plaque en composite.
tfp : Plaque collée sur la face tendue.
w : Densité du béton.

x : Profondeur de l'AN de la poutre en BA par rapport à la fibre supérieure de la poutre aux ELU.
x_i : Position de la section transversale dans la longueur libre où est déterminée l'effort tranchant.
x_a : Distance non décollée de la plaque (§1.5.5., **Figure 1-42**).
y : Profondeur de l'AN de la poutre en BA par rapport à la fibre supérieure de la poutre aux ELS.

Majuscules grecques :

Φ : Fonction de répartition.

Minuscules grecques :

α : Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément.
α_{cc} : Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.
α_{ct} : Coefficient qui prend en compte l'adhérence (Méthode Chen & Teng).
β : Indice de fiabilité.
β_1 : Valeur adimensionnelle qui indique la relation entre l'effort moyen et l'effort maximum du béton dans la zone de compression.
β_w : Coefficient non dimensionnel qui prend en compte les largeurs de la section droite de la poutre en BA et de la plaque en composite (Méthode Chen & Teng).
β_l : Coefficient non dimensionnel qui prend en compte les longueurs effective et réelle de la plaque en composite collée (Méthode Chen & Teng).
χ : Périmètre sur lequel la contrainte d'adhérence agit (Méthode DE LORENZIS).
γ_b : Coefficient partiel relatif au béton.
γ_s : Coefficient partiel relatif à l'acier du BA.
ε_{cu} : Déformation ultime du béton.
ε_{ud} : Valeur de calcul recommandée par EC2 de la déformation relative de l'acier de BA.
ε_{uk} : Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de BA.
ε'_s : Déformation de l'acier supérieur dans la zone comprimée.
ε_f : Déformation du composite.
ε_{co} : Déformation initiale du béton.
ε_o : Déformation initiale du composite.
θ : Angle entre le bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément.
$\theta_{(BAEL)}$: Coefficient fixe en fonction de la durée d'application d'actions (BAEL).
λ : Coefficient définissant la hauteur utile de la zone comprimée pour le diagramme équivalent rectangulaire de compression du béton.
ϕ : Diamètre de la barre en acier.
η : Coefficient définissant la résistance effective du béton pour le diagramme équivalent rectangulaire de compression du béton.
μ : Moyenne.
σ : Ecart type.
σ_{cp} : Contrainte moyenne du béton due à l'effort normal.
σ_x : Limite de la rupture en traction.
$\sigma(s)$: Contrainte normale sur la tige (Méthode DE LORENZIS).
τ_m : Contrainte d'adhérence maximum.
τ_p : Seuil de plasticité de la loi d'adhérence béton/composite.
τ_{xy} : Cisaillement.
ν : Coefficient de Poisson.
ρ_1 : Taux de renforcement longitudinale.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La principale qualité du béton est son excellente résistance à la compression mais son principal défaut est sa faible résistance à la traction qui ne représente environ que 10% de sa résistance en compression [GON_02].

Le béton armé est né avec l'idée d'introduire quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier et le problème de faible résistance en traction du béton fut ainsi résolu. La nouvelle pierre artificielle a envahi notre habitat et s'est transformée en élément essentiel de nos vies quotidiennes. La plupart des infrastructures et des superstructures ont été, sont et seront pendant longtemps construites en utilisant le béton comme constituant principal.

La plus grande partie des ouvrages de génie civil est conçue pour durer 100 ans en moyenne [AVR_03], mais le béton est un matériau relativement fragile, puisque environ 30% des ouvrages nécessitent une réparation pour assurer la sécurité des usagers avant d'arriver à leur limite de vie utile.

De nombreuses études sur les bétons ont été déjà réalisées mais il subsiste encore beaucoup de questions quant aux comportements, aux méthodes d'évaluation et aux techniques de réparation des bétons armés endommagés. C'est pour cette raison que ce travail a été entrepris.

Cette recherche a été possible grâce à une collaboration scientifique entre le centre de Bordeaux de l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Métiers (ENSAM), l'Ecole Spéciale des Travaux Publics (ESTP) de Paris et l'Université Technologique du Panama (UTP). Le financement a été assuré par le Gouvernement Français par l'intermédiaire de l'Ambassade de France au Panama qui a considéré la nécessité d'encourager une telle action pour le Panama.

La majorité des ouvrages de génie civil (85% environ) sont construits en béton armé, comme par exemple les trois écluses du Canal de Panama : "Miraflores", "Pedro Miguel" et "Gatún", les sept piles du viaduc de Millau (figure 1) de forme pyramidale ; le plus grand bâtiment administratif des Etats-Unis "Le Pentagone"…

Figure 1 Pont de Millau [GAZ_04].

Cette thèse a trois objectifs majeurs :

- Analyser l'influence de deux techniques de réparation (insertion d'une tige en composite et collage d'une plaque en composite) sur les modes endommagement d'une poutre courte pré fissurée ou non.
- Évaluer l'évolution de l'endommagement par trois techniques différentes : i) l'inspection visuelle, ii) l'inspection par de la microscope optique à longue distance, iii) l'émission acoustique.
- Appliquer les concepts de la fiabilité mécanique pour estimer la probabilité de défaillance du système mécanique considéré.

Le document se compose de cinq chapitres :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les mécanismes de rupture d'une poutre en BA classique et sur les mécanismes de rupture d'une poutre en BA renforcée par le collage d'une plaque en composite. Trois techniques d'évaluation de l'endommagement du béton (l'inspection visuelle, la microscopie optique à longue distance et l'émission acoustique) sont abordées. Concernant la réparation du béton par des matériaux composites, les méthodes du collage d'une plaque en composite et de l'insertion d'une tige en composite sont traitées en considérant l'effet d'adhérence. Ensuite, les méthodes de calcul de type réglementaire aux Etats Limites Ultimes (ELU) recommandées par l'EUROCODE 2 (EC2), les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91) et l'Institut Américain du Béton (ACI 318) pour la détermination du moment fléchissant ultime et de la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en BA sont brièvement expliquées. De même, les calculs des poutres en BA renforcées par le collage de structures en matériaux composites sur la face tendue à l'ELU proposés par l'Association Française de Génie Civil (AFGC) et la Fédération Internationale du Béton (FIB) sont présentés. Enfin, la notion de probabilité de défaillance (approche probabiliste) est également considérée.

Le deuxième chapitre présente la méthodologie suivie pour toute la phase expérimentale. Les démarches réalisées et les protocoles expérimentaux suivis sont exposés. Les résultats des essais effectués pour la détermination des matériaux utilisés pour la construction des éprouvettes (poutres

courtes) sont présentés. La charge ultime théorique par rapport au moment fléchissant et aux efforts tranchants des éprouvettes a été calculée en suivant les recommandations faites par l'EC 2, le BAEL 91 et l'ACI 318.

Le troisième chapitre décrit les essais préliminaires et ceux de pré fissuration. Les essais préliminaires sont réalisés afin de choisir le dimensionnement des éprouvettes le plus adapté à nos objectifs. Une fois les dimensions des poutres fixées elles ont été construites à l'ESTP. Les essais de pré fissuration ont été réalisés en flexion trois points jusqu'à deux niveaux différents de fissuration. Le but principal des essais de pré-fissuration est d'endommager mécaniquement les éprouvettes pour évaluer *a posteriori* la résistance ultime d'une poutre courte en BA réparée par des techniques composites.

Le quatrième chapitre, quant à lui, présente les méthodes de réparation, les résultats et les analyses des essais de flexion sur les poutres réparées. Les méthodes de réparation utilisées sont l'insertion d'une tige en composite et le collage d'une plaque en carbone dans la zone tendue de la section transversale de l'éprouvette. La méthode de l'émission acoustique a été utilisée pour ausculter deux éprouvettes en temps réel. Un modèle a également été formulé afin d'estimer la résistance des poutres renforcées par les deux solutions composites en s'appuyant sur les hypothèses classiques liées au béton armé. La contribution des matériaux composites à la redistribution des efforts internes a été également considérée.

Enfin, le cinquième chapitre résume l'étude probabiliste réalisée sur les poutres en BA chargée en flexion 3 points. Cette étude probabiliste a été divisée en trois parties : l'approche déterministe, l'analyse de sensibilité des variables et enfin l'approche probabiliste. Les variables probabilisées, en utilisant un coefficient de variation, sont : les propriétés du béton et de l'acier, les dimensions de la section transversale de la poutre et la charge centrale appliquée. Dans l'approche probabiliste, la probabilité de défaillance du système mécanique a été estimée par la méthode Monte Carlo et par la méthode FORM.

CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Cette étude bibliographique fait l'état de l'art des différents éléments nécessaires à ce travail. Ainsi, les principaux modes d'endommagement d'une poutre en béton armé (BA) chargée en flexion trois points sont abordés.

Ensuite, les démarches utilisées dans cette étude pour évaluer la santé d'une structure en béton ainsi que les techniques associées telles que l'émission acoustique et la microscopie optique à longue distance sont expliquées.

Sur la connaissance des mécanismes d'endommagement des techniques de réparation du béton sont présentées : le collage d'une plaque et l'insertion d'une tige en composite. Un point est également fait sur l'effet d'adhérence entre : • le béton et l'acier et • le béton et le composite.

La phase expérimentale étant traitée, il sera ensuite question de la modélisation des poutres en béton armé. Les méthodes de calcul aux états limites ultimes (ELU) de type réglementaire selon l'EUROCODE 2, le BAEL et l'ACI pour l'estimation du moment fléchissant ultime et de la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en BA sont brièvement abordées. La modélisation des poutres réparées par le collage d'une plaque en composite sur la face tendue et en flexion est abordée par les réglementations issues du FIB et AFGC.

Les concepts fondamentaux relatifs aux approches probabilistes, notamment, la méthode de simulation de Monte Carlo, la méthode FORM et leurs applications dans le domaine du génie civil sont brièvement expliqués à la fin de ce chapitre.

1.2. Le béton

Un bref historique du béton ainsi que ses principaux composants sont décrits.

1.2.1. Un peu d'histoire

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants. Il est formulé en fonction de l'usage auquel il est destiné et utilisé essentiellement pour la construction d'ouvrages de génie civil et d'architecture.

Vers 2600 avant JC, les Assyriens et les Babyloniens ont employé l'argile comme un matériau liant, c'est à dire comme le ciment. Les Egyptiens ont utilisé un ciment à base de chaux et de gypse.

En 1756, un ingénieur anglais, John SMEATON a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblants aux graviers et d'un mélange de briques pulvérisées comme ciment.

En 1824, un inventeur anglais, Joseph ASPDIN a inventé le Ciment Portland qui est la méthode la plus utilisée à ce jour pour la production de béton. Ce premier ciment artificiel a été créé par le brûlage simultané d'argile et de roches calcaires. Le processus de brûlage change les propriétés chimiques de ces matériaux, et de cette façon, ASPDIN a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieure à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisés jusqu'alors. Le seul inconvénient de ce matériau nouveau est sa faible résistance à la traction.

En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer. Cette nouvelle invention a été brevetée en 1867. Cette armature métallique permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction.

En 1928, un ingénieur français, Eugène FREYSSINET a inventé le béton précontraint par fils adhérents. Sans son invention, largement utilisée par ses successeurs dans le monde entier, de nombreux ouvrages contemporains (par exemple : **Figure 1-1**) n'auraient pu être construits ou le seraient différemment.

Figure 1-1 Pont de Normadie avec 856 mètres de travée centrale.

1.2.2. Composants

Une proportion précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour la structure finale. Ces composants sont énoncés ci-dessous :

1.2.2.1. Ciment

Le ciment joue le rôle de liant dans le béton hydraulique. Il est lui-même composé de clinker*, associé à des constituants secondaires tels que le laitier de haut fourneau : un résidu minéral issu de la préparation de la fonte à partir du minerai de fer et du coke métallurgique, de cendres volantes ou de fillers calcaires (granulats fins obtenus par broyage de roches).

Suivant la proportion de ces éléments, cinq types de ciment sont possibles : le ciment Portland, le ciment Portland composé, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut-fourneau à haute teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

Le ciment Portland est utilisé dans la préparation des bétons armés. Le ciment Portland composé est, quant à lui, destiné aux travaux de dallage et aux routes. Les autres types de ciment sont réservés aux travaux ne nécessitant pas une résistance particulière à la chaleur. Ils sont tous indiqués pour les travaux souterrains et les ouvrages massifs en eaux agressives.

1.2.2.2. Eau

Il est important de respecter les proportions de tous les composants, spécialement de l'eau de gâchage. Par exemple, trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ses propriétés mécaniques et sa durabilité.

L'association ciment – eau génère des réactions extrêmement complexes. Silicates et aluminates se développent pendant la phase d'hydratation. Ils forment alors un gel cristallin qui marque le début du phénomène de "prise".

Au cours de la phase de durcissement, qui peut durer plusieurs mois, la multiplication des microcristaux augmentent les résistances mécaniques. Le béton se transforme, alors, en une véritable roche composite.

1.2.2.3. Granulats

Les granulats se caractérisent par les propriétés intrinsèques de la roche dont ils sont issus : coloration, caractéristiques mécaniques et physico-chimiques. Ils vont influencer directement les propriétés esthétiques, mécaniques et la durabilité du béton. Le granulat est généralement composé de sable, de gravier, de pierres concassées, de galets ou de cailloux.

Les granulats sont également traités mécaniquement pour adapter leur forme, leur granulométrie et leurs propriétés. Ces traitements influencent très fortement les caractéristiques comme la demande en eau, l'ouvrabilité et la résistance mécanique du béton.

---

* Composant du ciment ayant la forme d'un nodule cristallisé résultant de la cuisson, dans un four de calcination, d'un mélange dosé de calcaire et d'argile.

1.2.2.4. Adjuvants

Les adjuvants sont incorporés au béton en faible quantité (moins de 10 kg/m^3). Les réducteurs d'eau vont permettre soit d'utiliser moins d'eau pour une qualité égale, soit de réaliser un béton très fluide avec une quantité d'eau moindre. Les superplastifiants ou fluidifiants possèdent des propriétés similaires à celles des réducteurs d'eau, mais avec une efficacité beaucoup plus importante. Ils permettent des fluidités extrêmes et sont utilisés pour produire des bétons autoplaçants et autonivelants.

D'autres adjuvants autorisent la modification de la prise et du durcissement comme les accélérateurs de prise. Ils vont permettre de décoffrer plus rapidement lors de températures faibles. Au contraire des retardateurs qui sont utilisés pour maintenir l'ouvrabilité du béton sur une plus grande durée. A savoir également que : les hydrofuges de masse rendent les bétons imperméables aux liquides, les entraîneurs d'air vont quant à eux le rendre insensible au gel et aux produits dégivrants.

1.3. Mécanismes d'endommagement du béton

Ce chapitre présente les mécanismes d'endommagement que peut développer le béton. L'accent sera mis sur les types de dégradation pouvant survenir pendant un chargement en flexion.

La plupart des structures en béton sont soumises aux intempéries, facteurs qui amplifie leur dégradation et qui augmentent le nombre de mécanismes d'endommagement. Ceux-ci sont très variés, il est possible de trouver différentes formes d'altérations visibles et de défauts d'aspect. Si certains relèvent de l'esthétique ou sont très superficiels, d'autres traduisent une dégradation profonde du matériau. Ces altérations font souvent appel à des processus de dégradation complexes. Leurs origines variées et parfois multiples sont difficiles à établir.

Les principaux défauts du béton sont listés dans le **Tableau 1-1**. Chaque défaut est largement développé dans les références bibliographiques [ARM_88 ; VIN_92 ; BOI_98]. La corrosion est l'un des défauts le plus étudié [ALM_01 ; CAB_96 ; CAS_97; CAP_95 ; RAH_98 ; GU_96 ; KLI_00 ; ZIV_97 ; SIL_04…].

Tableau 1-1 Principaux défauts du béton [ARM_88].

Défaut de construction	Inclinaison	***Fissuration***	***Suintement***
Bullages	***Désintégration***	Faïençage-craquèlement	Efflorescence
Joints froids	Cloquage	Fissuration – D	Incrustation
Acier d'armature exposé	Farinage	Oblique	Corrosion
Nid de cailloux	Délaminage	Fissure Capillaire	Décoloration
Pommelage	Poudrage	Longitudinale	Exsudation
Distorsion/mouvement	Décollement	Craquelage	***Erosion***
Flambement	Ecaillage	Irrégulière	Abrasion
Roulage/voilement	Vieillissement	Transversale	Cavitation
Formation de failles	***Eclatement***	Verticale	***Dégâts dus au scellant à joint*** [1]
Tassement	Cratère et éclat	Horizontale	

[1] Les matériaux de scellant à joint sont employés pour étancher les joints et pour empêcher que des débris ne puissent pas entrer aux joints d'expansion. L'intrusion possible d'un débris peut rendre le joint inefficace lorsque le béton se dilate. Les dégradations typiques sont le détachement du scellant à joint d'un ou des deux côtés du joint ou de la perte complète du scellant à joint.

Le seul défaut qui sera abordé ci-après est la fissuration car c'est le mode d'endommagement qui sera considéré dans le cadre de ce travail.

1.3.1. Fissuration

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde. Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les paramètres qui permettent cette description sont :

- **L'observation visuelle** de la surface de la structure peut fournir une première idée de la cause de la fissuration. Par exemple, la cause probable de la fissuration (§1.3.2. page 21) lorsque les fissures sont courtes, uniformément reparties et reliées (**Figure 1-2**) est le changement de la température extérieure. Si la fissuration commence dans la partie la plus basse d'une dalle en béton à proximité de joints (type fissuration – D, **Figure 1-3**) alors la cause possible est une action chimique due à l'accumulation de l'humidité. Si une fissure isolée et verticale (**Figure 1-4**) est détectée alors, elle peut être due aux efforts mécaniques externes imposés à la structure. Pour confirmer ces hypothèses, il faut suivre un processus d'aide au diagnostic préétabli (§1.4. page 26).

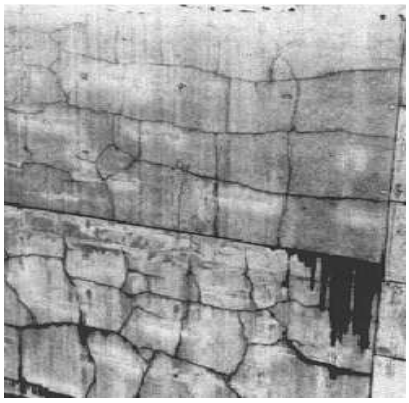


Figure 1-2 Craquelage.

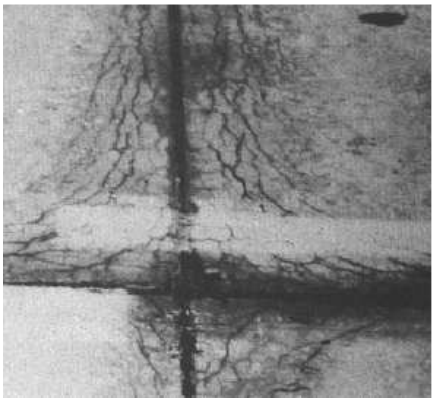


Figure 1-3 Fissuration-D.

Figure 1-4 Fissure individuelle.

- **La profondeur** de la fissure : elle peut décrire une fissure de surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversante (cassure).
- **La largeur** des fissures. Selon leur ouverture les fissures sont classifiées comme fissure *fine* (moins de 1mm), *moyenne* (de 1mm à 2mm) ou *large* (plus de 2mm) [ACI_92].
- **L'état actuel d'activité** des fissures est lié à la présence du facteur responsable de cette fissure qui doit être pris en compte pour choisir la méthode de réparation. Deux catégories existent : *fissures actives*, elles continuent à évoluer au cours du temps et les *fissures dormantes* ou inactives qui ne sont pas affectées par un faible mouvement de la structure.
- **L'état physique du béton** pendant la fissuration [JAC_93]. La structure peut se fissurer avant ou après le durcissement du béton. L'état physique du béton se classifie donc en deux catégories : i) la fissuration du *béton jeune* (avant le durcissement du béton) qui peut être affectée par le gel, le retrait, le tassement en phase plastique ou un coffrage défectueux ; ii) la fissuration du *béton durci* qui se produit principalement suite aux actions physiques (actions thermiques, actions structurelles et gel) ou aux actions chimiques (altération chimique du béton et corrosion des armatures).
- **La nature structurale** des fissures. Elles sont classées comme *structurelles* si elles sont causées par un chargement mécanique et comme *non-structurelles* si elles résultent d'autres raisons comme par exemple : des actions chimiques.

La fissure est complètement décrite en utilisant des termes des diverses catégories énumérées ci-dessus. Par exemple : une fissure peu profonde, fine, dormante, correspondant à un endommagement qui s'est produit dans le béton jeune (**Figure 1-2**).

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. L'indice de fissuration (**Tableau 1-2**) correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

Tableau 1-2 Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.

Indice de fissuration IF (mm/m)	***Degré d'endommagement***
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modéré
2 à 5	fort
5 à 10	très fort
> 10	considérable

1.3.2. Causes d'endommagement du béton

Plusieurs facteurs peuvent jouer un rôle important dans les différents processus de dégradation du béton. Dans de nombreux cas, les dégâts résultent de la combinaison de divers mécanismes. Le **Tableau 1-3** présente les plus fréquentes causes de dégâts et de détériorations du béton. Dans ces références bibliographiques [ARM_88 ; JAC_93 ; MAH_98] plus d'information relative aux causes d'endommagement des structures en béton sont disponibles.

Tableau 1-3 Causes d'endommagement du béton [ARM_88].

Dégâts accidentels	***Erosion***	***Corrosion des armatures*** [ALM_01, AND_98]
Actions chimiques [GAR_98]	Abrasion	***Erreurs de conception***
Attaque acide	Cavitation	Détails de conception inadéquats
Attaque de l'eau agressive	***Changements de température***	Conception structurale insatisfaisante
Action alcali-carbonate	A l'intérieur et à l'extérieur	***Distorsion ou mouvement***
Action alcali-silice	***Retrait***	***Vieillissement*** [TAC_98]
Attaque chimique diverse	Phase plastique/Séchage	***Erreurs de construction***
Attaque de sulfate	***Gel***	

Le **Tableau 1-4** fait le bilan des principales causes d'endommagement du béton et leurs symptômes. La situation des fissures dans une structure ainsi que leurs causes possibles sont exposées à la **Figure 1-5**.

Tableau 1-4 Les Causes d'endommagement du béton et leurs symptômes [ARM_88].

Causes	Symptômes							
	Défauts de construction	Fissuration	Désintégration	Distorsion ou Mouvement	Erosion	Scellant au joint	Suintement	Eclatement
Dégâts accidentels		×						×
Actions Chimiques		×	×				×	
Erreurs de construction	×	×				×	×	×
Erreurs de conception		×				×	×	×
Corrosion		×						×
Erosion			×		×			
Gel		×	×					×
Distorsion ou Mouvement		×		×		×		×
Retrait	×	×		×				
Changement de Température		×				×		×

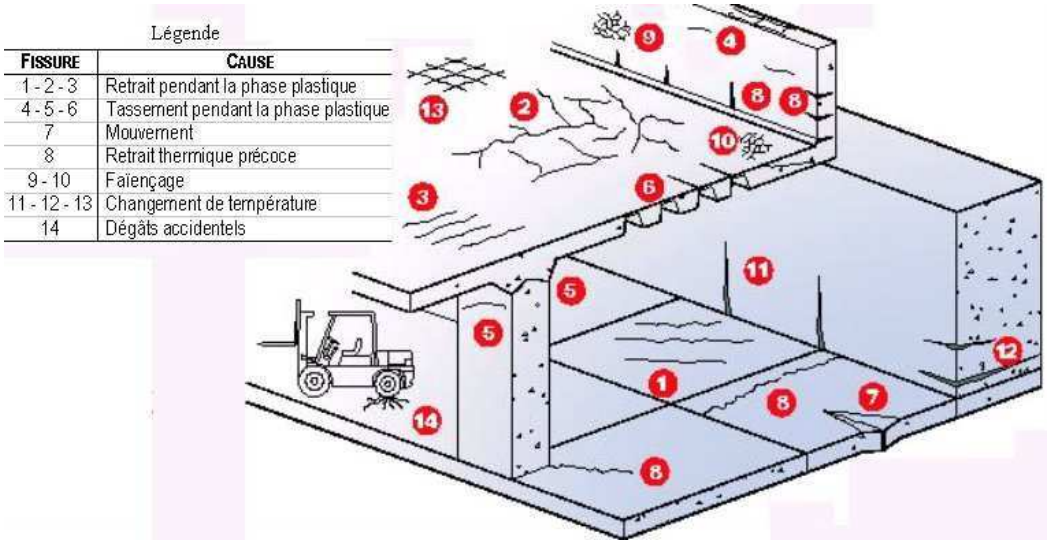


Figure 1-5 Schéma de la localisation des fissures les plus fréquemment observées dans une structure et leurs causes possibles [ECS_99].

1.3.3. Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (BA)

Les mécanismes de rupture qui sont décrits en détail dans ce chapitre correspondent aux situations étudiées dans le cadre de ce travail.

Le comportement global, d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion trois points ou quatre points (**Figure 1-6**), est composé de 3 phases.

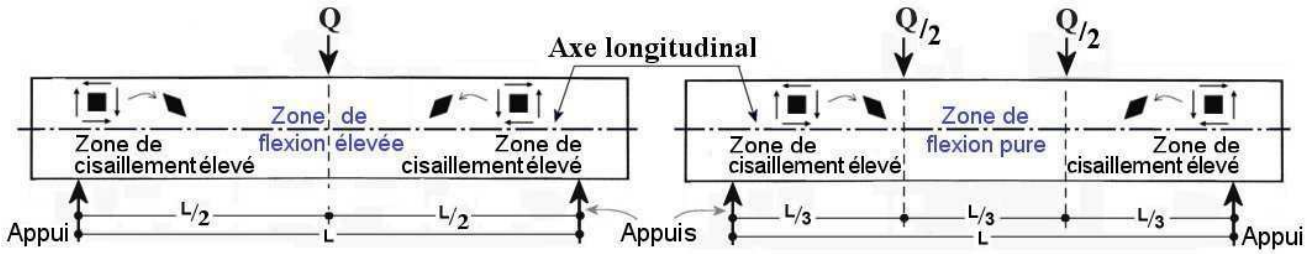


Figure 1-6 Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.

La **Figure 1-7** illustre graphiquement les 3 phases qui se produisent pendant un chargement de flexion.

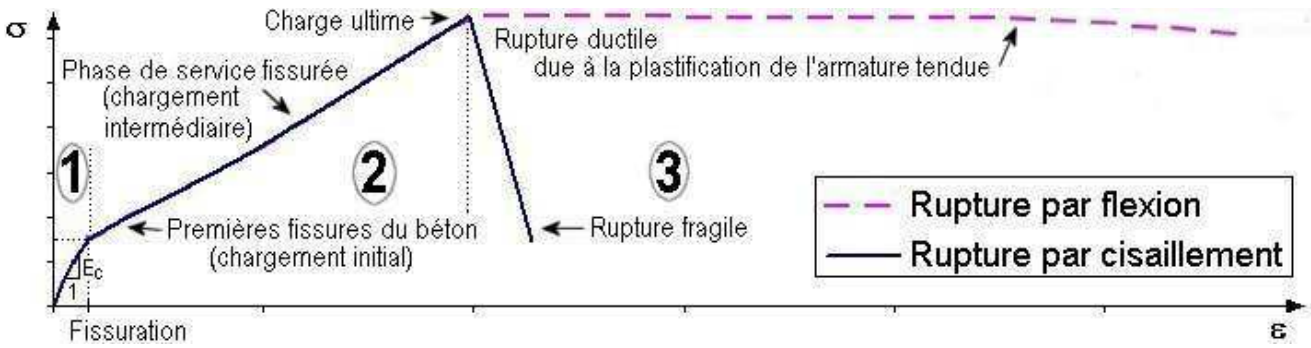


Figure 1-7 Représentation graphique de la contrainte (**σ**) en fonction de la déformation (**ε**) d'un élément en béton armé.

La **1re phase** linéaire correspond au comportement élastique de service des poutres non fissurées.

La **2ème phase** linéaire correspond au comportement de service mais lorsque la poutre est fissurée. Pendant cette phase, il n'existe pas de différence notable du développement de la fissuration initiale que la poutre ait été endommagée par cisaillement ou par flexion. De toutes les façons, la fissuration commence avec l'apparition de fissures due à la flexion dans la partie inférieure centrale de la poutre.

Ensuite, ces premières *fissures dites de flexion* se propagent vers le haut de la poutre (**Figure 1-8**). Les fissures dans les zones de cisaillement élevé se propagent dues à la contrainte principale oblique. Ces dernières fissures sont appelées *fissures de cisaillement par flexion* [NAW_88 ; GON_02].

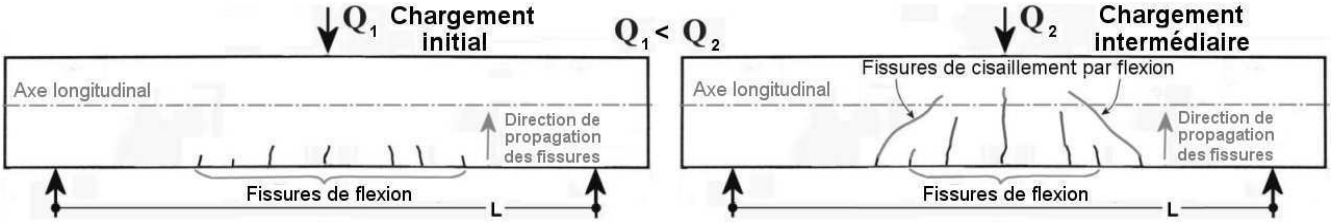


Figure 1-8 Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA).

La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre : **3ème phase** du comportement.

Deux mécanismes principaux de rupture existent : rupture par flexion (F) ou rupture par cisaillement. La rupture par flexion peut se produire : par la plastification de l'armature tendue ou par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue. La rupture par cisaillement est due soit à : i) la contrainte principale oblique (CO), ii) la compression par cisaillement (CC) ou iii) l'adhérence par cisaillement (AC). Ces quatre mécanismes de rupture sont présentés dans les paragraphes suivants.

Ces mécanismes de rupture dépendent de la résistance des matériaux, des dimensions de la structure et du type de chargement. La résistance à la flexion d'une poutre en béton armé est apportée principalement par l'armature tendue et les propriétés du béton. La résistance aux efforts tranchants est assurée par l'armature transversale (cadres) et les caractéristiques du béton. Les calculs des résistances à la flexion et aux efforts tranchants sont, respectivement, expliqués dans les sections 1.6.1. (page 57) et 1.6.2. (page 60).

Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion (F)

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales et

positionnées dans le tiers central de la longueur libre entre les appuis. Le début de l'endommagement commence avec la fissuration du béton. Des fissures verticales souvent très fines sont donc observées au milieu de la poutre. Ensuite, avec l'augmentation du chargement, de nouvelles fissures se développent dans cette même zone centrale alors que les anciennes fissures s'ouvrent et s'étendent vers l'axe neutre et/ou au delà (**Figure 1-9**).

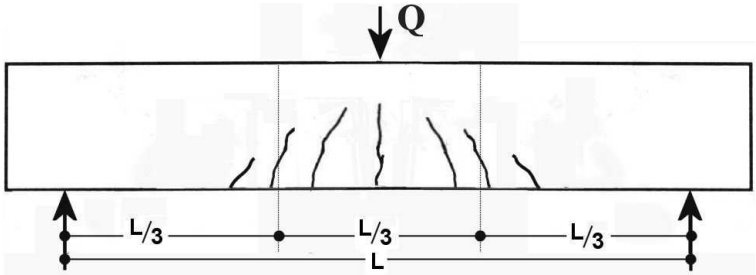


Figure 1-9 Schéma typique d'une poutre en béton armé (BA) endommagée par flexion.

Le mécanisme de rupture par flexion est dit "ductile" en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à de la traction (3ème phase de la **Figure 1-7**, page 23). Lors de la conception d'une poutre, il est recommandé que la rupture de la poutre soit par flexion, parce que ce type de rupture donne un avertissement suffisant de la ruine imminente de la poutre grâce à cette plastification. Les poutres arrivent à la rupture par flexion, seulement si leur résistance au moment fléchissant est inférieure à leur résistance aux efforts tranchants.

Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue

Ce type de rupture commence de la même façon que la rupture précédente avec l'apparition des fissures dans la zone centrale. Ensuite, il est observé l'écrasement du béton suite à un niveau trop important de compression.

Les trois mécanismes qui sont présentées maintenant produisent des ruptures dites "fragiles" (3ème phase de la **Figure 1-7**, page 23).

Rupture due à la Contrainte principale Oblique (CO)

Ce mode de fissuration commence, comme exposé précédemment, avec le développement de quelques fissures fines verticales du type flexion au centre de la longueur entre appuis, suivie par une perte d'adhérence entre l'acier de renforcement inférieur et le béton qui l'entoure dans la zone près des appuis [NAW_88 ; GON_02].

Ensuite, 2 ou 3 fissures, inclinées vers le centre de la poutre, se développent à une distance entre *1,5d* et *2d* (**Figure 1-10**) de l'appui. Lorsque les fissures de flexion n'évoluent plus, une des fissures inclinées dues à la contrainte principale oblique (CO) s'ouvre vers le point de chargement (zone supérieure de compression de la poutre). Il faut remarquer que comme les fissures de flexion n'évoluent plus vers l'axe neutre, cet endommagement fragile dû à la CO produit la ruine instantanée de la poutre avec une faible déformation au centre de la poutre.

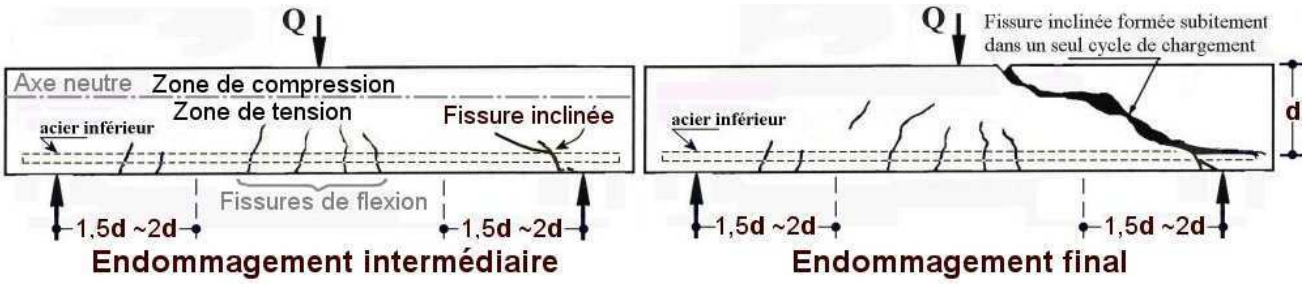


Figure 1-10 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique.

Rupture due à la Compression par Cisaillement (CC)

De même que pour la défaillance due à la contrainte principale oblique (CO), quelques fissures fines de flexion commencent à se développer au milieu de la longueur libre et leur développement s'arrête au fur et à mesure que se produit la perte d'adhérence entre le renforcement longitudinal en acier et le béton qui l'entoure dans la zone de l'appui.

Ensuite, une fissure plus inclinée que celle produite par la CO se développe rapidement vers l'axe neutre, mais moins vite que la fissure de CO. Cette différence est due à l'écrasement du béton dans la zone en compression et, aussi, à la redistribution des efforts internes de la zone supérieure. Lorsque la fissure principale inclinée arrive dans la zone où le béton est écrasé (**Figure 1-11**), il se produit la ruine subite de la poutre. Ce mécanisme de rupture peut être considéré relativement moins fragile, que la rupture par CO, dû à la redistribution des efforts. Cependant, cette rupture doit être évitée.

La différence principale entre la rupture due à la CO et celle due à la CC consiste dans le fait que la fissure principale inclinée par CO apparaît subitement, en provoquant la ruine immédiate de la poutre, ce qui n'est pas le cas par la CC qui peut supporter un chargement plus important.

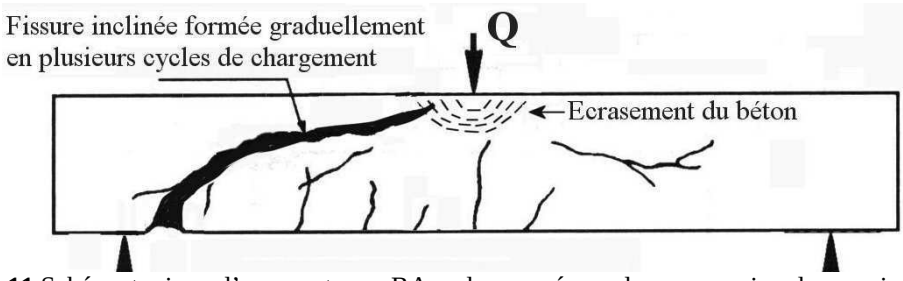


Figure 1-11 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la compression due au cisaillement.

Rupture due à l'Adhérence par Cisaillement (AC)

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'amorçage d'une fissure longitudinale très importante au niveau du renforcement métallique en tension (partie inférieure), simultanément avec l'écrasement du béton de la zone en compression (**Figure 1-12**). Ce type d'endommagement est similaire à celui dû à la CC, car l'endommagement dû à l'adhérence par cisaillement permet, aussi, une redistribution des efforts internes de la poutre. La différence réside dans la présence d'une fissuration horizontale le long de l'armature tendue.

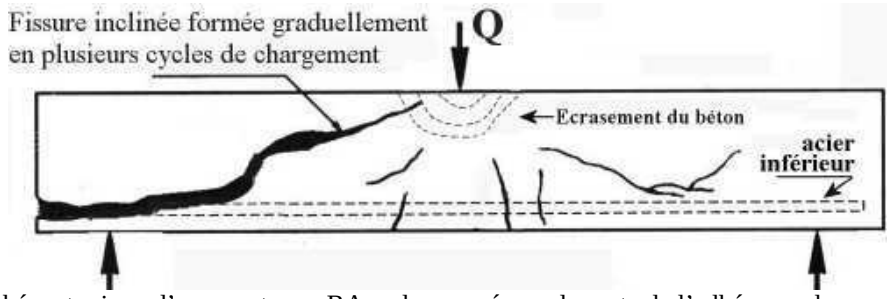


Figure 1-12 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement.

Les mécanismes de rupture doivent donc être correctement décrits afin de pouvoir être pris en compte dans une quelconque modélisation et/ou expertise.

1.4. Techniques d'évaluation

Il ne sera présenté ici que les techniques utilisées dans le cadre de cette étude. Le choix a surtout été orienté en fonction des moyens présents au laboratoire (LAMEFIP-ENSAM), en les adaptant aux spécificités des structures à analyser. Ils existent beaucoup d'autres outils [ARM_88 ; ARM_95 ; BER_02 ; FEI_03 ; FER_00 ; JAC_98 ; LEW_03 ; LUO_03…].

Ainsi, les techniques d'évaluation sont destinées à établir un diagnostic de l'état des structures auscultées, en vérifiant leur viabilité immédiate et leur serviabilité. Le but de chaque technique utilisée dépendra des raisons qui motivent l'examen :

- sur un ouvrage a priori sain : il peut s'agir d'estimer, de vérifier ou de contrôler les caractéristiques de la construction,
- sur un ouvrage supposé endommagé : de détecter l'extension de cet endommagement,
- sur un ouvrage visiblement endommagé : de caractériser cet endommagement.

Le principal objectif d'une évaluation est de déterminer quelles sont les formes d'altération, leurs importances et leurs origines, afin d'évaluer si l'ouvrage d'art concerné doit être simplement entretenu ou restauré et dans ce cas, par quels moyens. La **Figure 1-13** présente un processus d'aide au diagnostic des structures.

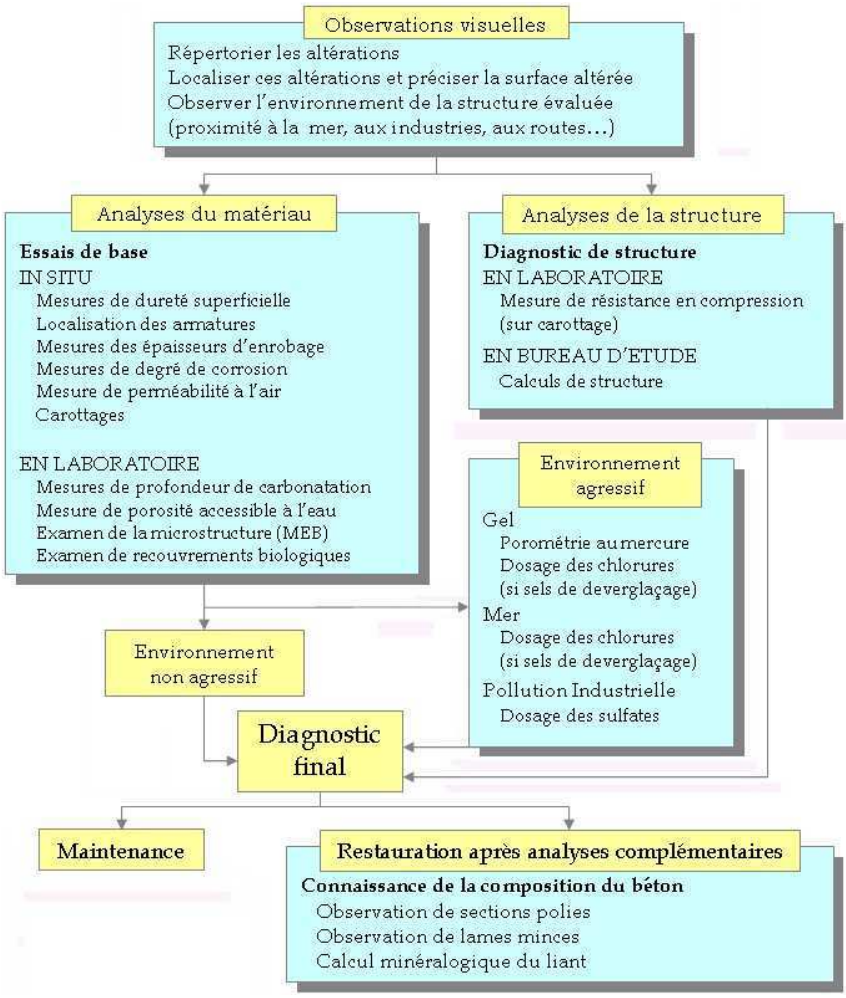


Figure 1-13 Processus d'aide au diagnostic [MAR_98].

Généralement, l'évaluation la plus simple consiste à réaliser une inspection visuelle de l'ouvrage. Elle s'attache surtout à déceler la présence de dégâts sur la surface du béton. Sur la base des observations faites, un programme approprié du contrôle non destructif, semi destructifs et/ou destructifs est établi.

Chaque méthode d'évaluation permet de déterminer différentes altérations de la structure évaluée, le **Tableau 1-5** synthétise les essais d'évaluation les plus utilisés et leurs applications. Une description détaillée de chaque méthode utilisée pour évaluer la santé du béton est présente dans les références bibliographiques notées à côté.

Tableau 1-5 Altérations du béton diagnostiquées par type d'essai.

ESSAIS	ALTERATIONS D'UNE STRUCTURE EN BETON A EVALUER								
	RESIS-TANCE	FISSURE ET FRACTURE	ETAT INTERNE VIDE	TENEUR EN EAU	CORRO-SION	ENRO-BAGE	DURABILITE ET COMPORT.	QUALITE DU BETON	DELAMI-NAGE
Dureté de la surface [ARM_88]	×								
Rebondissement [ARM_88 ; FEI_03 ; LEW_03]	×								
Arrachement [ARM_88 ; LEW_03]	×								
Scléromètre [1] [LER_03]	×								
Pull-off [FER_01 ; FER_00]	×								
Pénétromètre [ARM_88 ; FER_00]	×								
Auscultation Dynamique [ARM_88 ; FER_00; SCH_97 ; LEW_03]	×								
Maturation [FEI_03]	×							×	
Spectroscopie Ultrasonique de Résonance [SCH_97]		×							
Emission Acoustique [ARM_88 ; SCH_97 ; MII_98; OHT_01 ; BIN_03 ; MIR_00 ; SCH_02...]		×	×						
Impact [2] [BER_02]		×	×					×	
Analyses chimiques et minéralogiques [DIV_98]					×			×	
Impulsion écho [ARM_88 ; BER_02]		×	×			×			
Impact écho [LEW_03 ; BER_02 ; SCH_97 ; CAR_03 ; CAS_97]		×				×			×
Covermètre [LIM_02]		×				×			
Magnetic-Part. [SCH_97 ; LUO_03]		×				×			
Thermographie IR [SCH_97 ; LUO_03]			×	×					
Radar [LER_03 ; SCH_97]			×	×					
Radioactives [FEI_03]			×	×		×			
Interférométrie [SCH_97]			×						×
Micro-ondes [ARM_88 ; SCH_97]				×					×
Réflectométrie DT [SCH_97 ; TDR_03 ; LAU_99 ; ANS_97; DIA_03]				×					
Nucléaires [ARM_88]				×					
Electrique et électrochimique [BUN_93 ; LAT_02 ; SCH_97 ; MOL_92 ;]				×	×			×	
Phacomètre [MAM_03]						×			
Transfert de chaleur [SCH_97]						×			
Perméabilité [LIM_02]							×		
Réponse dynamique [ARM_88 ; SCH_97]							×		
Optiques (FOS) [SCH_97]							×		

[1] A partir des paramètres associés au rayage de la surface du béton par un pénétrateur on évalue la résistance à l'abrasion en mettant en évidence les modes de déformation et en permettant de mesurer l'adhésion des couches.

[2] La méthode consiste à taper la surface du béton avec un marteau et à écouter le son résultant. Un son à haute fréquence indique que la qualité du béton est bonne et à basse fréquence indique la présence des dégâts.

Chaque technique présente ses différents avantages par rapport aux fins pour lesquels elles ont été conçues mais, aussi, see limitations tant au niveau de leur sensibilité aux différents facteurs (état de la surface à ausculter, humidité, …), que de leur utilisation sur site (accessibilité, vitesse d'auscultation, …). Un diagnostic efficace nécessite souvent l'utilisation de plusieurs méthodes car cela permet d'augmenter le nombre et la qualité des informations sur un ouvrage.

Trois techniques d'évaluation non destructives ont été utilisées pour ce travail, l'observation visuelle, la microscopie optique et l'émission acoustique. Ces techniques vont être approfondies dans les sections suivantes.

1.4.1. L'observation visuelle

L'observation visuelle est généralement la première étape qui permet de mettre en évidence les endommagements d'une structure. Son but est de localiser et de définir les surfaces extérieures endommagées.

La technologie est aussi venue soutenir cette méthode, en offrant des capteurs complémentaires à l'œil (caméras et appareils numériques), des moyens d'enregistrement (pour un suivi dans le temps) ainsi que des procédés d'analyse d'images pour l'interprétation.

1.4.2. Microscopie

L'étude de l'endommagement d'une microstructure est essentielle pour mieux comprendre le comportement macroscopique de la structure. Dans ce domaine, le travail de HORNAIN [HOR_98] présente l'emploi de la microscopie optique comme moyen de diagnostic des ouvrages en béton armé, essentiellement pour quantifier la corrosion. Il mentionne les techniques microscopiques les plus courantes ainsi que leurs limites d'utilisation. Il s'agit particulièrement :

- de la *microscopie optique par transmission* bien adaptée à la caractérisation minéralogique et pétrographique des granulats,
- de la *microscopie optique en lumière réfléchie* pour l'identification des ciments,
- de la *microscopie électronique à balayage* (*MEB*) qui, associée à l'analyse élémentaire, est utilisée pour l'étude de la microstructure des bétons et des mécanismes de dégradation auxquels ils peuvent être soumis.

Parmi ces trois méthodes la plus recherchées est la *MEB* [AKÇ_05; BAS_05; MAR_95 ; MOM_03; OGI_05 ; WAN_05…]. La microscopie optique demande généralement une découpe de l'éprouvette afin de pouvoir préparer sa surface (polissage). Pour palier ce problème un microscope optique à longue distance a été développé : Questar QM-100 (**Figure 1-14** en page 30). Il permet peut être placé jusqu'à une trentaine de centimètre de l'échantillon. Cela rend possible l'observation alors que la structure est chargée sur une machine d'essais. Il est donc un outil puissant pour l'observation des microfissures des métaux [GON_04 ; LIS_04 ; MAŠ_99] ou d'autres dégâts difficiles à observer à l'œil nu comme la fissuration des revêtements d'une barrière thermique [BIA_05 ; GUI_05 ; ZHO_04] (voir Annexe B).

Ses caractéristiques principales sont: une distance de visée de 15 à 35cm, une résolution maximale de

1,1µm, une zone observée de 0,25 à 2,50cm et une profondeur de champ minimum de 85µm [QUE_05].

Figure 1-14 Microscope à longue distance QM-100 [QUE_05].

1.4.3. Emission acoustique (EA)

D'après la norme NF A09-350, l'émission acoustique est définie comme un phénomène de création d'ondes élastiques transitoires résultant de micro déplacements locaux internes à un matériau. Par extension, ce terme désigne également la discipline scientifique et la technique utilisant ce phénomène.

Cette technique est très utile pour détecter des processus d'activité microscopique dans les matériaux, en utilisant l'étude d'ondes avec un principe similaire à l'onde micro-sismique. L'analyse des signaux d'EA permet donc de suivre en temps réel et de quantifier l'endommagement, généré par différents mécanismes mécaniques, physiques, chimiques ou d'autres sources d'énergie, au sein d'un matériau.

L'établissement de corrélations entre le type d'événement endommageant (la source) et le signal d'EA est possible grâce à l'utilisation de capteurs piézoélectriques collés sur la surface à analyser. Ils transforment les ondes mécaniques en signaux électriques, lesquels se présentent sous la forme d'ondes sinusoïdales amorties désignées sous le terme de salves. Un événement est capturé quand le capteur mesure un signal qui dépasse une certaine limite inférieure (i.e. le seuil).

Les principaux paramètres qui caractérisent les salves (**Figure 1-15**) sont :

- l'amplitude, qui est définie comme la valeur maximale du signal,
- le nombre de coups, qui est le nombre de dépassement du seuil;
- la durée, qui correspond à la période de temps entre le premier coup et le dernier coup qui dépasse le seuil,
- le temps de montée qui est la durée entre le premier coup qui dépasse le seuil et la valeur maximale de la salve,
- l'énergie qui correspond à l'aire sous l'enveloppe de la salve.

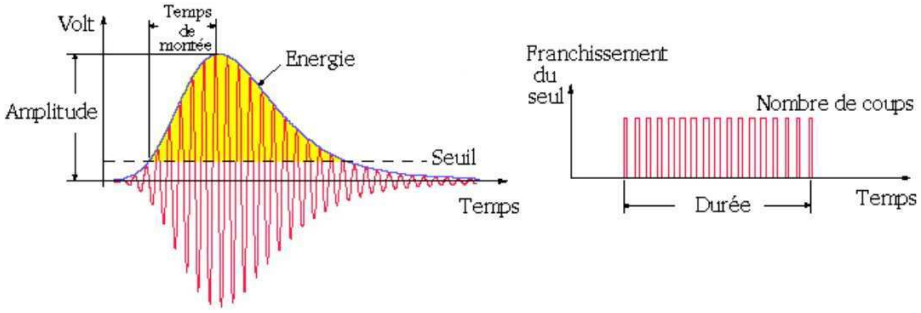


Figure 1-15 Définition des paramètres d'un événement d'EA [MII_98].

Les capteurs d'EA utilisés sont généralement des traducteurs par résonance qui sont très sensibles à certaines fréquences. Un préamplificateur est connecté après le capteur pour minimiser le bruit d'interférence et pour prévenir la perte du signal. Parfois, le capteur et le préamplificateur sont assemblés ensembles, comme une seule entité. Le signal est filtré pour minimiser le bruit, il sera amplifié et envoyé au conditionneur de signaux. Finalement, les caractéristiques de l'événement d'EA sont enregistrées par un ordinateur en temps réel (**Figure 1-16**). D'autres informations (e. g. la charge, la déformation, la pression, et la température) peuvent être enregistrées par des entrées dites paramétriques.

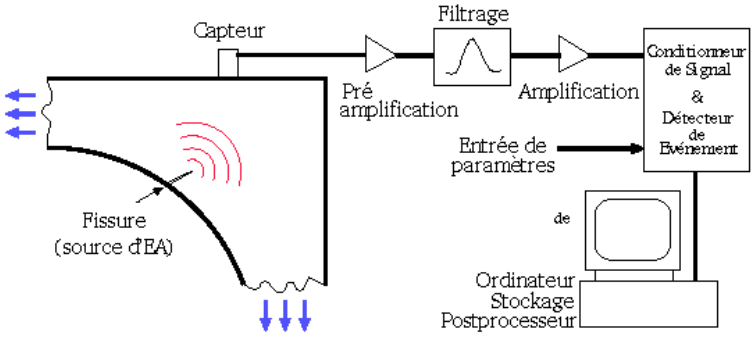


Figure 1-16 Montage typique d'un system d'EA [MII_98].

Utilisation de l'EA pour l'évaluation du béton

L'EA est de plus en plus utilisée pour l'étude du béton et pour la connaissance de ses mécanismes d'endommagement. Plusieurs recherches [KIM_03 ; OHT_91a ; SAB_03 ; YUY_01] ont été déjà développées sur : i) l'estimation quantitative de l'endommagement du béton, ii) l'étude des caractéristiques de l'EA de poutres en béton chargées en flexion trois points [BIN_03], iii) la comparaison de l'activité de l'émission acoustique par rapport aux matériaux de renforcement [MIR_00], iv) la modélisation numérique des sources d'EA et v) la propagation d'onde dans le béton [SCH_02].

Localisation de sources de l'EA

L'exploitation des temps d'arrivée extraits des salves, mesurés sur plusieurs capteurs, permet de définir un autre paramètre : la localisation des sources. En effet, la source d'EA émet une onde mécanique qui en se propageant atteint successivement les capteurs du réseau en fonction de leur positionnement sur la structure. Les informations sur les différences de temps d'arrivée sont à la base des algorithmes de localisation zonale, planaire (2D) ou volumique (3D) [BRE_05]. Quelques exemples

traitant de la localisation sont exposés ci-après.

Le programme "Hypo^{AE}", destiné à la localisation des événements dans une structure, est une dérivation du programme Hypo71 utilisé pour la localisation de l'hypocentre d'un tremblement de terre. Il s'appuie sur l'idée développée par Ludwig Geiger en 1910 [GEI_10] qui évalue l'instant d'arrivée du premier et du deuxième précurseur d'ondes de compression et de traction. Ainsi, quatre capteurs au minimum sont nécessaires pour déterminer la position de l'hypocentre. S'il y a plus de quatre stations, le problème est hyper déterminé et le calcul est fait en utilisant la méthode d'approximations successives. Cet algorithme doit être adapté à l'analyse du besoin de l'essai. Le logiciel permet d'optimiser : i) la géométrie de l'éprouvette, ii) la quantité de capteurs et iii) leur placement en fonction de l'algorithme choisi [GRO_97].

Effets Kaiser et Felicity

Joseph Kaiser est le fondateur de la technologie moderne d'émission acoustique et l'effet Kaiser fut son travail pilote. L'application principale de cet effet est une stratégie d'essai pour l'évaluation de l'endommagement des réservoirs sous pression. L'effet Kaiser traduit l'irréversibilité de l'EA. Lorsqu'une structure est portée à un premier niveau de contrainte (F1), et puis déchargée, le matériau reste silencieux lors d'un second chargement tant que le niveau de contrainte reste inférieur à F1, du moins si aucun endommagement ne s'est produit entre les deux essais. Ce résultat reste cependant à nuancer car parfois une EA se produit pour une contrainte F2 inférieure à F1 : c'est l'effet Felicity. Le rapport F2/F1 est alors défini comme critère d'endommagement. L'effet Felicity est principalement attribué à la redistribution des contraintes résiduelles ou au frottement de zones endommagées [KIM_03a, page 53].

Investigation du mécanisme de rupture

Il y a plusieurs techniques d'évaluation du type de fissure et de l'orientation de la source d'EA.

Une des plus employées est la détermination de la polarité de l'impulsion initiale de l'onde P[†]. La distribution de deux sens de la polarité de l'onde autour du foyer est déterminée par le modèle de radiation de la source. Si une dislocation pure de cisaillement ou de traction est supposée (**Figure 1-17**) et si la distribution de l'information de la polarité recouvre une partie significative de la sphère focale, il est possible d'estimer l'orientation de plans nodaux et le mécanisme de la source. Malheureusement, il est impossible de quantifier la déviation à partir de la dislocation pure de cisaillement (*Double Couple DC*) avec cette méthode.

[†] Onde de compression (appelée aussi onde de dilatation ou onde irrotationnelle) associée au mouvement des particules qui s'effectue parallèlement à la direction de propagation de l'onde et à la vitesse. Cette propagation est due aux efforts de traction-compression induits par l'éloignement ou le rapprochement relatif des faces perpendiculaires au mouvement et est notée l'onde P. [NGU_02]

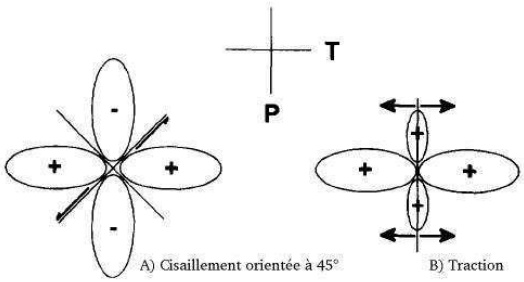


Figure 1-17 Schéma du modèle de radiation de l'onde P [GRO_97].

Une autre méthode, appelée "SiGMA-AE" (*Simplified Green's functions for Moment tensor Analysis*) traite des fonctions de Green simplifiées pour les analyses de tenseurs de moment [OHT_91]. Le tenseur de moment symétrique avec six composantes indépendantes définit mathématiquement la résistance et le modèle de radiation 3D de la source sismique générale. La détermination de la localisation, du type et de l'orientation de la fissure dans le béton peut être réalisée par l'analyse de la valeur propre du tenseur de moment. Il faut utiliser l'amplitude de l'onde P mesurée au minimum par six enregistrements d'EA pour estimer les six composantes du tenseur de moment. L'approche SiGMA établit alors une caractérisation des sources d'EA à partir d'une relation de contribution maximale de cisaillement (i.e., X) : pour une valeur de X < 40%, la fissure est due à de la traction ; pour X > 60%, la fissure est due au cisaillement et pour X compris entre 40% et 60%, les fissures ont une origine mixte.

OHTSU a présenté une procédure de visualisation en utilisant le VRML (*Virtual Reality Modeling Language*) "langage de modélisation de réalité virtuelle". Celui-ci permet une représentation graphique des résultats de SiGMA. Lors de l'essai, il a noté que les fissures de traction et de mode mixte étaient plutôt observées autour de l'armature, alors que les fissures de cisaillement étaient observées dans la zone de compression [OHT_02] (**Figure 1-18**).

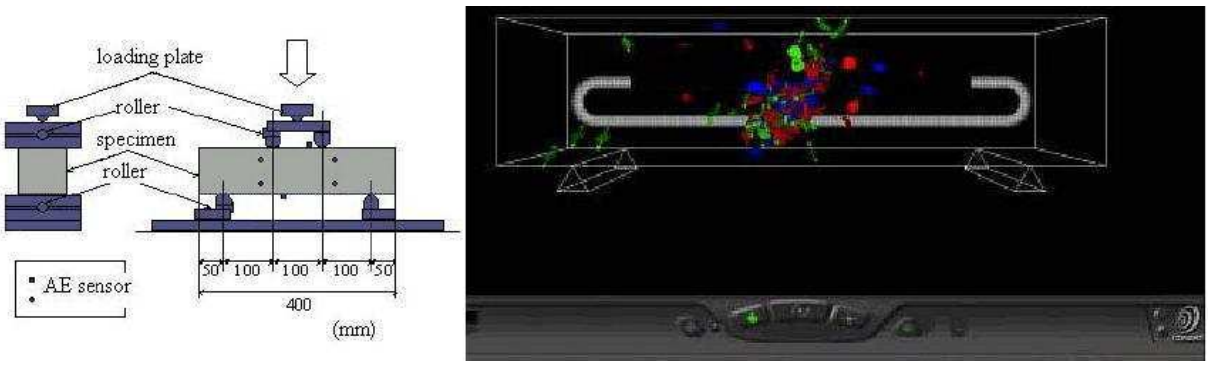


Figure 1-18 Réglage expérimental (gauche) et visualisation 3D par VRML (droite) [OHT_02].

La fonction de Green décrit la propagation d'ondes dans le milieu et ne dépend pas des fonctions de la source ou de transfert du système enregistré. Les fonctions de Green de l'éprouvette et de transfert du système enregistré sont connues lorsque les méthodes conventionnelles sont utilisées.

Il est difficile de concevoir que la propagation d'ondes dans le béton puisse être traduite comme une seule fonction de Green, parce que c'est un matériau très hétérogène et anisotrope. C'est pourquoi, une *inversion du tenseur de moment relatif* a été employée, là où la connaissance complète des deux

fonctions n'est pas indispensable. Cette méthode utilise les amplitudes d'onde P d'une façon relative, en éliminant les influences de l'hétérogénéité et de l'anisotropie.

Une autre technique a été développée par DAHM en 1993 [DAH_93] pour déterminer le modèle de radiation de sources sismiques, en utilisant une analyse de population d'évènements (*clustered*). L'effet du groupe « *clustering* » correspond à un groupe de signaux ou de données qui de par leur similitude ou leur correspondance à un même phénomène physique se distingue (diffère) des autres données.

Un matériau peut présenter différents modes d'endommagement. L'EA peut permettre de discriminer ces modes en réalisant au préalable des identifications spécifiques. En effet, chaque mécanisme possède sa propre signature acoustique. La déformation et la rupture de chaque matériau émettent des signaux d'EA différents. Le principe de l'isolation des mécanismes de rupture a été proposé pour isoler le signal d'EA associé aux différents mécanismes de rupture. Ce principe est basé sur les hypothèses suivantes :

1. pour la même activité d'EA, l'énergie maximale émet l'amplitude maximale et la durée la plus longue,
2. les activités d'EA associées au même mécanisme de rupture ont les mêmes caractéristiques.

Pour isoler, les différentes caractéristiques d'EA produites par les différents mécanismes, des filtres ont été mis en place et utilisé pour une durée d'enregistrement déterminée de l'EA. Ensuite, les différents paramètres sont tracés les uns en fonction des autres suivant trois graphiques (**Figure 1-19**), et pour une durée d'enregistrement donnée :

(a) le graphique 1 : correspond aux salves en fonction de l'amplitude,

(b) le graphique 2 : aux coups en fonction de l'amplitude,

(c) le graphique 3 : aux salves en fonction des coups.

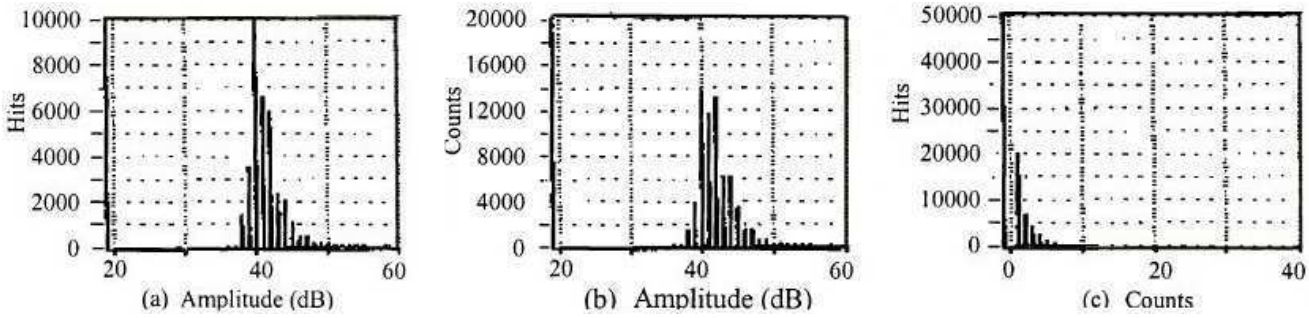


Figure 1-19 Graphiques (a), (b) et (c) [WU_00].

La forme et les caractéristiques de tous ces paramètres ont été comparées et étudiées. Pour cette étude WU et al. [WU_00] ont utilisé des éprouvettes rectangulaires en béton entaillées au centre pour produire une fissuration contrôlée. Suite aux essais en flexion trois points, sept mécanismes d'endommagement ont été identifiés pour le Béton avec une Performance Normale (BPN). Les paramètres caractéristiques de l'EA pour les mécanismes de rupture du BPN sont montrés au **Tableau 1-6**.

Tableau 1-6 Paramètres caractéristiques de l'EA [WU_00].

Mécanismes	*Distribution de l'Amplitude*			*Durée (μs)*	*Salves*	*% salves totales*	*Coups*
	Valeur maximale (dB)	***Etendue (dB)***	***Coups/salves***				
1	40	36-54	1,52	0-25	9248	33,2	14077
2	42	38-59	4,48	25-60	5271	18,9	23648
3	44	40-60	98,7	60-125	4733	17,0	41236
4	47	42-64	17,4	125-220	3287	11,8	57214
5	51	43-66	31,7	220-355	2789	10,0	88999
6	58	47-70	55,8	355-555	1970	7,0	110017
7	62	52-80	104,6	555-800	1433	5,14	150127

1.4.4. Essais mécaniques

Ils sont utilisés pour la détermination de la résistance du béton à partir d'éprouvettes. Ceux-ci peuvent être élaborés spécifiquement (éprouvettes) ou extraits de structures, c'est-à-dire, à partir de carottage (i.e. opération qui consiste à découper une éprouvette dans une partie de l'ouvrage.).

1.4.4.1. Résistance à la compression

La résistance sera évaluée en utilisant des échantillons en forme de cube ou de cylindre. La vitesse de chargement [CHA_04] doit être choisie dans la gamme de 0,2 à 1,0 MPa/s et être maintenue constante à 10% près selon la norme européenne EN 12394. Les caractéristiques des machines d'essais sont indiquées dans la norme européenne EN 12390.

1.4.4.2. Résistance en flexion

Plusieurs méthodes sont décrites dans la norme européenne en particulier le chargement qui peut être appliqué à partir d'un couteau ou de deux couteaux parallèles (**Figure 1-20** et **Figure 1-21**).

L'essai de flexion quatre points est la référence en cas de litige. En effet, l'annexe A de la norme EN 12390-5 [NF5_01] indique que la méthode de chargement utilisant un seul point (flexion 3 points) produisait régulièrement des valeurs de résistance en flexion (effort à la rupture) de 13% supérieures à celles obtenues par la méthode de chargement avec deux points (flexion 4 points). Cette différence s'explique par l'hétérogénéité du matériau (effet du "volume chargé").

La comparaison de l'effort appliqué dans le cas d'une flexion 3 points et 4 points pour un même moment, respectivement *4M/L* et *6M/L*, montre que la première situation produit une force supérieure de 50% à la deuxième.

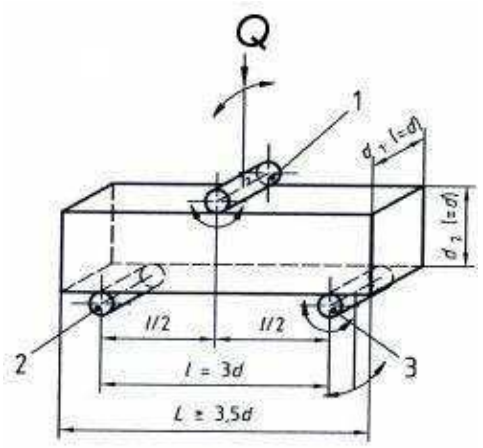


Figure 1-20 Schéma de chargement
(Charge centrée en un point :
Flexion 3 Points – F3P) [NF5_01].

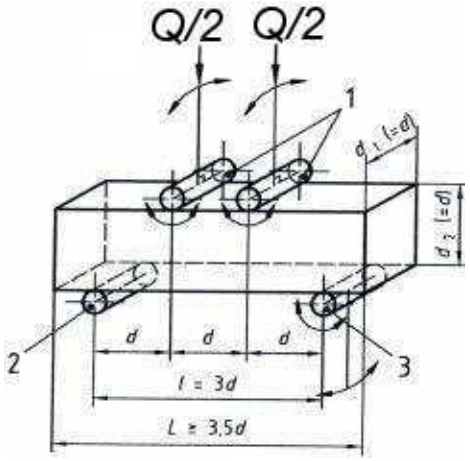


Figure 1-21 Schéma de chargement
(Charge en deux points :
Flexion 4 Points – F4P) [NF5_01].

1.5. Réparation du béton par des matériaux composites

Comme cela a été montré précédemment le béton se dégrade sous l'action de nombreux facteurs. Compte tenu du coût des structures de génie civil, il est important de pouvoir les réparer afin d'augmenter leur durée de vie.

Une réparation durable et efficace du béton repose sur une sélection appropriée des matériaux et de leur utilisation, mais ce choix n'est cependant pas la seule étape importante du processus. Il faut aussi porter une attention particulière sur : la préparation des surfaces, les techniques d'application, le mûrissement de la réparation et le contrôle de la qualité.

Ainsi, il convient de vérifier la bonne compatibilité entre le matériau de réparation et l'élément à réparer en garantissant une bonne adéquation entre les propriétés physiques, chimiques et électrochimiques du renfort et du substrat [MAI_98]. La plupart du temps il est impossible d'obtenir une compatibilité parfaite, puisque la majorité des matériaux de réparation n'ont pas les mêmes propriétés que le béton endommagé.

Cette partie traitera principalement deux méthodes de réparation par des matériaux composites même s'il existe de nombreuses autres techniques. Les deux premiers paragraphes (§1.5.1. et §1.5.2. page 38) présentent les méthodes les plus employées pour la réparation de surfaces et de fissures dans le béton. Le lecteur intéressé pourra consulter les références bibliographiques suivantes [EMM_93 ; GPE_98 ; MAM_03 ; PER_98 ; SET_03].

Les sections 1.5.3. et 1.5.4. sont consacrées à la recherche bibliographique : i) des deux méthodes utilisées pour la réparation d'éprouvettes endommagées chargées en flexion ou ii) pour l'amélioration du renforcement en flexion d'éprouvettes saines. Ces méthodes sont : i) le collage d'une plaque en composite (§1.5.3. page 38) et ii) l'insertion d'une tige en composite (§1.5.4. page 48). L'effet de l'adhérence qui est un paramètre important, entre les composites et le béton est présenté dans la section 1.5.5. (page 52).

La méthode du collage d'une plaque en composite a été retenue car elle est, maintenant, couramment utilisée pour la réparation ou le renforcement de structures en béton [ACI_02; CCT_96 ; LOG_89 ; TAE_95]. En plus, cette technique servira de référence pour évaluer l'intérêt du comportement de la nouvelle méthode (insertion d'une tige en composite) pour la réparation ou le renforcement en flexion du béton.

1.5.1. Principales méthodes de réparation de surfaces

Il est important de travailler au développement de méthodes de réparation de surfaces afin de pouvoir réparer les endommagements et les défauts possibles que les ouvrages d'arts peuvent posséder afin d'augmenter leur durabilité.

Les principales méthodes de réparation des surfaces du béton sont présentées au **Tableau 1-7**.

Tableau 1-7 Principales méthodes de réparation de surfaces.

Bétonnage sur place [AUS_99]	***Injection de mélange de granulats*** [SEP_03]	***Chapes minces***
Béton projeté	***Application de mortier à la truelle*** [JAM_02]	***Dry pack*** [ACI_02]
Voie sec ou humide	***Béton pompé***	

1.5.2. Réparation des fissures

Il existe de nombreuses méthodes de réparation des fissures (**Tableau 1-8**). Certaines méthodes sont spécifiquement conçues pour réparer des fissures actives, tandis que d'autres sont mieux adaptées pour réparer des fissures stables. Certaines méthodes permettent de restaurer la capacité portante de l'élément (améliorer la résistance mécanique), alors qu'il existe aussi des méthodes qui permettent de rétablir l'étanchéité de la structure (améliorer l'apparence).

Pour choisir les techniques de réparation s'appliquant à un cas particulier, il est nécessaire d'utiliser les informations recueillies pendant la visite in situ de l'ouvrage afin de vérifier l'intégrité structurale de l'ouvrage, la présence de fuites par des fissures, le type de fissure (isolées ou en réseau) et l'activité de celles-ci (actives ou stables) [ECS_99].

Tableau 1-8 Techniques de réparation de fissures.

Cicatrisation	***Ajout d'armature***
Injection	***Scellement***
Injection de polymères	Scellement flexible
Injection de ciment Portland	Scellement par gravité
Injection de résine [EL_H_98]	***Couches de revêtement***
Evidage et calfeutrage	***Revêtement de matériaux composites***
Calfeutrage par forage et blocage	***Réparation par le collage des feuilles ou des plaques en composite***
Agrafages	

Un éclairage particulier est maintenant porté sur les techniques retenues.

1.5.3. Réparation par le collage de feuilles ou de plaque en composite

Certaines propriétés des matériaux composites ont conduit le secteur du bâtiment à les considérer pour du renforcement d'ouvrages d'art (**Tableau 1-9**). Il est intéressant de pouvoir remplacer le renforcement traditionnel par des matériaux composites relativement inertes à l'oxydation.

Les expériences menées jusqu'à présent utilisent des matériaux composites en fibres de verre, en fibres de carbone ou en fibres d'aramide [AVR_03 ; CHA_95 ; LI_01 ; SHA_96]. Les matériaux composites utilisés pour le renforcement de poutres se présentent, généralement, sous la forme de tissus ou de plaques stratifiées préalablement fabriquées. Les comportements observés avec ce type de renforcement sont plus performants que ceux des poutres renforcées par des tôles en acier. Ainsi, l'amélioration de la durée de vie de l'ouvrage est due aux propriétés des composites : la rigidité (pour les fibres en carbone), la résistance mécanique, la résistance à la corrosion et l'étanchéité. De plus, ces matériaux

permettent une conception du renfort plus adaptée au besoin de la structure grâce à des procédés qui se prêtent bien à la notion de réparation. Le matériau est fabriqué en même temps que la structure, les directions de renfort sont complètement paramétrables.

Tableau 1-9 Propriétés de matériaux composites par secteur [SES_02].

	Aéronautique	Automobile	Ferroviaire	Bâtiment	Construction industrielle	Industrie nautique	Médical	Electricité	Sports& loisirs
Durée de vie									
Rigidité				X		x	x	x	x
Résistance mécanique				X	x	x	x		x
Tenue à la fatigue	x					x			
Résistance à la corrosion	x	x		X		x	x	x	
Etanchéité				X	x				
Sécurité									
Tenue aux chocs		x				x	x		x
Tenue au feu	x		x	X	x			x	
Isolation thermique				X	x			x	
Isolation électrique								x	
Amortissement, vibrations					x				x
Conception									
Intégration de fonctions	x	x						x	
Formes complexes	x	x	x	X					x
Transparence ondes électromagnétiques								x	
Allègement de structures	x	x					x		x

La **Figure 1-22** présente différentes configurations de collage de matériaux composites sur une poutre, chaque configuration est prévue pour un objectif particulier et la **Figure 1-23** montre le renforcement de structures au moyen de composites préfabriqués Sika® CarboDur®.

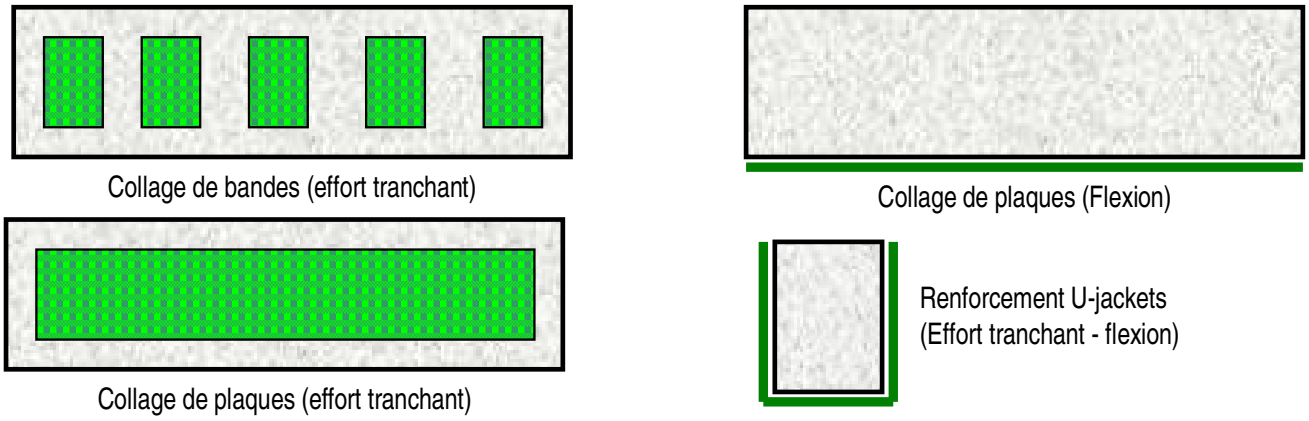


Figure 1-22 Les différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites [PER_96].

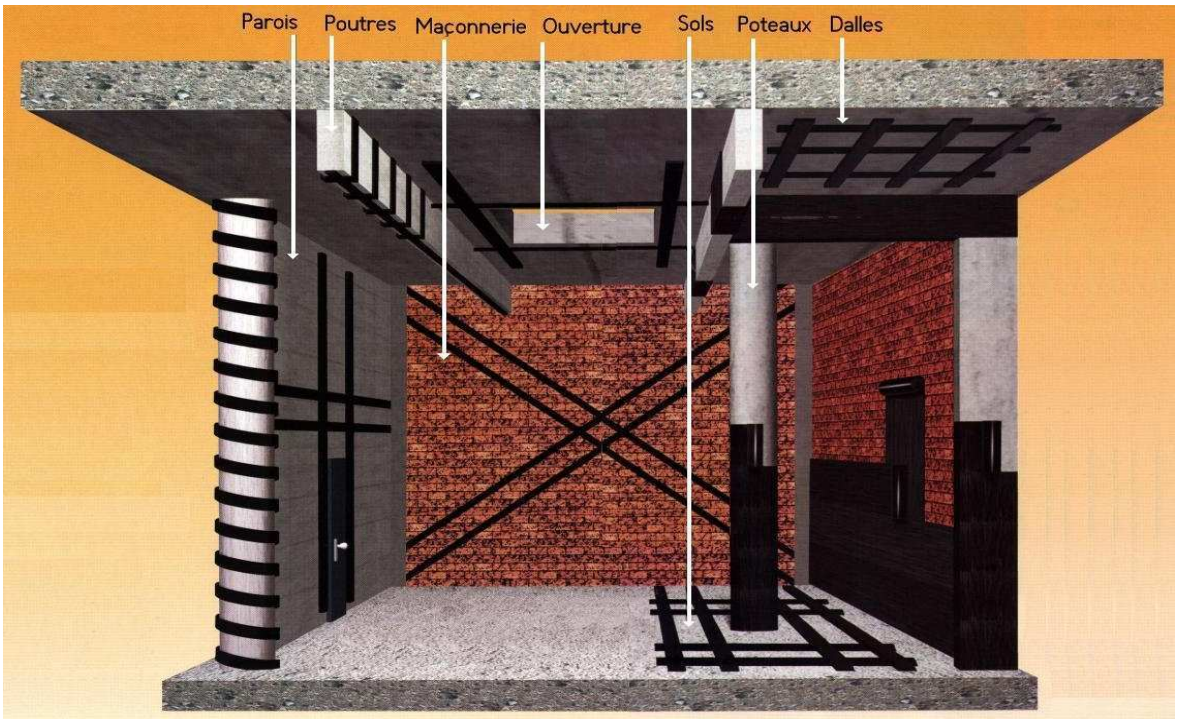


Figure 1-23 Systèmes de renforcement Sika ® CarboDur ® [SIK_06].

1.5.3.1. Matériaux composites

Les matériaux composites (*Fibre Reinforced Polymer FRP*) sont composés d'un renfort noyé dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels (toutes les fibres sont orientées dans le même direction) sont les plus courants.

Une fibre est un filament élémentaire dont le diamètre varie entre 5µm et 25µm selon la nature de la fibre. Elle possède un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres appliqués dans le secteur du bâtiment : les fibres aramide (Kewal ®), les fibres de verre et les fibres de carbone [EL_A_02 ; KAR_02 ; MAL_99]. Seuls les matériaux composites à base de fibres de carbone sont retenus dans cette étude en raison de leur grande rigidité.

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs principaux : le type de fibres, le type de matrice et leur fraction volumique respective.

Les fibres de carbone

Il existe deux types de fibres de carbone : i) celles à haute résistance (HR), issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et ii) celles à haut module (HM) issues d'un processus de fabrication additionnel par graphitisation [HAM_01a].

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est montré à la **Figure 1-24**. Les fibres issues de la graphitisation (HM) présentent un module de Young (environ 500GPa) deux fois plus important que celles issues de la carbonisation (HR) (environ 250GPa), cependant la résistance en traction d'une HR est environ deux fois plus grande que celle du type HM [WU_04].

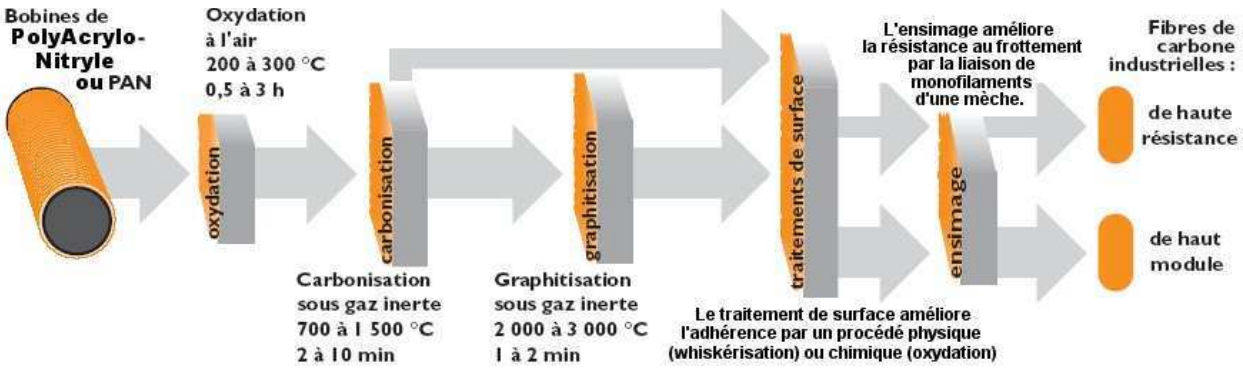


Figure 1-24 Principe du procédé de fabrication des fibres de carbone ex-PAN [LUY_94].

Les matrices

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (le polyester, le vinylester, l'époxyde et le phénolique) car la mise en œuvre est alors plus accessible, surtout dans le cas de grandes pièces, que dans le cas d'une résine thermoplastique. Les matrices sont des matériaux isotropes et leur utilisation dans les composites permet : i) de coller des fibres entre elles et ii) de transférer les efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux forces transversales, de cisaillement et de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolant partiellement de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

Seules les matrices époxyde seront considérées. Les époxydes sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et possèdent une structure macromoléculaire tridimensionnelle. La polymérisation peut avoir lieu à température ambiante ou à haute température (<100°C).

Les procédés de transformation des matériaux composites

Le choix du procédé de transformation est guidé à la fois par la nature du matériau (thermoplastique ou thermodurcissable), la forme de la pièce à réaliser, les performances visées, et les impératifs de production : quantité et cadence.

Les pièces en composites sont réalisées principalement par : i) le **moulage** au **contact** ou par la **projection** simultanée, le principe consiste à imprégner manuellement les renforts disposés ou projeter un mélange fibres/matrice au pistolet dans un moule, ii) le **moulage en autoclave** ce procédé utilise des préimprégnés, iii) la **pultrusion**, le principe est de tirer en continue la matière à travers une filière, et iv) l'**enroulement filamentaire** ou bobinage, le principe consiste en un enroulement sous tension de fils continues préalablement imprégnées de matrice sur un mandrin tournant autour de son axe.

Le secteur du bâtiment utilise principalement trois types de structures en matériaux composites : i) fabrication de formes spécifiques sur site à base de tissus (sec ou pré-imprégnés sous forme de feuille), ii) des plaques ou iii) des équerres. La différence entre les tissus et les plaques (lamelles) réside dans le fait que les premiers seront déposés sur sites et vont polymériser lors de la mise en œuvre alors que les plaques sont fabriquées avant. Compte tenu de la structure à réparer dans cette étude (surfaces planes) les plaques sont bien adaptées à la réparation (§2.3.3. page 86).

Adhésif

Dans le cas ou la structure composite de réparation est fabriquée avant il faut un adhésif pour la coller sur la surface en béton. Dans notre cas, c'est une résine époxyde qui est employée (§2.3.3. page 86). L'objectif de l'adhésif est d'assurer l'adhérence entre les deux matériaux pour transmettre les efforts entre le béton et le composite.

1.5.3.2. Mise en œuvre

Comme cela a été évoqué précédemment, il existe deux procédés de fabrication du composite : le système avec une fabrication in-situ et le système préfabriqué.

Le système avec une stratification in-situ

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place un composite sur des surfaces en béton :

- Le *tissu sec* peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture.
- Le *tissu peut être pré-imprégné* (la résine est déjà mélangée avec la résine), puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton.

Le procédé de mise en œuvre est présenté à la **Figure 1-25** ci-dessous:

Figure 1-25 Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites ***Replark*** ®.

1. Préparation de la surface du béton [SIK_06] : cette première étape est très importante pour assurer une bonne adhérence homogène entre le béton et le tissu. Elle consiste à préparer le support par sablage ou ponçage. La surface du béton doit être propre, saine, sèche, exempte de laitance, de graisse, d'huile, de produit de cure, de particules non ou peu adhérentes, de tout revêtement de type peinture, etc.

La surface doit être plane (tolérance de 2mm sous un réglet de 300mm). Pour les supports en béton, les balèvres de coffrages et saillies ne doivent pas excéder 0,5mm. Les fissures d'une largeur supérieure à 0,25mm doivent être injectées.

Après préparation, le béton, destiné à être renforcé, doit avoir une cohésion superficielle d'au moins 1,0MPa. La cohésion superficielle du béton est la propriété qui permet de maintenir la cohésion du matériau par une attraction intermoléculaire, lorsqu'il est soumis à une contrainte de traction. Si la cohésion superficielle est inférieure à 1,0MPa, il faut appliquer une couche de mastic.

Les angles saillants de la structure doivent être arrondis, jusqu'à obtenir un rayon d'au moins 20mm. Ceci peut être fait en utilisant une ponceuse à disque diamanté. Il est également important d'éliminer toute trace de poussière, de particules friables, par brossage et aspiration mécanique.

2. Application de l'enduit (optionnelle), sur le support préalablement préparé, en utilisant une brosse, un rouleau ou une truelle. L'enduit est une pâte à base de résine époxyde bi composante, destinée au ré-agréage final de la surface et à la régulation de la planimétrie : rebouchage des trous de petite taille, élimination des défauts de planimétrie de moins de 1,0mm, lissage des angles meulés. L'enduit est utilisé lorsqu'une couche de mastic doit être utilisée. L'application doit être faite à la spatule et à la lisseuse.
3. Application de la couche de mastic (optionnelle) : elle est utilisée seulement si la cohésion superficielle du béton est inférieure à 1,0MPa. Cette couche doit garantir la cohésion superficielle minimale nécessaire pour réaliser une bonne adhésion.
4. Application d'une première couche d'adhésif. La résine époxyde bi-composante est sélectionnée en fonction de la température ambiante régnant au moment de la réalisation du renforcement et utilisée lorsqu'une couche primaire est utilisée. L'application doit être faite au rouleau avec une quantité de 200 à 250 g/cm^2. On parle d'une première couche car il y a la possibilité de renforcer l'élément avec plusieurs couches de tissus, selon la résistance finale visée.
5. Application d'un premier tissu. Le tissu doit être collé sur la surface de la structure à renforcer. Il se présente sous la forme de bandes (pré-imprégnées ou pas) unidirectionnelles ou multidirectionnelles. Le tissu est disponible en plusieurs largeurs : 25cm, 33cm et 50cm. La longueur standard d'un rouleau est généralement égale à 100m. Les dimensions des tissus dépendent de l'entreprise de fabrication.
6. Application d'une seconde couche de résine époxyde (seulement si une deuxième couche de tissu est nécessaire).
7. Application de la résine d'imprégnation : de type époxyde, elle est sélectionnée en fonction de la température ambiante au moment du renforcement. Elle est destinée au collage, à l'imprégnation des tissus et à la protection finale. Elle est appliquée lorsque toutes les couches de tissus ont été installées. L'application doit être faite au rouleau avec une proportion de 500 g/cm^2.
8. Finition et/ou mise en peinture si besoin est.

Le système préfabriqué (e.g. pultrudés, plaque pré fabriquée)

Ce processus consiste à pré-fabriquer des plaques ou des lamelles qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant un adhésif.

II faut suivre la même préparation de surface du béton que précédemment puis la plaque est collée sur le béton.

1.5.3.3. Mécanismes de rupture des poutres renforcées par composite

Dans le cas de poutres renforcées chargée en flexion, différents mécanismes de ruptures sont constatés [GAR_98 ; SMI_02 ; SMI_02a ; TAL_03 ; WU_04]. Ces mécanismes peuvent être regroupés en trois causes principales: rupture due à la flexion, au cisaillement ou au décollement du composite. Ces causes possèdent différentes origines et des combinaisons sont possibles. Les mécanismes de rupture les plus courants sont décrits ci-dessous. Les deux premiers mécanismes ne sont pas complètement différents de ceux des poutres en béton armé non réparées (§1.3.3. page 22), bien qu'il y a des différences significatives.

Rupture due à la flexion

Les mécanismes de rupture en flexion de poutres en béton armé renforcées par une plaque en composite sont produits par deux actions principales : i) la rupture du composite et/ou ii) l'écrasement du béton comprimé. Lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture par plastification des armatures qui est visée. Ces deux conditions sont expliquées ci-après :

Rupture du composite

Ce mécanisme de rupture en flexion est décrit par : i) une importante plastification de l'armature tendue et ii) la rupture du composite en traction (**Figure 1-26**). Ce mécanisme de rupture est observé, notamment, dans les poutres faiblement ou moyennement armées et celles renforcées par le système avec fabrication du composite sur site.

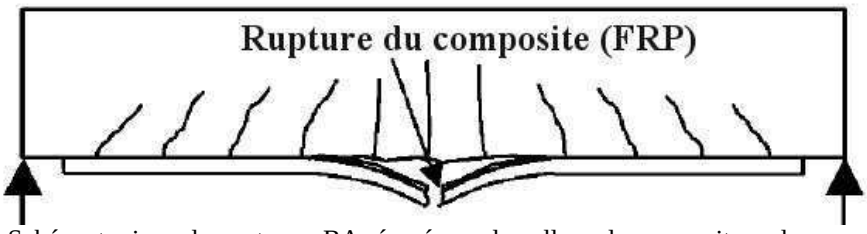


Figure 1-26 Schéma typique de poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par flexion et par la rupture de tissu.

Ecrasement du béton comprimé

Ce mode de rupture en flexion est dû à la plastification de l'armature tendue et à la ruine du béton comprimé (**Figure 1-27**). Ce mécanisme de rupture se produit plus brutalement que le mécanisme précédent lorsque les poutres sont fortement armées. Elles sont renforcées soit par trop d'armatures, soit par trop de tissu FRP.

Figure 1-27 Schéma typique de poutre en BA renforcée par le collage de composite endommagée par flexion et par l'écrasement du béton comprimé.

Rupture due au cisaillement

La rupture de poutres due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance au cisaillement des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord au niveau des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre de la poutre (**Figure 1-28**). Ce phénomène est une conséquence de la concentration des contraintes provenant de la non continuité du tissu. Ce mécanisme peut être rapproché de celui de la rupture due à la contrainte principale oblique du béton armé sans renforcement additionnel.

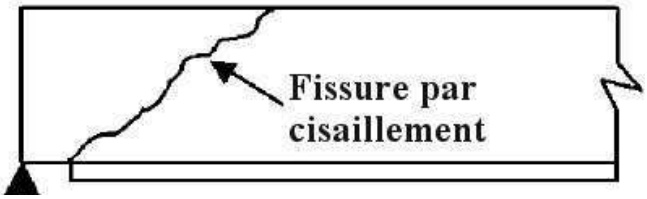


Figure 1-28 Schéma typique du côté de la poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par cisaillement.

Rupture due au décollement

La rupture de poutres renforcées due au décollement est la principale cause de la ruine d'élément renforcé par le collage de plaque en composite. Le décollement peut se produire dans 6 parties différentes de la poutre (**Figure 1-29**) : (1) entre l'armature tendue et l'enrobage en béton, (2) dans l'enrobage en béton, (3) entre le béton et l'adhésif du composite, (4) entre l'adhésif et le tissu ou la plaque en composite, (5) dans l'adhésif et (6) dans le composite. Les mécanismes de rupture, dus au décollement, les plus observés sont la séparation d'enrobage en béton entre l'armature tendue et le béton et le décollement du composite soit à l'extrémité soit à mi-portée de la poutre. Ces trois mécanismes sont présentés dans les paragraphes suivants.

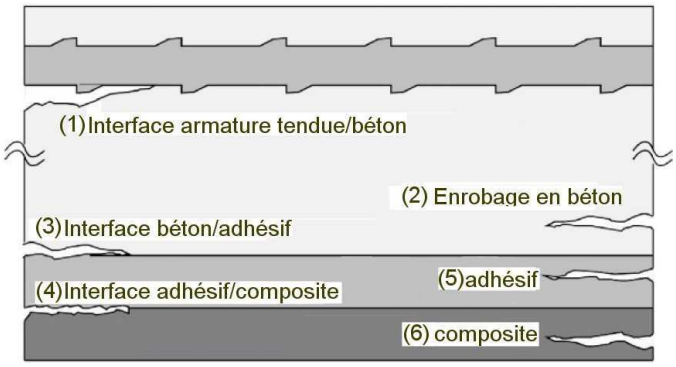


Figure 1-29 Différents types de décollement observés sur des éléments en BA renforcés par le collage d'une composite sur la face tendue [BUY_04].

Séparation d'enrobage en béton

La rupture de la poutre due à la séparation d'enrobage en béton commence avec la formation d'une fissure près de ou dans la zone de l'extrémité du tissu FRP (**Figure 1-30**). Cette fissure est due aux contraintes normales et de cisaillement élevées engendrées par la fin brusque du tissu FRP [BUY_04 ; COL_03 ; GAO_03 ; MUK_01 ; SAA_98 ; TUM_99 ; VAR_97]. Une fois que cette fissure est formée, elle se propage jusqu'à l'armature tendue et la fissure progresse horizontalement au même niveau que l'armature, en produisant la séparation avec le béton.

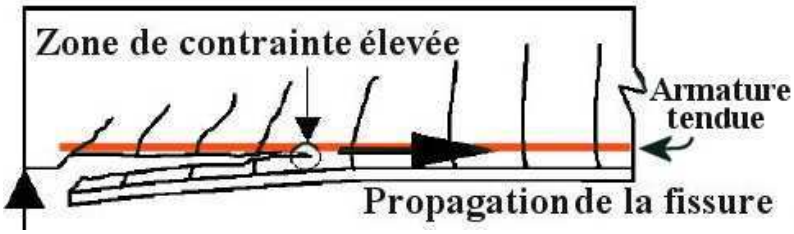


Figure 1-30 Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par séparation d'enrobage en béton.

Décollement du composite à l'extrémité

La rupture due au décollement du tissu composite provient, aussi, de la concentration des contraintes normales et de cisaillement à l'interface colle/béton. La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est alors plus élevée que celle du béton. Le décollement du tissu se produit la plupart du temps entre le béton et la colle (**Figure 1-31**). C'est la raison pour laquelle de petits morceaux de béton sont retrouvés sur le tissu décollé. Ce mécanisme débute aux extrémités du tissu et se propage vers le centre de la poutre. Il provient de la concentration de contraintes présente à l'extrémité du tissu [FAN_01 ; NGU_02 ; QUA_96 ; SEB_01 ; SHA_96].

Le décollement se produit souvent lorsque trois conditions sont remplies [SEB_01] : (1) une faible portée, ce qui produit un cisaillement élevé et un décollement entre le composite et la poutre, situé proche des appuis, (2) les extrémités du tissu sont éloignées des appuis, (3) l'application d'un tissu raide limite la flèche et produit une contrainte de cisaillement importante près des extrémités du tissu.

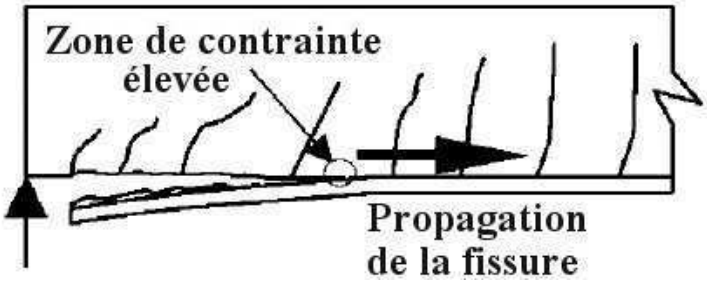


Figure 1-31 Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du composite (FRP) à l'extrémité.

Décollement du composite à mi-portée

Le décollement du tissu à mi-portée se produit à cause de la concentration élevée des contraintes dans l'interface colle/béton. Il s'agit de la même raison que pour les deux mécanismes précédents : i) séparation d'enrobage en béton et ii) décollement de tissu à l'extrémité. La différence réside dans l'origine de ces contraintes. Pour ce mécanisme, la rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant (**Figure 1-32**).

Le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes [SEB_01] : (1) une portée importante de l'effort tranchant, c'est-à-dire, que la résistance à l'effort tranchant aux extrémités est très supérieure à la résistance du moment fléchissant, donc des fissures dues au moment de flexion élevé se produisent proche de la mi-portée, (2) les extrémités du tissu sont très proches des appuis, (3) l'application de tissu mince.

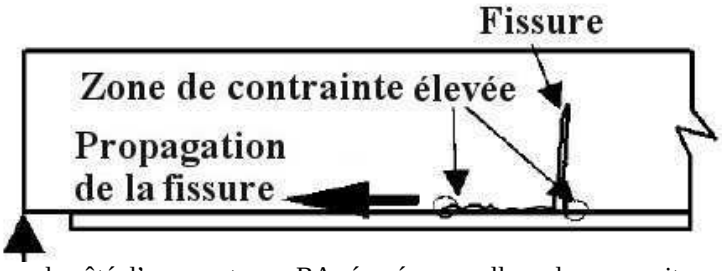


Figure 1-32 Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du tissu à mi-portée.

Les principaux mécanismes de décollement d'une plaque observés lors d'essais sont résumés à la **Figure 1-33**.

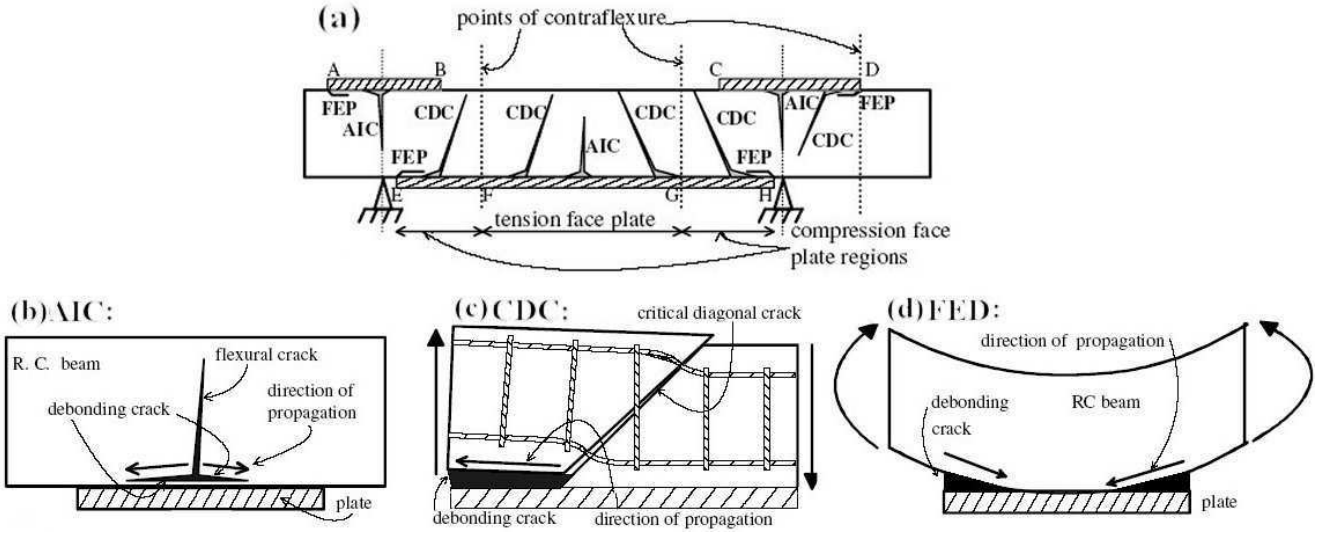


Figure 1-33 (a) Trois mécanismes de rupture par décollement du composite, (b) AIC : décollement à mi-portée, (c) CDC : décollement à l'extrémité par une fissure oblique critique, (d) FED : décollement à l'extrémité [MOH_05].

1.5.4. Réparation par l'insertion d'une tige en composite

La méthode de réparation ou de renforcement par l'insertion de tiges en composite n'a pas encore été utilisée pour la réparation du béton, mais cette méthode est bien connue pour la réparation des structures en bois. La limitation principale de cette technique consiste en l'accessibilité pour percer de part en part l'axe de l'élément à renforcer. Cependant, les tiges en composites sont une alternative pour le renforcement des structures par la méthode de NSM tige (expliquée ci-dessous), trois études récentes sur cette technique sont brièvement présentées.

L'insertion d'une tige collée dans les structures en bois peut avoir deux fonctions principales : i) elle représente un connecteur entre les éléments structurels, ii) elle est un renforcement additionnel de l'élément en bois.

La tige insérée collée est utilisée comme connecteur des éléments en bois dans toute l'Europe, notamment, en Suède et en Allemagne depuis plus de 30ans [BAI_02 ; BRO_01 ; DE_L_05 ; HAR_06 ; MAD_04 ; SER_01]. Egalement, plusieurs projets européens (GIROD [GIR_01], COLORETIM [COL_01], LICONS [LIC_99 ; SUR_03]) permettent de développer des recherches sur les structures en bois.

Une étude expérimentale récente sur le renforcement des structures en bois [SVE_04] a mis en place une méthode de réparation similaire à celle utilisée dans cette étude pour la réparation de poutres en béton. Cette étude consiste à tester des poutres en bois renforcées par des tiges en composite (GFRP). Divers scénarios de renforcement ont été étudiés afin d'accroître la capacité portante des poutres en cisaillement et en flexion.

Le renforcement au cisaillement a été accompli en insérant des goujons en GFRP suivant l'axe central vertical de la poutre. Le renforcement par flexion a utilisé le concept de tiges en composite GFRP montées prés de la surface (**Figure 1-34**) connu en anglais comme *NSM FRP rod* (***N**ear **S**urface **M**ounted **F**iber-**R**einforced **P**olymer rod*).

L'étude a montré que le renforcement des poutres en bois par des tiges en GFRP augmentait la résistance ultime des poutres tout en réduisant sa variabilité (**Figure 1-35**). Les auteurs estiment que les renforcements en cisaillement et en flexion agissent comme une armature dans la poutre en bois en fait le lien entre les discontinuités et les défauts locaux du bois.

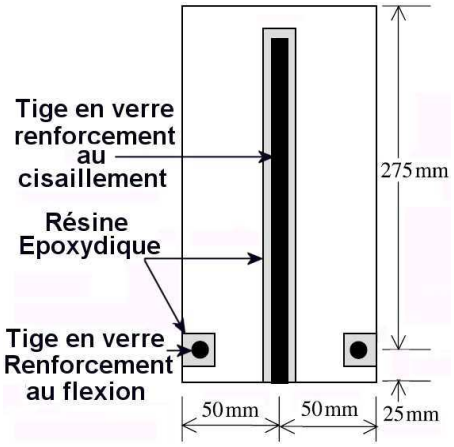


Figure 1-34 Section transversale d'une poutre typique du groupe SF [SVE_04].

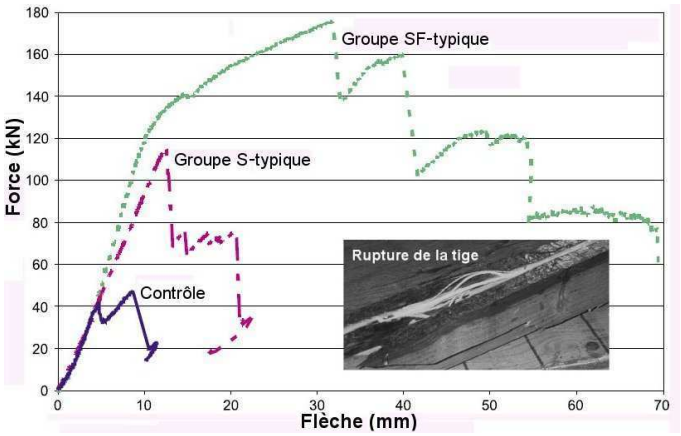


Figure 1-35 Comportement de la force en fonction de la flèche par rapport au renforcement [SVE_04].

Structures en béton renforcées par des tiges en composite

Les tiges en composites sont le sujet principal de nombreuses études sur l'amélioration du renforcement du béton grâce à leurs avantages (résistance à la corrosion, très importante résistance à la flexion, faible poids, neutralité électromagnétique,…) par rapport au renforcement conventionnel du béton : les barres en acier.

La plupart de ces recherches [BAK_98 ; TOU_03 ; WU_03 ; YE_00…] ont été réalisées en utilisant des tiges en composite comme renforcement principal du béton, c'est-à-dire, à la place de l'armature traditionnelle (les barres en acier).

Une étude récente sur la durabilité des tiges en composite pour les structures en béton a été réalisée par Francisco MICELLI et Antonio NANNI [MIC_04]. Les auteurs ont développé un protocole expérimental pour étudier les effets du vieillissement accéléré sur les tiges en composite. Les propriétés physico – mécaniques de cinq types de tiges (**Tableau 1-10**) ont été étudiées.

Tableau 1-10 Propriétés des tiges en composite [MIC_04].

Rod	Fibers	Matrix	Diameter[a] (mm)	Surface
C1	Carbon	Epoxy/vinylester	8.26	
C2	Carbon	Epoxy/vinylester	8.00	
C3	Carbon	Epoxy	7.94	
G1 (prototype)	Glass E	Thermoplastic	12.00	
G2	Glass E	Polyester	6.35	

[a] Obtained as average values after 12 measurements for each rod.

Les éprouvettes en composite ont été soumises à une solution qui simule l'alcalinité des pores du béton et à des agents d'environnement (gel - dégel, humidité relative élevée, température élevée et radiations ultraviolettes). Des essais physiques et mécaniques ont été utilisés pour mesurer les propriétés rémanentes et pour observer les causes de l'endommagement et de la perte de résistance.

Les résultats de cette étude montrent que les propriétés de la résine ont une forte influence sur la durabilité du composite. Les cycles des agents de l'environnement n'endommagent pas significativement les tiges en composite, les tiges en fibres de verre sont sensibles à l'attaque alcaline lorsque leur résine ne fournit pas la protection adéquate aux fibres.

Une nouvelle technique du renforcement des structures en béton armé basée sur les composites a été récemment mise au point [DE_L_02 ; KHA_00]. Cette technique utilise des tiges en composite comme renforcements superficiels cela permet d'élargir leurs utilisations. Les spécialistes du bois appellent cette technique NSM tiges en composite *(NSM FRP rods)*, ce même nom a été adopté pour le béton. L'avantage de cette technique par rapport au collage de plaque en composite consiste dans le fait que

les NSM tiges n'ont pas besoin d'une préparation de surface du béton sauf les entailles suivant l'axe à renforcer.

De Lorenzis [DE_L_02] présente une étude sur les mécanismes d'adhérence entre la tige *(NSM FRP rod)* et le béton (**Figure 1-36**), et l'analyse de l'influence des paramètres les plus critiques pour l'efficacité de l'adhésion. Cette étude propose, également, une nouvelle configuration pour un essai d'arrachement, elle est illustrée à la **Figure 1-37**. Elle permet de minimiser le problème d'excentricité trouvé lors des études précédentes avec l'essai d'arrachement conventionnel [WAR_00 ; YAO_ ; DE_L_02a].

Figure 1-36 NSM tige.

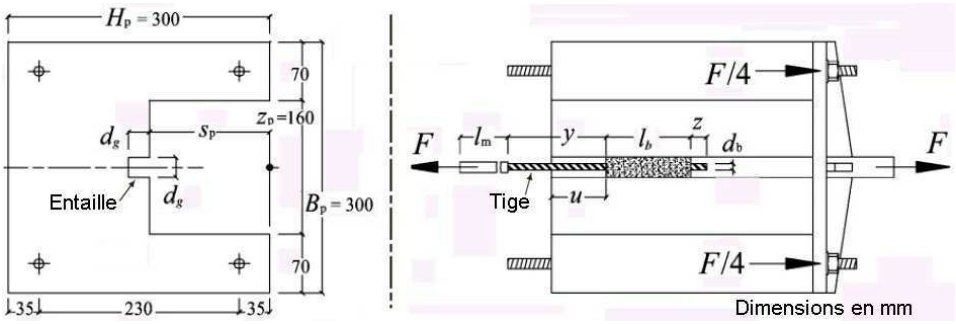


Figure 1-37 Nouvelle configuration d'essai d'arrachement [DE_L_02].

Les paramètres de cette étude étaient (**Tableau 1-11**) : le matériau de remplissage de l'entaille (colle : résine époxyde et mortier légèrement expansif), la longueur de l'adhésion (égale à 4, 12 et 24 fois le diamètre nominal de la tige), la taille de l'entaille (approximativement égale à 1,25 ; 1,50 ; 2,00 et 2,50 fois le diamètre de la tige utilisée) et le type de tige en composite (tige en carbone enroulée à hélicoïde avec l'addition de sable et tige nervurée).

Tableau 1-11 Paramètres d'essais [DE_L_02].

Specimen code	Rod type	Filling material		d_g (mm)	Actual d_b (mm)	k	l_b ($n°$ of nominal d_b)
SW/k1.25/l04	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	10	8.0	1.25	4
SW/k1.50/l04	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	12	8.0	1.50	4
SW/k2.00/l04	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	16	8.0	2.00	4
SW/k2.50/l04	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	20	8.0	2.50	4
SW/k1.25/l12	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	10	8.0	1.25	12
SW/k1.50/l12	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	12	8.0	1.50	12
SW/k2.00/l12	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	16	8.0	2.00	12
SW/k2.50/l12	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	20	8.0	2.50	12
SW/k1.25/l24	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	10	8.0	1.25	24
SW/k1.50/l24	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	12	8.0	1.50	24
SW/k2.00/l24	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	16	8.0	2.00	24
SW/k2.50/l24	Sp. wound	Epoxy	Cem. mortar	20	8.0	2.50	24
CR3/k1.24/l04	Ribbed/CFRP	Epoxy	Cem. mortar	14	11.3	1.24	4
CR3/k1.59/l04	Ribbed/CFRP	Epoxy	Cem. mortar	18	11.3	1.59	4
CR3/k2.12/l04	Ribbed/CFRP	Epoxy	Cem. mortar	24	11.3	2.12	4
GR3/k1.27/l04	Ribbed/GFRP	Epoxy	Cem. mortar	14	11.0	1.27	4
GR3/k1.64/l04	Ribbed/GFRP	Epoxy	Cem. mortar	18	11.0	1.64	4
GR3/k2.18/l04	Ribbed/GFRP	Epoxy	Cem. mortar	24	11.0	2.18	4

A partir de ces 36 éprouvettes, les auteurs ont conclu que :

- Les éprouvettes avec la résine époxyde et la tige en carbone enroulée hélicoïdalement ont été endommagées dans l'interface colle/béton (c/b) pour tous les essais à cause de la surface lisse de l'entaille.

- Les éprouvettes avec l'époxyde et la tige en fibres de verre nervurée produisent comme mode d'endommagement un déplacement de la tige lorsque la taille de l'entaille augmente. Cet endommagement débute par la rupture (fissuration par fendage) de la colle époxyde parallèlement à la tige du côté exposé et une fissuration du béton qui entoure l'entaille jusqu'à l'endommagement total de l'interface colle époxyde/béton.
- Pour les éprouvettes entaillées (**Figure 1-38**) et remplies avec du mortier, la fissuration du collage (fendage) de la partie exposée est plus courante que pour celles qui ont été remplies par la résine époxyde. Ce comportement est dû à la faible résistance en tension du mortier. Toutefois, la résistance ultime des éprouvettes remplies avec le mortier a été pour tous les essais inférieure aux éprouvettes remplies avec la résine époxyde.

Une autre étude sur l'utilisation des matériaux composites (tiges et tissus en carbone) comme matériau de renforcement au cisaillement de poutres en béton armé a été réalisée par [KHA_00]. Dans cette étude 7 poutres possédant une section en "T" ont été testées en flexion quatre points. Les poutres ont été regroupées de la manière suivante : une poutre en BA a servi de référence (A1), 4 ont été renforcées par différents paramètres de tissus en carbone (A2~A5) et 2 autres par NSM tiges en composite (B1 et B2). La **Figure 1-39** montre la fissure qui a produit la rupture de la poutre B2. Cette vérification expérimentale des tiges comme technique de renforcement démontre leur efficacité pour augmenter la résistance au cisaillement (**Figure 1-40** et **Figure 1-41**). Cette augmentation est possible car les tiges sont installées dans la même direction que les cadres (i.e. renfort d'effort tranchant).

Figure 1-38 Poutre entaillée [KHA_00].

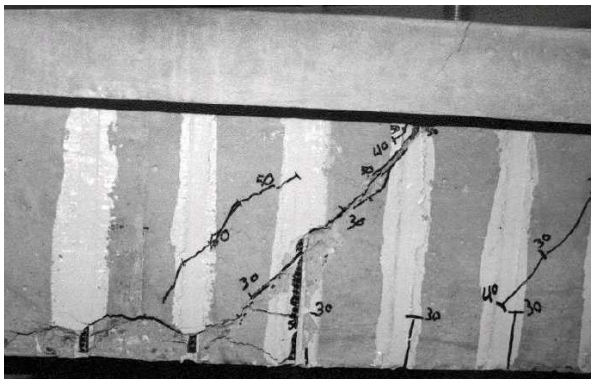


Figure 1-39 Etat final d'une poutre renforcée par NSM FRP tiges (B2) [KHA_00].

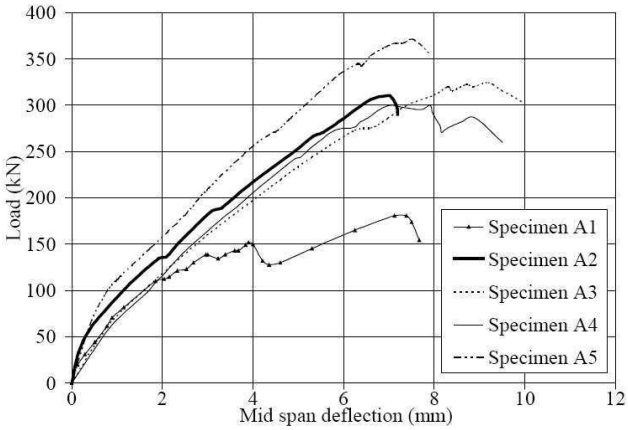


Figure 1-40 Résultats de groupe A [KHA_00].

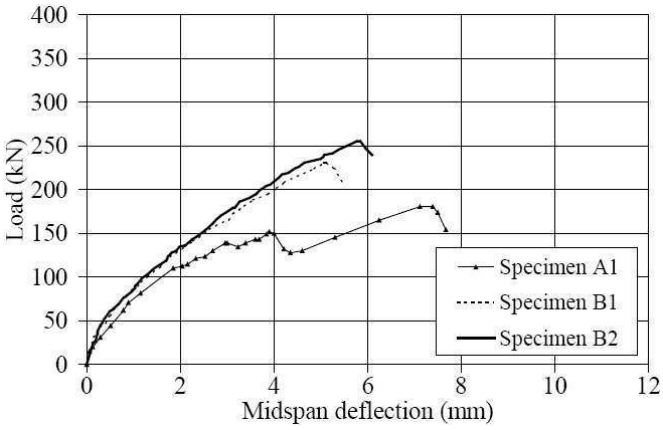


Figure 1-41 Résultats de groupe B [KHA_00].

1.5.5. Effet d'adhérence

Adhérence béton/acier

L'effet de l'adhérence béton/acier se traduit par la superposition d'un phénomène d'adhésion et d'un phénomène de frottement grâce à la présence de reliefs sur l'armature dans le cas de barres cannelées. Ce dernier phénomène n'est pas observé dans les ouvrages anciens, car leur armature est souvent composée de barres lisses [SIL_04]. C'est la raison pour laquelle des barres en acier lisses ont été utilisées comme matériau de renforcement des poutres, car un des objectifs principaux est d'étudier le comportement ces poutres une fois réparées (éléments structurels qui peuvent être représentatifs d'un élément d'anciens ouvrages). Les structures anciennes ainsi que les structures récentes peuvent subir des dégâts accidentels qui puissent être simulés par des endommagements mécaniques.

Au moment de la construction de la plupart des ouvrages en béton armé l'adhésion béton/acier est conditionnée par l'existence d'une couche initiale poreuse et l'adhérence d'oxydes sur l'acier. Cette adhésion est assurée jusqu'à ce qu'une couche de rouille vienne s'intercaler. Ce phénomène a été étudié par plusieurs chercheurs, parmi eux Buyle-Boudin et al. [BUY_01].

L'enrobage minimum pour une qualité d'adhérence visée et pour des conditions d'environnement du type XC1 (i.e. pour un béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible) ; l'EUROCODE 2 [EC2_04 §4.4.1.2] recommande d'utiliser la condition maximale de 10mm ou du diamètre de la barre (ϕ = 8mm), un enrobage égal à 10mm a été retenu pour les éprouvettes de cette étude. Une adhésion parfaite a été considérée entre le béton et l'acier pour les calculs.

Adhérence béton/composite

Les modèles répertoriés sur le comportement de l'interface béton/plaque en composite et béton/tige en composite sont abordés dans ce chapitre.

Béton/plaque en composite

Même si la plupart du temps l'adhérence entre le composite et le béton est supposée parfaite, plusieurs méthodes de calcul sur la résistance au décollement des composites collés sur la face tendue ont été développées. Récemment, une étude [SMI_02 ; SMI_02a] a comparé douze méthodes existantes sur la résistance au décollement. Parmi ces méthodes, sept ont été exclusivement développées pour l'étude des poutres en BA renforcées par le collage de composites et les cinq autres par des plaques en acier, deux autres méthodes ont été ajoutées pour ce comparatif sur des plaques en acier. Les auteurs indiquent que les méthodes traitant des plaques en acier sont aussi applicables aux plaques en composite [SMI_02 ; MOH_05 ; OEH_92 ; ZHA_97] avec des modifications simples (e. g. propriétés du composite).

Ces méthodes ont été regroupées selon leurs principes de base en : (1) méthodes basées sur la résistance au cisaillement, (2) méthodes de la dent en béton, "dent" est un morceau du béton entre deux fissures adjacentes déformé comme un cantilever sous l'action des contraintes de cisaillement horizontales à la base de la poutre (critère de rupture de l'AFGC) et (3) méthodes basées sur la contrainte à l'interface béton/composite. Le **Tableau 1-12** montre les méthodes étudiées par Smith et

Teng et celles ajoutées. Chaque méthode est expliquée dans les références bibliographiques correspondantes citées à côté de la méthode.

Tableau 1-12 Méthodes sur le décollement du composite collé sur la face tendue.

Résistance au cisaillement	***Dent en béton***	***Contrainte à l'interface béton/composite***
Méthode d'Oehlers (acier) [OEH_92 ; OEH_90]	Méthode de Raoof and Zhang (acier) [RAO_97 ; ZHA_95]	Méthode de Ziraba et al. I (acier) [ZIR_94]
Méthode de Jansze (acier) [JAN_97]	Méthode de Wang et Ling [WAN_98]	Méthode de Ziraba et al. II (acier) [ZIR_94]
Méthode de Zhang (acier) [ZHA_97]		
Méthode d'Ahmed et Van Gemert [AHM_99]		Méthode de Varastehpour et Hamelin [VAR_97]
Méthode de Chen et Teng [CHE_01]		
Méthode de Smith et Teng [SMI_02 ; SMI_02A]	Méthode de Raoof et Hassanen [RAO_00]	Méthode de Tumialan et al. [TUM_99]
Méthode de Mohamed Ali (acier) [MOH_05 ; MOH_01]		Méthode de Saadatmanesh et Malek [SAA_98]

Une étude statistique sur ces modèles a été également réalisée par Smith et Teng [SMI_02a]. Ils ont conclu que la méthode d'Oehlers donnait les résultats les plus fiables par rapport à l'écart type et au coefficient de variation, lesquels sont les moins importants de toutes les méthodes étudiées. La méthode proposée par Smith et Teng est une méthode d'Oehlers modifiée, celle de Mohamed Ali prend en compte, aussi, la méthode de Zhang [ZHA_97].

Dans les paragraphes ci-après la méthode de Mohamed Ali est présentée, car elle permet de déterminer l'effort tranchant qui produit la fissure oblique critique responsable de la rupture des poutres qui sont endommagées par ce mécanisme, en plus c'est une méthode modifiée d'Oehlers qui selon Smith et Teng est la méthode la plus fiable. La méthode de Chen et Teng sera également regardée car elle permet de déterminer la résistance au cisaillement de l'interface entre la plaque et le béton. Une étude récente [YAO_05] a vérifié sa fiabilité pour des éléments en béton et en acier avec des plaques en composite.

Méthode de MOHAMED

La fissure oblique critique (FOC) est une fissure due à la contrainte principale oblique. Cette fissure est la cause du décollement de la plaque collée sur la face tendue. Cette méthode indique que la FOC apparaît lorsque la résistance critique de la plaque collée sur la surface tendue ($V_{cr,tfp}$) est égale à la valeur de la résistance ultime ($V_{u,tfp}$) qui produit la rupture par glissement de la fissure oblique.

La valeur de la résistance critique qui produit la fissure oblique critique est donnée par l'éq (1.1) :

$$V_{cr,tfp} = \left(\frac{x_a^{\,2} + h^2}{a} \right) \left(0{,}3105\, f_{ck}^{2/3} h^{-0{,}3} b + \frac{m f_f b_{tfp} t_{tfp} \left(h + 0{,}5 t_{tfp} \right)}{h^2} \right) \tag{1.1}$$

où :

a : est la distance au cisaillement approximativement égale à la distance entre le centre de l'appui et l'extrêmité du plat qui transmet la charge (**Figure 1-42**),

b et h : sont la largeur et la hauteur de la section droite,

m : est le rapport des modules (E_{ftp}/E_c),

f_{ck} : est la résistance caractéristique en compression du béton,

E_c et E_{ftp} : sont les modules d'élasticité, respectivement, du béton et de la plaque en composite,

f_f : est la résistance à la traction du composite,

b_{ftp} et t_{ftp} : sont, respectivement, la largeur et l'épaisseur de la plaque en composite. Toutes les unités doivent être exprimées en N et mm.

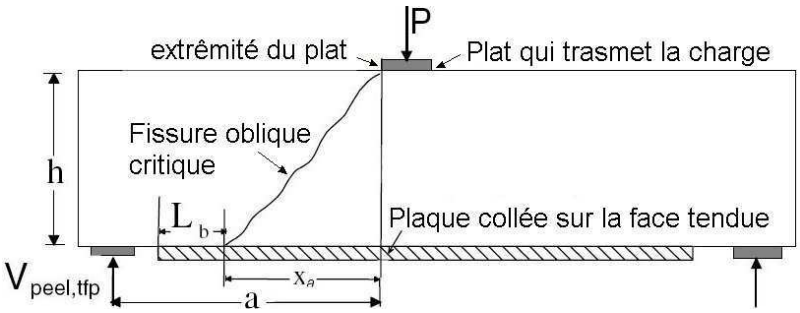


Figure 1-42 Décollement dû à la fissure oblique critique dans la face tendue [MOH_05].

Méthode CHEN et TENG

La résistance au cisaillement dans l'interface colle/béton est exprimée par une charge ultime par traction ($P_{c/b}$) déterminée par l'équation suivante :

$$P_{c/b} = \alpha_{ct}\beta_w\beta_1 L_e b_{ftp}\sqrt{f_{ck}} \tag{1.2}$$

où :

$P_{c/b}$: est la charge admissible en (N),

α_{ct} : est un coefficient qui prend en compte l'adhérence, ils recommandent une valeur de 0,427 pour la meilleure condition et 0,315 pour la moins favorable,

β_w et β_1 : sont des coefficients non dimensionnels qui considèrent les paramètres géométriques définis respectivement dans les équations (1.3) et (1.4) :

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_{ftp}/b_c}{1 + b_{ftp}/b_c}} \tag{1.3}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 1{,}0 & si \quad L_{ftp} \geq L_e \\ \sin\frac{\pi}{2}\frac{L_{ftp}}{L_e} & si \quad L_{ftp} < L_e \end{cases} \tag{1.4}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{ftp}\, t_{ftp}}{\sqrt{f_{ck}}}} \tag{1.5}$$

où :

b_{ftp} : est la largeur de la plaque,

b_c : est la largeur de l'âme de la poutre,

L_{ftp} : est la longueur de la plaque collée,
L_e : est la longueur effective collée déterminée par l'équation (1.5).
E_{frp} : est le module d'élasticité de la plaque (MPa),
t_{ftp} : est son épaisseur,
f_{ck} : la résistance à la compression du béton (MPa).

Béton/tige en composite

Dans notre étude, l'adhésion entre le béton et la tige en composite est divisée en deux parties : l'adhésion tige/colle et l'adhésion colle/béton. Des études sur l'adhérence du béton/colle/tige ont été réalisées par des essais d'arrachement [DE_L_05 ; DE_L_02a ; DE_L_02].

Des contraintes d'adhérence maximum (τ_m) et des distances de glissement maximum (s_m) ont été déterminées pour différents types de tige (tiges en carbone et en verre) collées au béton par des résines époxydes. La contrainte normale sur la tige (ou la colle) est liée au glissement par l'expression suivante :

$$\sigma(s) = \sqrt{2\chi A_\tau(s)} \tag{1.6}$$

où :

χ est le périmètre sur lequel la contrainte d'adhérence agit,

$A_\tau(s)$ est l'aire au-dessous de la courbe de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement (**Figure 1-43**).

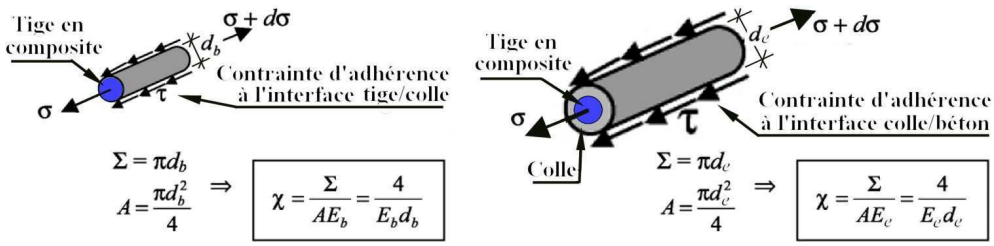


Figure 1-43 Paramètre χ pour les interfaces tige/colle et colle/béton.

Pour estimer la contrainte maximale qui peut être appliquée au joint, indépendamment de la longueur collée nécessaire pour arriver à cette contrainte [COS_97] :

$$\sigma_{\max} = \sqrt{2\chi A_{\tau\max}} \tag{1.7}$$

avec

$$A_{\tau\max} = \int_0^\infty \tau(s)ds = \int_O^{s_m} \tau_m \left(\frac{s}{s_m}\right)^\alpha ds = \frac{\tau_m s_m}{1+\alpha_L} \tag{1.8}$$

A partir de l'équation (1.7), la charge de traction maximale qui peut être appliquée à l'interface béton/tige doit être inférieure aux résultats des deux équations suivantes.

Pour l'adhérence de l'interface tige/colle :

$$P_{t/c} = \frac{\pi d_{ftp}^2}{4}\sqrt{\frac{8E_{ftp}}{d_{ftp}}\frac{\tau_m s_m}{1+\alpha_L}} \tag{1.9}$$

Pour l'adhérence de l'interface colle/béton :

$$P_{c/b} = \frac{\pi d_e^2}{4}\sqrt{\frac{8E_e}{d_e}\frac{\tau_m s_m}{1+\alpha_L}} \tag{1.10}$$

où :

α_L est un paramètre qui varie de 0 à 1,0.

Les valeurs de τ_m, s_m et α_L ont été trouvées expérimentalement par De Lorenzis [DE_L_02]. Pour un rapport de d_e/d_b = 1,5 (lors de nos essais, d_e/d_b = 1,6), pour une tige en carbone similaire à celle utilisée dans cette étude τ_m= 10,71MPa, s_m= 0,208mm et α_L= 0,54 ; et pour une tige en verre similaire à la notre τ_m= 10,04MPa, s_m= 0,118mm et α_L = 0,55.

Ces équations sont évaluées pour être comparées aux résultats des essais jusqu'à la résistance ultime des poutres courtes réparées (Chapitre 4). Dans le cas de l'adhésion entre la plaque et le béton les résultats par la méthode de MOHAMED et ceux de la méthode de CHEN & TENG sont respectivement présentés dans §4.4.2. (page 144) et §4.6.3. (page 174). Pour le cas de l'adhérence tige-béton, la charge de traction maximale a été déterminée et est présentée au **Tableau 4-2,** page 142.

1.6. Méthodes de calcul de type réglementaire aux ELU

Un état limite est l'état d'une structure (ou d'une partie de cette structure) dans lequel une condition requise de cette structure pour remplir son objectif est strictement satisfaite et cesse de l'être en cas d'augmentation du chargement. Les Etats Limites Ultimes-ELU (de résistance et de stabilité de forme) sont distingués des Etats Limites de Service-ELS (de compression du béton, d'ouverture de fissure, de déformation) [DAV_96].

Toutefois, il n'est pas nécessaire pour autant de multiplier le nombre de calculs. En effet, dans de nombreux cas, il est possible de connaître à l'avance l'état limite qui sera déterminant, ce qui rend superflu toute vérification ultérieure vis-à-vis d'autres états limites. Dans le cas de la flexion simple, l'état déterminant est l'ELU si la fissuration est peu préjudiciable [AVR_02]. Cette hypothèse est utilisée pour le calcul de l'effort tranchant et du moment résistant ultime d'une poutre en béton armé.

Dans cette section est présenté un résumé de la théorie du calcul de la résistance ultime par le moment fléchissant (voir §1.6.1. page 57) et par les efforts tranchants (voir §1.6.2. page 60) de poutres en béton armé en accord avec :

(1) l'EUROCODE 2 (EC2): "Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments" [EC2_04],

(2) les règles du BAEL 91, modifiées 99 : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites" [BAE_91],

(3) les règles de l'ACI318-89, modifiées en 2005 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé et commentaires «*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* » [ACI_89].

Ces trois codes ont été utilisés car l'EC2 et le BAEL 91 sont des normes réglementaires respectivement dans l'Union Européenne et en France, l'ACI 318 est utilisé au Panama.

La théorie du calcul réglementaire des poutres en BA renforcées par le collage d'une plaque en composite sur la face tendue (§1.6.3.) a également été considérée selon :

(1) la Fédération Internationale du Béton (FIB) [FIB_01],

(2) l'Association Française de Génie Civil (AFGC) [AFG_03].

Les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcés par matériaux composites, qui visent à se prémunir des ruptures présentées précédemment (voir §1.5.3.3. page 44), s'appuient sur les hypothèses conventionnelles du calcul du béton armé, qui sont :

- les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli),
- les armatures adhérentes (armatures en béton armé), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent,
- la résistance en traction du béton est négligée.

1.6.1. Moment fléchissant ultime

Le calcul du moment fléchissant ultime (noté M_u) selon l'EUROCODE 2 (EC2), le BAEL et l'ACI est présenté ci-après. La comparaison des règles européennes [EC2_04], françaises [BAE_91] et américaines [ACI_89] pour le calcul des poutres en béton armé soumises aux ELU est présentée. Les principales différences entre les codes sont : les valeurs limites des déformations unitaires des matériaux, la valeur de la résistance en compression du béton (f_{cd}), le coefficient λ (définissant la hauteur utile de la zone comprimée) et le coefficient η (définissant la résistance effective). Les équations pour déterminer la valeur de f_{cd}, les coefficients λ et η sont présentées à la **Figure 1-44**.

Les symboles définis dans l'EC2 pour expliquer les méthodes de base des 3 codes sont utilisés.

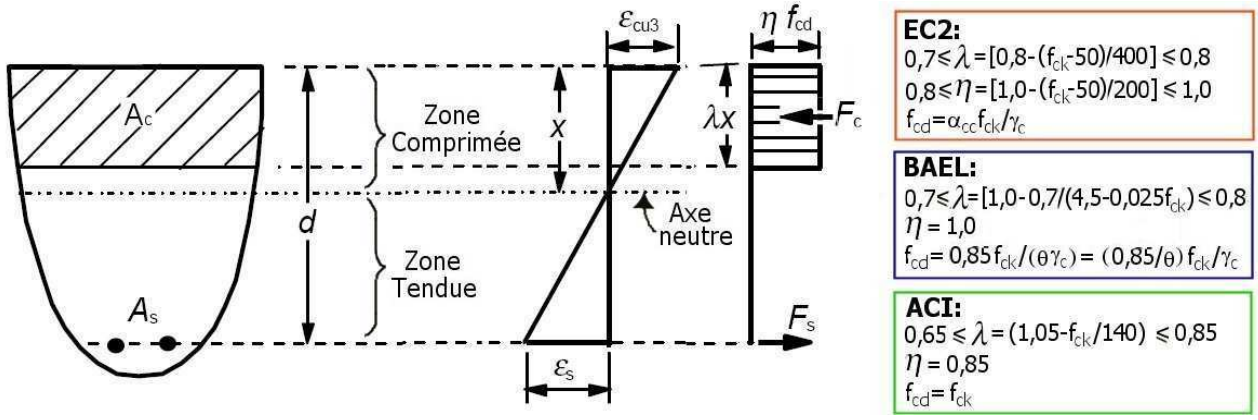


Figure 1-44 Section transversale d'une poutre en béton armé en flexion simple. Diagramme de déformations de Navier. Diagramme simplifié des forces équivalentes. Valeurs λ, η et f_{cd} pour l'EC2, le BAEL et l'ACI.

Méthode EUROCODE 2

La norme européenne EUROCODE 2 (EC2) sur le calcul des structures en béton est actuellement la norme nationale des 28 pays qui font partie de l'Union Européenne. L'objectif de cette norme est l'élimination d'obstacles aux échanges entre ces pays et l'harmonisation des spécifications techniques pour le dimensionnement des ouvrages. L'EC2, en un premier stade, il sert d'alternative aux règles

nationales (BAEL 91 pour la France) et, finalement, les remplacerait au plus tard en mars 2010.

Pour déterminer le moment résistant ultime de sections droites en béton armé, l'EC2 s'appuie sur les trois hypothèses classiques énoncées précédemment et, aussi, sur les deux hypothèses supplémentaires suivantes [EC2_04/§6.1 (2)P, page 95] :

- les contraintes dans le béton comprimé se déduisent d'un des diagrammes contrainte-déformation donnés en **Figure 1-45**,
- les contraintes dans les armatures du béton armé se déduisent des diagrammes de calcul donnés en **Figure 1-46**. Une différence importante réside dans l'utilisation de l'hypothèse pour la branche supérieure horizontale qui considère sans limite la déformation de l'acier.

Les valeurs de contrainte-déformation du béton dépendent de la classe de résistance du béton. Ils sont indiqués au **Tableau A-1** (voir Annexe A, page 228). Pour la détermination de la résistance à la rupture de la poutre, la résistance caractéristique en compression du béton (f_{ck}) est remplacée par sa résistance moyenne en compression (f_{cm}) mesurée sur un cylindre à 28 jours de mûrissement : égale à 21MPa. La déformation ultime ε_{cu} est égale à 0,35%.

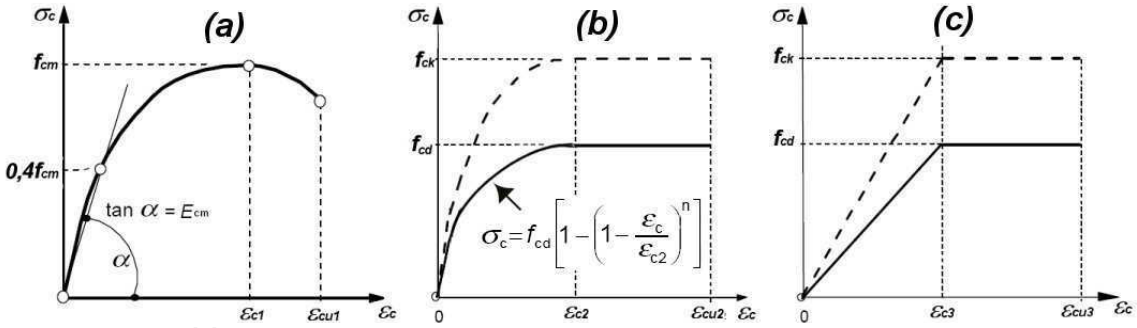


Figure 1-45 Diagrammes : ***(a)*** de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurelle ($0,4f_{cm}$ pour la définition de E_{cm} est approximatif), ***(b)*** Parabole-rectangle, ***(c)*** Bilinéaire pour le béton comprimé [EC2_04].

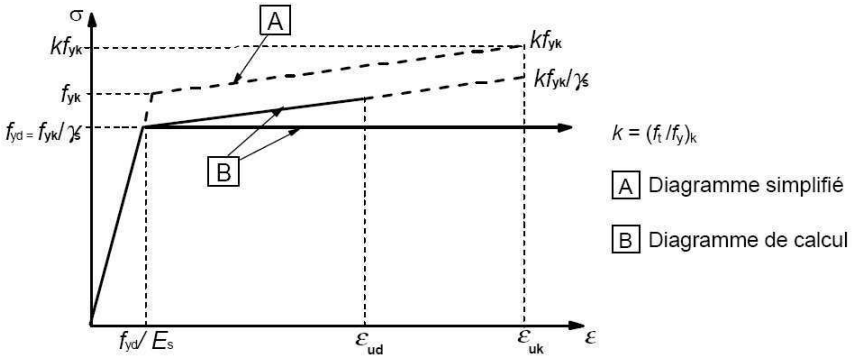


Figure 1-46 Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendues ou comprimés) [EC2_04].

La valeur recommandée pour la déformation relative de l'acier du béton armé sous charge maximale (ε_{ud}) est prise égale à 0,9 ε_{uk} (valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé sous charge maximale) lorsque la condition A de la **Figure 1-46** est utilisée ou illimitée dans l'hypothèse de la branche horizontale de la même figure.

La répartition des contraintes est trouvée en résolvant le système formé des équations de compatibilité (qui traduisent le fait que les sections restent droites), de l'équilibre des efforts normales et de

l'équilibre des moments transmis par chaque section.

En flexion simple, l'axe neutre et la fibre moyenne de la section réduite homogène sont confondus, ce qui s'exprime par l'équation d'équilibre des efforts (**Figure 1-44**). Le calcul du moment aux ELU se fait selon le principe des trois pivots rappelé à l'Annexe A (voir §A.2. page 229) et illustré à la **Figure 1-47**.

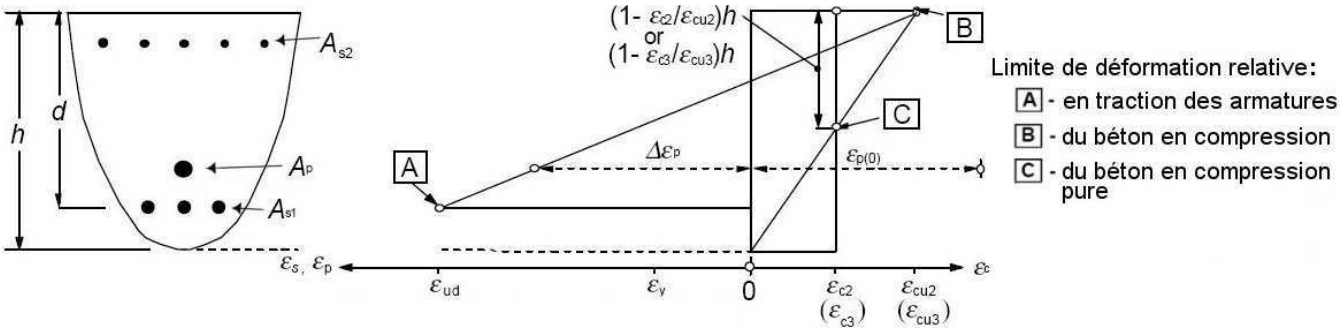


Figure 1-47 Diagramme des déformations à l'état-limite ultime [EC2_04].

La méthode de l'EC2 se démarque de la méthode du BAEL en utilisant pour le calcul le pivot B car il est considéré l'hypothèse de déformation de l'armature tendue illimitée alors que le BAEL limite cette déformation à 1%. Une autre différence réside dans la déformation en compression ultime du béton (ε_{c3}) qui est de 0,175% lorsque le diagramme bilinéaire de contrainte déformation du béton est utilisé (diagramme parabole-rectangle $\varepsilon_{c2}=0{,}002$), ce qui représente une position du pivot C plus large (½ h > $^3/_7$ h).

Les coefficients partiels relatifs aux matériaux correspondent à γ_c=1,5 pour le béton et γ_s=1,15 pour l'acier. Le coefficient α_{cc} tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur recommandée par l'EC2 de α_{cc} est de 1,0.

Lorsqu'un diagramme équivalent rectangulaire de compression dans le béton est admis, les coefficients λ et η sont déterminés par les équations indiquées dans la **Figure 1-44** (page 57). Dans cette étude et sachant que f_{ck}= 21MPa, les coefficients λ et η valent, respectivement, 0,8 et 1,0.

Méthode BAEL

Le calcul du moment fléchissant vis-à-vis des ELU se fait selon la règle des trois pivots expliquée dans l'Annexe A et schématisée à la **Figure 1-48**. Pour les éprouvettes de cette étude, les droites de déformation passent par le pivot A ce qui correspond à un allongement de l'armature tendue de ε_u=1%.

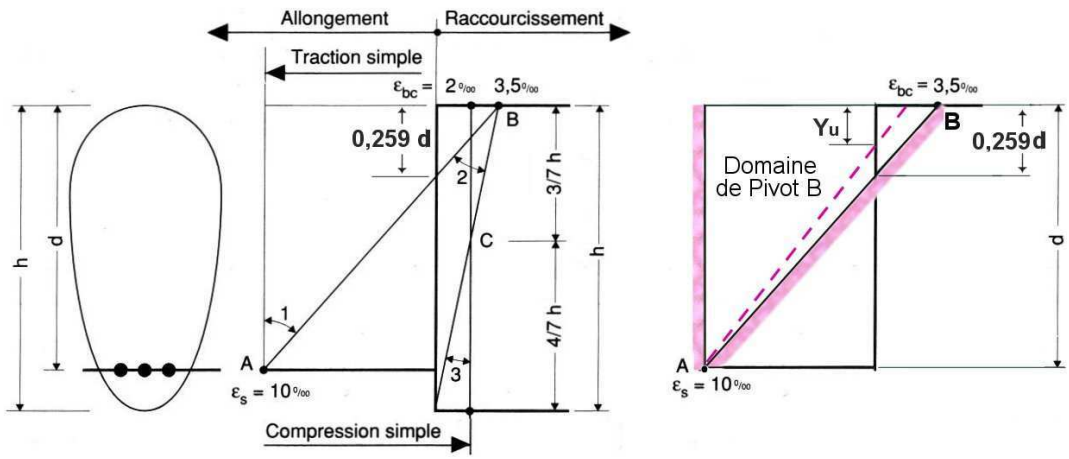


Figure 1-48 Définition de trois pivots et domaine du pivot A [BAE_91].

Le coefficient partiel relatif au béton γ_c (nommé γ_b dans le BAEL) pour nos conditions particulières a une valeur de 1,5. En effet, ce coefficient tient compte des éventuels défauts localisés ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie *a priori* pour les combinaisons fondamentales. Les coefficients partiels doivent être gardés pour déterminer la charge de calcul mais ils doivent être pris égaux à 1 pour calculer la charge de rupture probable lors des essais.

Le coefficient θ fixé en fonction de la durée d'application du chargement est égal à 1,0 lorsque la durée est supérieure à 1h. Le BAEL utilise, également, un coefficient de 0,85 qui affecte la résistance du calcul du béton pour prendre en compte le cas où une contrainte maintenue constante est appliquée. La comparaison du f_{cd} de l'EC2 et du f_{cd} du BAEL (voir **Figure 1-44**, page 57), montre que le facteur α_{cc} de l'EC2 est comparable à $0{,}85/\theta_{(BAEL)}$ du BAEL.

Méthode ACI

La méthode ACI détermine le moment fléchissant ultime d'une poutre en béton armé en utilisant les mêmes hypothèses de base que les autres approches. Il faut réaliser l'équilibre des forces équivalentes des zones tendue et comprimée, en estimant une valeur approximative de "*x*" et en vérifiant les déformations des barres en acier. Il faut réaliser des approximations successives de la valeur de "*x*" jusqu'à ce que les forces en compression et celles en tension soient égales.

Les valeurs de M_u déterminées par les méthodes EC2, BAEL et ACI sont résumées au **Tableau 3-3** (page 113), sans prendre en compte les coefficients partiels relatifs aux matériaux car les résistances attendues sont jusqu'à la rupture et les caractéristiques des matériaux on été déterminées par des essais.

1.6.2. Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en BA

Les méthodes de calcul réglementaires [ACI_89 ; BAE_91 ; EC2_04] pour déterminer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé avec des armatures transversales sont résumées ci-dessous. Les trois codes distinguent les contributions individuelles du béton ($V_{Rd,c}$) et des armatures transversales $V_{Rd,s}$ (étriers, cadres et parfois les armatures tendues) à la résistance à l'effort tranchant avec l'hypothèse que les matériaux peuvent atteindre leur capacité ultime.

La résistance ultime à l'effort tranchant des éléments renforcés V_{Rd} est de la forme :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \tag{1.11}$$

Pour les trois codes précédents, les formules pour calculer la contribution des armatures transversales $V_{Rd,s}$ sont assez proches. Bien que les formules du calcul de $V_{Rd,c}$ soient différentes, les résultats ne présentent pas de grandes différences entre les trois codes.

Méthode EUROCODE 2 (EC2)

Dans l'EC2 [EC2_04/§6.2, page 96], la résistance à l'effort tranchant d'une section avec des armatures transversales donnée par la méthode standard est obtenue par l'addition des équations (1.12) et (1.13) :

Contribution du béton :

$$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_1 f_{ck})^{1/3}+k_1\, \sigma_{cp}]\, b\, d \geq (v_{min}+ k_1\, \sigma_{cp})\, b\, d \tag{1.12}$$

avec les valeurs recommandées pour :

$C_{Rd,c}=0,18/\gamma_c$

$k=1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$

$k_1=0,15$

Le taux de renforcement longitudinal est défini par $\rho_1= A_{sl}/(b\ d) \leq 0,02$ avec A_{s1} l'aire de l'armature prolongée d'une longueur supérieure à $d + l_{b.net}$ au-delà de la section considérée (**Figure 1-49**), b est la largeur minimale de la section dans la hauteur utile (d).

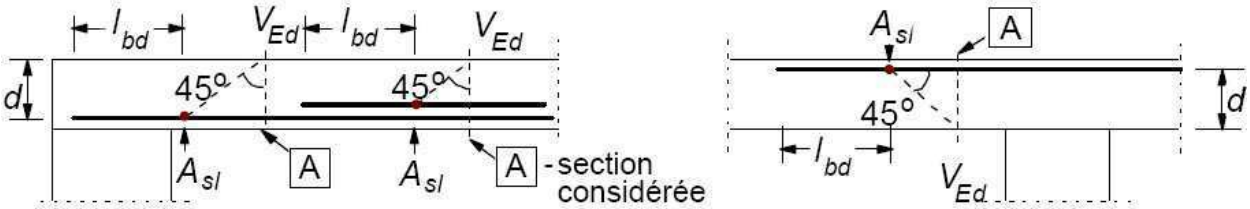


Figure 1-49 Définition de A_{sl} et l_{bd} pour déterminer ρ_1 de l'équation (1.12)[EC2_04].

La contrainte moyenne du béton due à l'effort normal $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2\, f_{cd}$, où N_{Ed} est l'effort normal dans la section, sous l'action des charges extérieures appliquées (N) et A_c est l'aire totale de la section transversale de béton (mm^2).

$v_{min}=0,035k^{2/3}\, f_{ck}^{1/2}$.

Contribution des armatures transversales verticales :

$$V_{Rd,s}=(A_{sw} / s)\, 0,9d\, f_{ywd}\, \cot\theta \tag{1.13}$$

avec $A_{sw} \leq A_{sw,max}=0,5\alpha_{cw} v_1\, f_{cd}\, b_w\, s\, /f_{ywd}$ où :

A_{sw} désigne la section d'une armature transversale.

α_{cw} tient compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée pour les structures non précontraintes α_{cw}=1.

ν_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant, lorsque la résistance caractéristique en compression du béton est inférieure ou égale à 60MPa, ν_1=0,6 [EC2_04, page 101].

s est la distance entre 2 armatures consécutives.

f_{ywd} est la limite élastique calculée des armatures transversales.

θ est l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément, l'EC2 recommande d'encadrer la $cot\theta$ à : $1 \leq cot\theta \leq 2{,}5$.

L'EC2 limite la valeur de $V_{Rd} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b\, \nu_1\, z\, f_{cd} / (cot\theta + tan\theta)$.

Méthode BAEL

Dans le BAEL 91 [BAE_91/A5.1, page 1~23], la section A_{sw} des armatures d'âme est donnée par la relation (1.14) qui comporte deux termes : le premier résulte de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch, le second tient compte, par l'intermédiaire d'un coefficient empirique k, de la partie de l'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée du treillis [DAV_96]. Pour la condition suivante, il faut vérifier que :

i) la résistance caractéristique du béton à la compression soit inférieure ou égale à 40MPa,

ii) les armatures d'âme soient verticales.

Sans prendre en compte les coefficients partiels de sécurité :

$$\frac{A_{sw}}{bs} \geq \frac{(\tau_u - 0{,}3 f_{ctk} k)}{0{,}9 f_{ywd}} \tag{1.14}$$

L'équation (1.14) conduit, avec $V_{Rd} = V_u = \tau_u\, b\, d$ à :

$$0{,}3\, f_{ctk}\, k\, b\, d + (A_{sw} / s)\, 0{,}9 d\, f_{ywd} = V_{Rd} \tag{1.15}$$

avec:

f_{ctk} : la résistance caractéristique à la traction du béton ≤ 3,3MPa.

Le coefficient k peut prendre 5 valeurs différentes selon le type de flexion (simple, composée…) et la résistance caractéristique à la compression du béton. Pour cette étude, $k=1$ (flexion simple).

f_{ywd}, b, d et s sont les mêmes variables qui ont été définies dans l'EC2.

Dans l'équation (1.15), le premier terme concerne la contribution du béton et le deuxième concerne celle des armatures transversales à l'effort tranchant.

Le pourcentage minimal d'armature d'âme : $A_{sw}\, f_{ywd}/(b\, s) \geq 0{,}4MPa$ doit être toujours prévu aussi bien pour les combinaisons d'utilisation que pour les conditions accidentelles.

Méthode ACI

Dans l'ACI 318-89 [ACI_89], la méthode simplifiée pour déterminer la résistance nominale des structures en béton armé à l'effort tranchant est calculée comme suit :

Contribution du béton :

$$V_{Rd,c} = 0{,}16\sqrt{f_{ck}}bd \tag{1.16}$$

Contribution des armatures transversales

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s)\, d\, f_{ywd} \leq 0{,}64\sqrt{f_{ck}}b\ d \tag{1.17}$$

Les valeurs de V_{Rd} déterminées par les méthodes EC2, BAEL et ACI sont résumées au **Tableau 3-4** de la section 3.2.3. (page 113), sans prendre en compte les coefficients partiels relatifs aux matériaux car les essais sont réalisés jusqu'à la rupture.

1.6.3. Calcul des éléments en BA renforcés par le collage de composite à l'ELU

Dans les paragraphes ci-après, sont présentées succinctement les méthodes de calcul de type réglementaire concernant les poutres renforcées par le collage de plaque en composite sur la face tendue sous chargement de flexion aux ELU. L'approche de la Fédération Internationale du Béton (FIB) [FIB_01] et de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) [AFG_03] sont traitées. Dans la suite de cette étude (voir §4.4.2. page 143), une comparaison entre les résultats expérimentaux et ces méthodes sera effectuée.

Méthode FIB

La ruine idéale des poutres renforcées provient de la plastification parfaite des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le composite étant encore intact. Autrement dit, la poutre renforcée fonctionne en *action composite parfaite*. Mais la rupture prématurée due à la *perte d'action composite*, comme le décollement de tissu ou la séparation d'enrobage du béton, se produit assez fréquemment. La méthode de calcul FIB distingue ces deux cas.

Action composite parfaite

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour ce calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformation dans le béton comprimé ε_{c0} et en fibre tendu ε_0 dans une poutre fissurées et non renforcée sont déterminées par une approche ELS.

La déformation initiale ε_0 du composite s'écrit, avec h la hauteur de la poutre renforcée et x_0 la hauteur de la zone comprimée :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0}\frac{h - x_0}{x_0} \tag{1.18}$$

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre x_0 en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section (**Figure 1-50**) :

$$0{,}85\psi f_{cd} bx + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f \qquad (1.19)$$

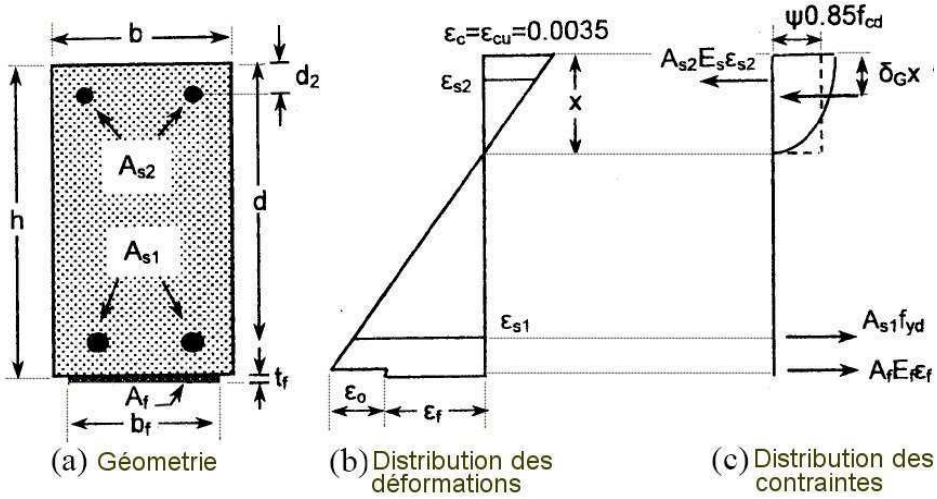


Figure 1-50 Analyse de la section en flexion à l'ELU [FIB_01].

avec $\psi=0{,}8$ (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les conditions suivantes :

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad \text{(Déformation des armatures comprimées)} \qquad (1.20)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{(h - x)}{x} - \varepsilon_0 \quad \text{(Déformation du composite)} \qquad (1.21)$$

Et $E_s\, \varepsilon_{s2}\ f_{yd}$ (f_{yd}=limite d'élasticité du calcul des armatures).

La capacité d'une poutre renforcée au moment fléchissant est alors la suivante :

$$M_{Rd} = A_{s1}\, E_s\, \varepsilon_{s1}\, (d-\delta_G x) + A_f E_f\, \varepsilon_f\, (h-\delta_G x) + A_{s2}\, E_s\, \varepsilon_{s2}(\delta_G x - d_2) \qquad (1.22)$$

Où $\delta_G = \psi/2 = 0{,}4$

La déformation des armatures tendues et du composite doivent vérifier les conditions suivantes (1.23) :

- les armatures tendues sont plastifiées,
- la déformation du composite ne doit pas dépasser la valeur limite ε_{fud}.

$$\begin{cases} \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \dfrac{d - x}{x} \geq \dfrac{f_{yd}}{E_s} \\ \varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \dfrac{d - x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \end{cases} \qquad (1.23)$$

Perte d'action composite

Pour une poutre renforcée, la perte d'action composite provient du décollement du composite dû aux fissures de flexion, du décollement aux extrémités du composite, du décollement dû à un défaut de

planéité de la surface du béton et des fissures résultant du chargement. Les méthodes de calcul qui tiennent comptes de ces ruptures potentielles sont présentées à la référence [FIB_01].

Méthode AFGC

Comme pour la méthode FIB, les hypothèses d'action composite parfaite et de compatibilité des déformations dans une section droite sont également posées dans la méthode AFGC.

Les hypothèses de calcul additionnelles à celles du béton armé sont énumérées ci-dessous :

- la résistance à la compression du composite est négligée,
- pour les composites, la contrainte est limitée à $f_{f,d} = \alpha_f * f_f / \gamma_{f,u}$ à l'ELU, où α_f est fixé à 0,65 pour prendre en compte les effets liés au vieillissement des matériaux organiques et la diminution de leurs caractéristiques mécaniques avec le temps et $\gamma_{f,u}$ = 1,25 pour les pultrudés carbone-époxyde. Ces facteurs réduisent la contrainte de 52%,
- l'allongement unitaire du renfort composite est limité à $\varepsilon_{fu,d} = Min\{ f_{f,d}/E_f ; 0,85\%\}$,
- la section d'un groupe de plusieurs barres de ferraillage ou bandes de renfort composite est supposée concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur commise sur les déformations unitaires ne dépasse pas 5%. En aucun cas les aciers et les composites ne peuvent être regroupés,
- la totalité des charges est prise en compte (pas de phasage).

En plus des pivots A et B du BAEL91, la notion de pivot D, qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime calculé du composite $\varepsilon_{fu,d}$, est introduite dans ce calcul pour les poutres renforcées (**Figure 1-51**).

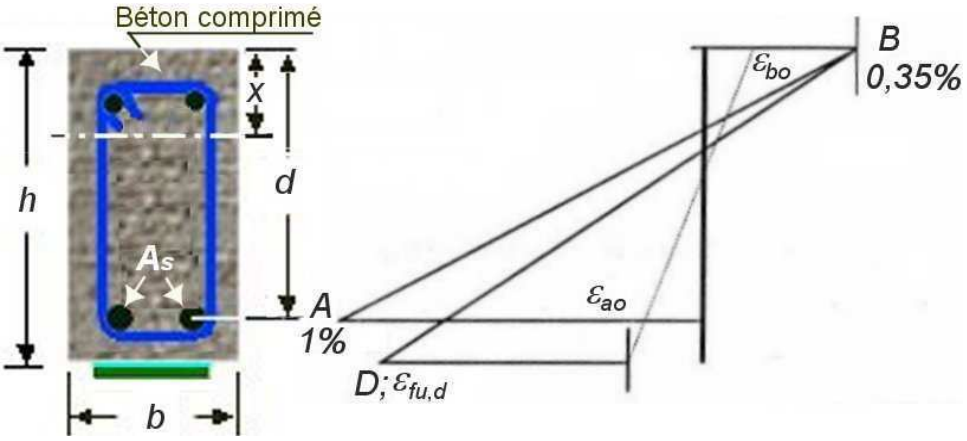


Figure 1-51 Diagramme des trois pivots [AFG_03].

Ici, ε_{ao} est la déformation de l'acier au moment de la réparation et $\varepsilon_{fu,d}$ la déformation ultime du composite pour le calcul. Il y a donc 3 cas de calcul introduits ci-dessous, pour un exemple du calcul simplifié d'une section rectangulaire sans acier comprimée en flexion simple.

Il est considéré, en première approximation, que la déformation du composite est supérieure de 10% par rapport à celle des aciers pour une condition d'enrobage classique.

- 1er cas (pivot A ou B de la Figure 1-51)

En prenant $(h-x)/(d-x) = 1,1$, la condition à remplir est la suivante :

$$1,1\ (1\%-\varepsilon_{ao}) < \varepsilon_{fu,d} \tag{1.24}$$

L'expression du moment fléchissant à rupture en passant par le pivot B du diagramme de déformation AB est la suivante :

$$M_{bu}=0,8\ x\ f_{cd}\ b\ (d-0,4x) \text{ avec } x \approx 0,259d \tag{1.25}$$

Avec les notions de la **Figure 1-51**, la résistance à la compression théorique du béton est égale à $f_{cd} = 0,85\ f_{ck} / (\theta_{BAEL}\ \gamma_c)$.

Dans ce cas, le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_A = A_s\ f_{a,u,d}\ Z_a \quad \text{(armatures) avec } Z_a = d-0,4x \approx 0,9d \tag{1.26}$$

et $f_{a,u,d}$ = limite d'élasticité de l'armature.

$$M_f = A_f\ E_f\ \varepsilon_{f,d}\ Z_f \quad \text{(composite) avec } Z_f = h-0,4x \approx d \tag{1.27}$$

et $\varepsilon_{f,d} = min\{1,1\ (1\%-e_{ao})\ ;\ \varepsilon_{fu,d}\}$

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors : $M_u = min\{M_{bu}\ ;\ M_A+M_f\}$

- 2ème cas (pivot B ou D de la Figure 1-51)

Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues $\varepsilon_{fu,d}$ doit être vérifiée. ε_{se} est la déformation élastique limite de l'acier d'armature et le coefficient partiel relatif aux propriétés des armatures de béton armé est pris égal à $\gamma_s = 1,15$:

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e/\gamma_s}{E_s} = 0,217\% < \varepsilon_{fu,d} < 1,1\cdot(1\% - \varepsilon_{ao}) \tag{1.28}$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est estimé en utilisant les mêmes équations que pour le premier cas : $M_u = min\ \{M_{bu}\ ;\ M_A+M_f\}$.

- 3ème cas (pivot B ou D de la Figure 1-51, page 65)

Le troisième cas concerne, aussi, la droite BD, mais les armatures passives ne sont pas plastifiées. La déformation élastique des armatures tendues doit être calculée à partir de l'équation (1.29) :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{ao} + 0,91\varepsilon_{fu,d} < \varepsilon_{se} = \frac{f_e/\gamma_s}{E_s} \tag{1.29}$$

Le moment de rupture de la poutre dû au pivot B (M_{bu}) et le moment repris par les plaques composites (M_f) sont déterminés avec les mêmes équations que pour le premier cas. Le moment repris par l'acier tendu's est exprimé avec l'équation suivante :

$$M_A = A_s\ E_a\ \varepsilon_a\ Z_a \tag{1.30}$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors :

$$M_u = min\ \{M_{bu}\ ;\ M_A+M_f\}$$

La section 2.6 de [AFG_03] sur les expressions complémentaires pour l'évaluation des charges ultimes, explique qu'un critère de rupture nécessite de connaître l'espacement entre deux fissures.

Le **critère de rupture** consiste à modéliser la partie du béton entre deux fissures comme une poutre cantilever qui se déforme sous l'action du moment fléchissant dû à la contrainte de cisaillement dans l'interface (τ_{ad}).

Si les interactions entre les différentes poutres cantilevers sont négligées et si un comportement élastique est supposé pour chacun d'eux alors le moment au point critique est calculé par l'équation suivante :

$$M_E = \tau_{ad}\ l_p\ b_{ftp}\ d_1 \tag{1.31}$$

où :

τ_{ad} est la contrainte admissible à l'interface plaque/béton définie dans la référence bibliographique [AFG_03, page 65], pour conditions de cette étude, τ_{ad} correspond à la résistance à la traction du béton.

l_p est la distance entre deux fissures consécutives.

d_1 est l'épaisseur de la couche de béton située entre la plaque et les aciers (soit la longueur du cantilever).

La différence essentielle entre les méthodes FIB et AFGC réside dans les limites en déformations des matériaux, comme l'indique le **Tableau 1-13**.

Tableau 1-13 Principales méthodes de réparation de surfaces [WU_04].

Matériaux	***FIB***	***AFGC***
Béton	$\varepsilon_b \leq 0{,}35\%$	$\varepsilon_b \leq 0{,}35\%$
Acier	$\varepsilon_{s1} \geq f_{yd}/E_s$	$\varepsilon_a \leq 1\%$
CFRP	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu,\,d}$	$\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu,d} = min\{f_{fd}/E_f\ ;0{,}85\%\}$

Les méthodes de calcul réglementaire [AFG_03 ; FIB_01] de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées n'ont pas été abordées dans ce travail, parce que l'amélioration de la résistance des éprouvettes aux efforts tranchants en collant latéralement des bandes de composites n'a pas été traitée. Même si, pour les structures renforcées par matériaux composites sous chargement de flexion, le renforcement vis-à-vis de ces efforts est souvent nécessaire afin d'optimiser l'utilisation du composite.

La section suivante aborde les principes fondamentaux de l'approche probabiliste qui va être réalisée dans le dernier chapitre de ce document.

1.7. Approche probabiliste

L'analyse de fiabilité des applications mécaniques repose typiquement sur des probabilités ou des distributions de probabilité des propriétés des matériaux et consiste à propager des incertitudes et/ou des méconnaissances dans des modèles de calcul spécifiques afin d'obtenir une probabilité de défaillance d'une fonction du système étudié pour un scénario de défaillance donné.

Le concept fondamental de l'analyse de fiabilité est que les facteurs de résistance (R) et de chargement (S) sont des quantités statistiques ayant une tendance centrale (moyenne) et une dispersion autour de cette moyenne (écart-type). Dans certaines méthodes, d'autres paramètres statistiques sont nécessaires pour caractériser ces quantités (telles que la dissymétrie de leur distribution statistique), ces paramètres ne vont pas être abordés dans cette étude.

La fiabilité mécanique est utilisée dans de nombreux domaines [GUI_05a ; MAR_74] dont celui du génie civil [KON_02 ; SAR_99 ; SEL_02 ; DUP_93…]. Les concepts appliqués sont introduits dans ce chapitre par les concepts fondamentaux et par les méthodes d'analyse de fiabilité, notamment, les méthodes FORM (indice de fiabilité -β) et de simulation Monte Carlo qui seront brièvement expliqués.

Il est important que le système mécanique à évaluer satisfasse les deux hypothèses suivantes pour pouvoir déterminer sa probabilité de défaillance :

- L'état de la structure est défini dans un espace qui est le résultat de vecteur des variables aléatoires,
- La structure soit dans un des deux états possibles : état de défaillance ou état de sûreté.

La frontière entre ces deux états est connue comme la surface d'état limite. L'état de sûreté est l'état de la structure qui est capable de satisfaire à tous les besoins pour lesquels elle a été conçue. Cette surface est écrite sous la forme :

$$Z = G(\{X_i\}) \tag{1.32}$$

où Z est la fonction de performance,

$\{X_i\}$ est le vecteur des variables de conception considérées aléatoires, et

$G(.)$ est la fonction d'état limite qui comporte le modèle décrivant le scénario de défaillance.

La fonction d'état limite ou la fonction de base, dénotée $G(\{X_i\})$ est une fonction définie par des variables aléatoires X_i , $i = 1…n$; n étant le nombre de variables aléatoires. Par convention (**Figure 1-52**, page 69), elle est définie :

$G(\{X_i\})>0$ comme le domaine de sûreté.

$G(\{X_i\})\leq 0$ comme le domaine de défaillance (D_f) où l'état limite est atteint ou dépassé.

$G(\{X_i\})=0$ définit la surface d'état limite.

Cette fonction d'état limite est habituellement définie comme une marge de sécurité (1.33). Elle peut être écrite sous une autre forme, équation (1.34) :

$$G_1(\{X_i\}) = R - S \tag{1.33}$$

$$G_2(\{X_i\}) = F - 1{,}0 \text{ avec } (F = R/S) \tag{1.34}$$

Où R, S et F sont respectivement la résultante des forces résistantes, la résultante des forces de chargement et le degré de sécurité.

La première définition (marge de sécurité) est linéaire et préférable, bien que la seconde soit plus souvent employée par des raisons historiques, car l'analyse des structures est typiquement caractérisée par le degré de sécurité [Y_B_03].

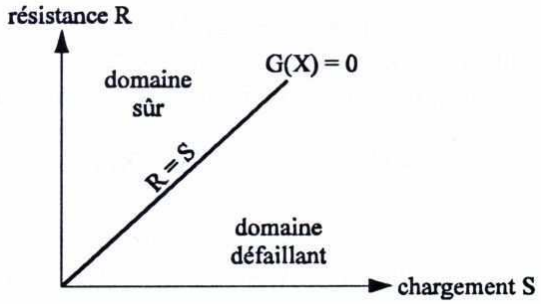


Figure 1-52 Fonction d'état limite (R=S) et domaine sûr ou domaine défaillance [PRO_96].

La probabilité de défaillance est alors calculée par le nombre d'occurrences du système qui le place dans le domaine de défaillance :

$$P_f = P[G(\{X_i\}) \leq 0] = \int_{D_f} f_{x_i}(x_i) dx_1 ... dx_n \tag{1.35}$$

Où $f_{xi}(x_i)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur des x_i, D_f est le domaine de défaillance et $G(\{X_i\})$ est la fonction d'état limite.

En conclusion, le calcul de la probabilité de défaillance exige :

- Un modèle mécanique déterministe (par exemple, l'expression du moment résistant ultime en flexion d'une poutre en béton armé),
- Une fonction d'état limite (par exemple : $G(\{X_i\}) = R - S$),
- Les paramètres statistiques caractéristiques de l'incertitude (ou de la variabilité) des variables aléatoires comme la tendance centrale (μ) et l'écart type (σ),
- Une définition de l'état limite (par exemple : $G(\{X_i\}) = R - S = 0$),
- Une méthode pour estimer les valeurs de la moyenne et de l'écart type de l'état limite (analytique ou approximative comme les méthodes Monte Carlo et FORM).

Les méthodes disponibles pour estimer la probabilité de défaillance (P_f) peuvent être classées en trois groupes (**Figure 1-53**) : la méthode analytique, les méthodes par gradient et les méthodes par simulation, ces deux derniers groupes de méthodes sont des méthodes d'approximation.

Ci-après, on explique ces trois familles de méthodes, en approfondissant sur les deux méthodes qui vont être exploitées dans le dernier chapitre : la méthode FORM et la méthode Monte Carlo.

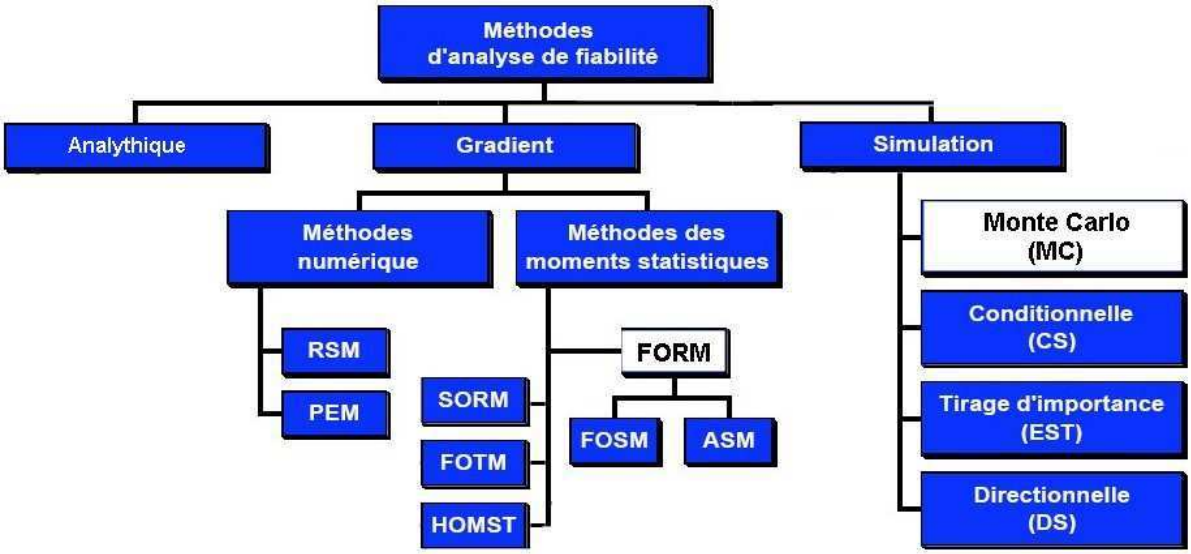


Figure 1-53 Arbre des méthodes approximatives d'analyses de fiabilité [Y_B_03, modifiée].

1.7.1. Méthode analytique

Elle permet le calcul direct de la probabilité de défaillance P_f à partir de l'équation (1.35). L'évaluation de cette intégrale est souvent difficile voire impossible parce qu'elle représente généralement une quantité très petite et cela nécessite d'une part, de connaître la densité de probabilité conjointe du vecteur $\{X_i\}$ qu'il est très rare d'obtenir et, d'autre part, de disposer d'une expression de D_f qui ne soit pas trop complexe. Pour contourner ces difficultés, il faut faire appel aux méthodes d'approximation.

1.7.2. Méthodes par gradient

Les méthodes par gradient sont composées par deux types de méthodes : les méthode de moments statistiques et les méthodes numériques. Les plus courants sont les méthodes des moments.

Méthode Numériques

Comme nous avons dit auparavant, dans la pratique il est difficile et parfois impossible de donner une description analytique du système étudié. Par conséquent, l'analyse de fiabilité de ce système peut être faite au moyen d'algorithmes numériques. La méthode des surfaces de réponses (RSM) proposée et développée par [WON_84] et [BUC_90] pour l'approximation de la fonction de base au point de conception par un polynôme de premier ou de second ordre des variables de base permet d'évaluer la fonction. La méthode d'estimation de points (PEM) est une méthode approximative proposée par [ROS_81] qui permet d'estimer les deux premiers moments d'une fonction d'état limite à partir des deux premiers moments des variables aléatoires de base.

Méthodes des moments

Le principe de ces méthodes consiste à estimer les moments de la fonction d'état limite $G(\{X_i\})$ en un point approprié, c'est-à-dire, calculer l'indice de fiabilité dans l'espace normal réduit. Les approches itératives proposées dans la littérature sont nombreuses. Elles comptent ainsi principalement la méthode de fiabilité de premier–ordre (FORM - *First Order Reliability Method*), la méthode de

fiabilité de deuxième–ordre (SORM - *Second Order Reliability Method*) ainsi que leurs dérivées et d'autres méthodes particulières de premier ou de deuxième ordre qui exploitent les moment statistiques d'ordre 3 et 4 comme la méthode du troisième moment de premier ordre (FOTM - *First Order Third Moments*) ou la technique de standardisation des ordres élevés (HOMST). Les méthodes FORM et SORM sont détaillées dans [DIT_96].

La méthode FORM couvre la méthode des deuxièmes moments de premier ordre (FOSM) et la méthode avancée des deuxièmes moments (ASM). Ces méthodes sont approfondies dans la thèse de Yarahmadi - Bafghi [Y_B_03].

L'approximation de l'état limite au point dit de conception par une ligne droite, un plan ou un hyperplan est une étape qui entraîne des erreurs dans l'analyse FORM, dont la magnitude dépend du degré de non linéarité de l'équation d'état limite [ANG_74, FIE_79]. Dans la méthode SORM, un polynôme d'ordre parabolique, quadratique ou supérieur est employé pour décrire la surface d'état limite, au niveau du point de conception.

Pour l'approximation de la distribution d'une fonction de base par ses moments d'ordre supérieurs, une évaluation optimale des intégrales de convolution employant les moments d'ordre supérieur de la fonction de base a été développée par [GRI_80]. L'amélioration de la méthode FORM par l'emploi des moments d'ordre élevé a été testée et a conduit à la méthode de fiabilité des troisièmes moments de premier ordre (FOTM) [TIC_94] et une technique de standardisation des moments d'ordres supérieurs (HOMST) [ONO_86]. Les méthodes des moments d'ordre élevé mènent à une meilleure approximation mais qui n'est généralement pas considérée comme nécessaire pour la majorité des applications. Ces deux méthodes reposent sur le développement en série de Taylor de premier ordre de la fonction d'état limite au point de conception, aussi les résultats dépendent de la détermination du point de conception [ZHA_01].

Méthode de fiabilité de premier ordre (FORM)

La méthode FORM combine des méthodes analytiques et des méthodes approximatives, elle comporte trois étapes principales :

1. chaque variable de base qui concourt à l'expression de la fonction d'état limite est supposée normale ou doit être normalisée (transformée en distribution normale),
2. l'indice de fiabilité (β) est évalué à partir des deux premiers moments statistiques de la fonction d'état limite,
3. la probabilité de défaillance liée au point de conception est calculée par l'intermédiaire de la relation supposée entre β et P_f; comme l'équation 1.44), page 74. Pour les états limite non-linéaires.

La méthode FORM se base sur le calcul d'un indice de fiabilité (β) qui a été proposé par Hasofer et Lind, en 1974 [HAS_74]. Ces auteurs ont proposé de ne pas se placer dans l'espace des variables physiques mais d'effectuer un changement de variables et ainsi de se placer dans un espace de

variables gaussiennes réduites ($\mu=0$, $\sigma=1$) statistiquement indépendantes. La transformation (i.e. isoprobabiliste) des variables X en variables normales standardisées est noté : $U_i = T(X_j)$. Cette transformation permet de déterminer la distance minimale (β) de l'origine à la surface d'état limite $H(U)=0$ dans l'espace U (**Figure 1-54**). Cette distance définit un hyperplan tangent à la fonction d'état limite et un point P^*, dit point de défaillance le plus probable ou le point de conception [PRO_96]. Une première approximation de P_f est obtenue en remplaçant la fonction d'état limite $H(U)=0$ en P^* par un hyperplan.

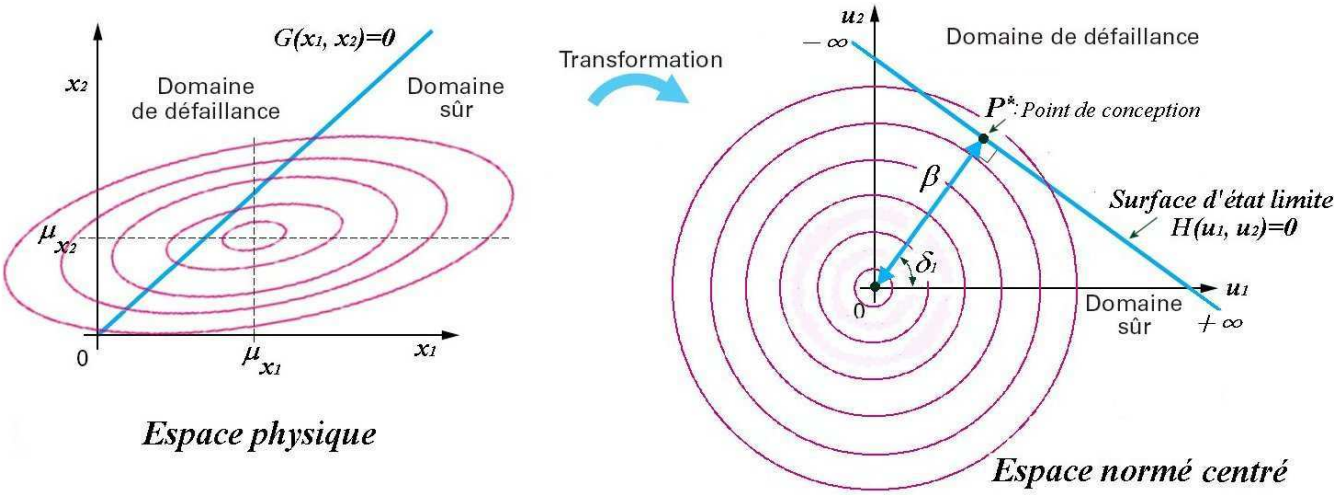


Figure 1-54 Illustration de la transformation de l'espace physique à l'espace normé centré, du point de conception *(P*)* sur l'état limite et l'indice de fiabilité *(β).*

L'indice de fiabilité (β) ne fournit pas une réponse directe au problème posé. Une information plus complète ou plus utile est celle de la probabilité de défaillance (P_f). Dans la plupart des méthodes d'analyse de fiabilité, la P_f est définie à partir de l'indice de fiabilité sauf dans les méthodes par simulation qui permettent d'en estimer la valeur directement.

Pour des régions de sécurité convexes, la P_f est comprise entre deux grandeurs dépendantes de l'indice de fiabilité β [RAC_78] :

$$\Phi(-\beta) < P_f < 1 - \chi_n^2(\beta^2) \tag{1.36}$$

Ou $\Phi(.)$ et $\chi_n^2(.)$ sont respectivement la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite et de la loi du χ_n^2 à n degrés de liberté.

En général, la limite inférieure est une évaluation suffisamment précise de la probabilité exacte de défaillance recherchée [RAC_78].

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \tag{1.37}$$

Si la fonction d'état limite $G(\{X_i\})$ est linéaire, $H(U)$ est également linéaire et cette égalité est parfaitement vérifiée. En utilisant la propriété que la famille des distributions de probabilité Gaussiennes est fermée pour les combinaisons linéaires, l'équation (1.37), peut être facilement démontré [BAU_00].

Le problème de fiabilité ou le calcul de la probabilité de défaillance est alors facilement résolu si nous

disposons de l'indice de fiabilité. Il s'agit alors d'un problème classique d'optimisation sous contrainte qui peut être résolu avec n'importe quelle méthode appropriée d'optimisation [MOH_98].

Pour mieux illustrer la méthode FORM, un exemple est brièvement présenté. Il consiste en un cas particulier de deux variables aléatoires normales indépendantes (M_R et M_S), lesquelles ont été retenues pour la suite de cette étude.

La probabilité de défaillance d'une structure est estimée dans le cas particulier où le moment résistant M_R, et le moment dû au chargement M_S des poutres en béton armé sont indépendants et distribués normalement avec des valeurs moyennes : μ_{MR} et μ_{MS}, et des écarts types : σ_{MR} et σ_{MS}. Dans ces conditions, l'intégrale de l'équation (1.35), page 69, peut se calculer simplement en définissant G par la relation:

$$G = M_R - M_S \tag{1.38}$$

La marge de sécurité ainsi obtenue est une valeur arbitraire qui ne donne aucune information sur le degré de sécurité de la structure. On recherche donc la probabilité de défaillance qui est égale à :

$$P_f = P[G < 0] = \int_{-\infty}^{0} f_G(g)dg = F_G(0) \tag{1.39}$$

Soit :

$$P_f = \int_{-\infty}^{0} \frac{1}{\sigma_G\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{g-\mu_G}{\sigma_G}\right)^2\right]dg \tag{1.40}$$

Compte tenu des propriétés des distributions normales, G est aussi une distribution normale ayant pour paramètres :

$$\mu_G = \mu_{M_R} - \mu_{M_S} \qquad et \quad \sigma_G = \sqrt{\sigma_{M_R}^2 + \sigma_{M_S}^2} \tag{1.41}$$

La probabilité de défaillance peut donc s'exprimer sous la forme :

$$P_f = P[M_R - M_S < 0] = P[G < 0] = \Phi\left[\frac{\mu_{M_R} - \mu_{M_S}}{\sqrt{\sigma_{M_R}^2 + \sigma_{M_S}^2}}\right] \tag{1.42}$$

Un changement de variable permet de se placer dans l'espace normal centré réduit :

$$y = \frac{(g-\mu_G)}{\sigma_G} \qquad P_f = \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{y^2}{2}\right]dy \tag{1.43}$$

Où y est dans ces conditions une variable normale réduite ($\mu_y = 0$, $\sigma_y = 1$) dont la fonction de répartition est tabulée. On peut donc très simplement déterminer la valeur de la probabilité de défaillance lorsque l'on connaît les paramètres de la marge, et on peut écrire :

$$P_f = \Phi(-\beta) \qquad \beta = -\frac{\mu_G}{\sigma_G} = -\left[\frac{\mu_{M_R} - \mu_{M_S}}{\sqrt{\sigma_{M_R}^2 + \sigma_{M_S}^2}}\right] \tag{1.44}$$

Φ est la fonction de répartition de la variable normale centrée réduite.

Il faut noter, en particulier, que la probabilité de défaillance déterminée par la relation (1.44), est un nombre compris entre 0 et 1, alors que le risque de défaillance dans une démarche déterministe est, soit égal à 0, soit égal à 1.

L'indice de fiabilité va donc permettre de comparer la fiabilité relative de différentes conceptions de structures mécaniques. En outre, il est possible de vérifier grâce à cet indice le respect des critères de sûreté ou de disponibilité imposés à la conception. La distribution de la densité de probabilité de la marge est représentée sur la **Figure 1-55**.

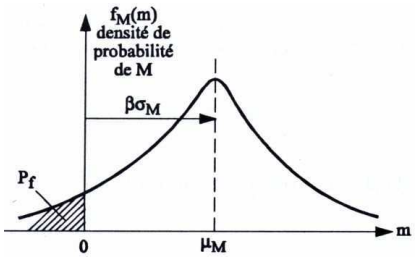


Figure 1-55 Densité de probabilité de la marge de sécurité [PROCACCIO, 1996].

1.7.3. Méthodes par simulation

Les méthodes de simulation reposent sur le principe de la fabrication d'un ensemble synthétique de réponses à partir duquel la probabilité de défaillance peut être estimée :

$$P_f = N_f / N \tag{1.45}$$

où N_f est le nombre de réponses se situant dans le domaine de défaillance et N le nombre total de réponses.

La technique la plus simple est la méthode de Monte Carlo (MCS) expliquée ci-dessous. Le coût d'exploitation de cette méthode est élevé en raison du nombre de simulations nécessaires (approximativement égal à $100/P_f$) pour obtenir une approximation satisfaisante de P_f. Des méthodes spéciales, telles que la simulation conditionnelle (CS), le tirage d'importance (EST) et la simulation directionnelle (DS) ont été proposées, pour réduire le nombre de simulations à réaliser [BUC_90].

Méthode de simulation Monte Carlo (MCS)

La simulation de type Monte Carlo, est une méthode relativement ancienne (les premières applications datent de 1944). Elle peut se révéler intéressante lorsque la probabilité de défaillance (P_f) n'est pas trop faible de l'ordre de 1E-1 à 1E-4.

La méthode Monte Carlo consiste donc à faire des tirages aléatoires de l'état du système et à compter le nombre d'événements provocant la défaillance. Si N est le nombre total de simulations, on admet que la fréquence des événements de défaillance tend vers la probabilité de défaillance lorsque $N \rightarrow \infty$:

$$P_f = \lim \frac{nombre \quad des \quad événements \quad G \le 0}{nombre \quad total \quad de \quad simulations} = \frac{n(G \le 0)}{N} \tag{1.46}$$

C'est la méthode classique de simulation appelée « hit or miss » (réussite ou échec). Une telle procédure présente l'intérêt de la simplicité, à condition de savoir simuler une variable de loi donnée, mais possède une convergence très lente, d'autant que le nombre de simulations doit être très supérieur à l'inverse de la probabilité de défaillance.

L'évaluation directe d'une probabilité de défaillance *(P_f)* pour un niveau de confiance *(C)* et une erreur *(ε%)* donnés, nécessite un nombre *(N)* de calculs tels que [SHO_68]

$$N = \frac{z^2}{\varepsilon^2} \frac{1 - P_f}{P_f} \qquad avec \quad z = \phi^{-1}\left[{(1-C)}/{2} \right] \tag{1.47}$$

Dans la pratique, un tel nombre devient très vite trop important. Ainsi, pour un niveau de confiance de 95% et une erreur admise ε = 20% sur les résultats annoncés, estimer un risque de 10^{-n} suppose déjà d'effectuer 10^{n+2} tirages. Un niveau de confiance de 95% sur une valeur d'une P_f signifie que l'on a 5% de chance d'annoncer une valeur P_f et que ce résultat soit faux.

Avantages et inconvénients de la méthode MCS

Les avantages de la méthode Monte Carlo sont les suivants :

- elle permet d'estimer la forme de la distribution de la fonction d'état limite permettant, dans les cas favorables, une évaluation plus précise de la probabilité de défaillance,
- elle est facile à mettre en œuvre, en particulier pour des fonctions d'état limite explicites.

Mais elle comporte les inconvénients suivants :

- les lois de distributions des variables aléatoires d'état limite doivent être connues ou supposées,
- la précision obtenue est proportionnelle à la racine carrée du nombre d'itérations, si la probabilité de rupture est très petite un très grand nombre de simulations sont alors nécessaires pour obtenir une précision suffisante.

L'inconvénient majeur étant le nombre de simulations nécessaire pour obtenir une estimation correcte de la probabilité de défaillance. Des techniques permettant de réduire ce nombre ont été proposées comme le tirage d'importance (EST) et la simulation directionnelle (DS).

Le choix de la méthode stochastique à utiliser dépend du degré de précision et de la rapidité désirée. La **Figure 1-56** donne une information qualitative relativement à ces deux points pour différentes méthodes mentionnées.

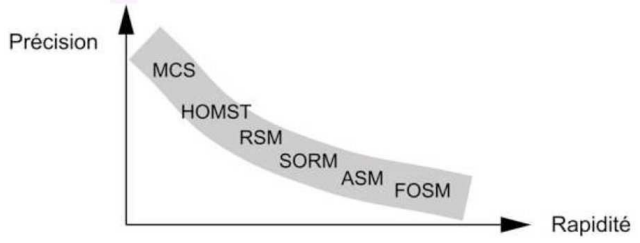


Figure 1-56 Exécution des méthodes pour l'analyse de fiabilité [BUC_90].

Il y a des situations dans lesquelles la méthode MCS peut être relativement rapide ou la méthode FORM peut être relativement précise. Les méthodes de simulation comme la MCS sont des méthodes plus précises pour un grand nombre de simulations. Il est toujours important d'utiliser plusieurs techniques afin de vérifier la qualité du résultat. Pour cela dans nos travaux nous avons employé la méthode FORM et l'avons qualifié par comparaison avec des résultats de simulations de Monte Carlo.

1.7.4. Recherches sur la P_f appliquée dans le génie civil

Aujourd'hui, les analyses probabilistes sont de plus en plus utilisées dans tous les domaines, le génie civil n'est pas une exception. Il est possible de le constater au regard de quelques études telles que :

L'utilisation de la MCS pour le contrôle de la qualité du béton [KRA_95]

La méthode de simulation de Monte Carlo a été utilisée pour développer un modèle mathématique qui permet de déterminer la bonne qualité du béton, dans le cadre de la norme russe GOST 18105-86.

Cette étude a permis de résoudre plusieurs problèmes, comme par exemple : la détermination des coefficients de variation entre les différents lots de fabrication du béton, mais aussi à l'intérieur du lot de fabrication ; la spécification des limites des efforts minimums du béton, entre autres.

La détermination des paramètres probabilistes du béton [FAI_00]

Une approche probabiliste, basée sur la méthode Monte Carlo, a été récemment introduite pour simuler la fissuration du béton dans le cadre d'une analyse par éléments finis [ROS_97 ; ROS_96 ; ROS_94 ; ROS_87 ; FAI_99]. Les incertitudes des paramètres des matériaux ont été supposées faire varier spatialement en suivant des distributions normales. Les exemples correspondants à la simulation sont une fonction de la moyenne et de l'écart type qui définissent la densité de Gauss. Le problème concerne les moments statistiques qui ne sont pas connus, a priori, pour la caractérisation du volume de l'élément fini. Cette recherche utilise un réseau de neurones pour évaluer les paramètres de caractérisation de la distribution statistique d'une réponse donnée de la structure en suivant une procédure d'analyse inverse. L'amélioration d'un algorithme récemment proposé a été démontrée. Cet algorithme est capable de résoudre ce problème, mais il est très compliqué à utiliser. Finalement, la procédure présentée est utilisée pour l'identification des paramètres fiabilistes d'une poutre.

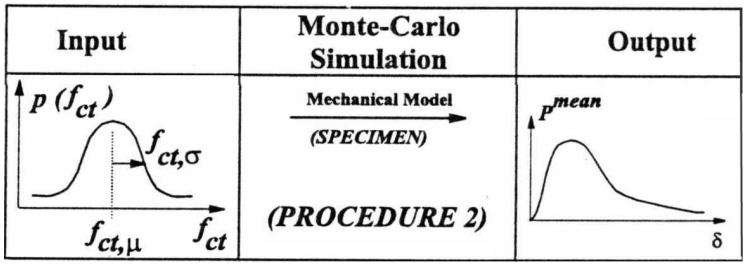


Figure 1-57 Schéma de simulation [FAI_00].

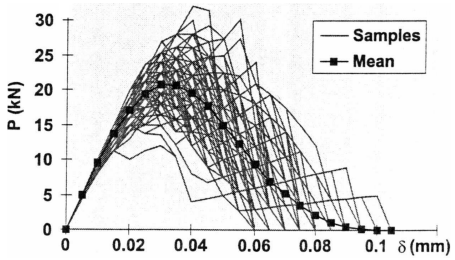


Figure 1-58 Simulation Monte Carlo [FAI_00].

L'analyse probabiliste de colonne en béton armé (BA) [MIL_01]

Le sujet de ce travail est d'analyser une colonne en béton armé par la méthode des éléments finis probabilistes. Les variables aléatoires sont : les propriétés du béton, la résistance ultime et le

positionnement de l'acier, les dimensions de la section transversale de la colonne et la charge axiale appliquée. La méthode de Monte Carlo est utilisée pour obtenir la valeur moyenne et l'écart type de la charge à rupture. Cette étude démontre que la corrélation des variables aléatoires des propriétés du béton peut avoir un effet significatif dans le domaine fiabiliste.

Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en BA [SIL_04]

L'objectif de cette recherche consiste à développer une démarche probabiliste pour obtenir l'évolution de la perte de capacité portante de ponts-routes en béton armé exposés à des environnements agressifs divers (corrosion). L'étude de cette évolution permet d'estimer les principales étapes ou phases qui caractérisent la performance de la structure (perte de durabilité au niveau du matériau, perte d'aptitude en service et perte de sécurité structurale).

La probabilité de défaillance a été calculée en employant la méthode FORM. Ces concepts ont été appliqués sur une famille fictive de ponts en béton armé afin de déterminer leurs phases de performance. Trente huit variables de calculs sont en jeu dans la définition du profil de dégradation dont dix neuf décrivent le modèle mécanique et dix neuf le phénomène de dégradation. Les étapes concernant la perte d'aptitude au service comptent treize variables divisées en trois catégories. L'influence des variables sur la perte de capacité portante d'un élément de poutre est mise en évidence, à partir d'une étude de sensibilité soigneusement développée. La comparaison entre le cas où toutes les variables sont prises comme probabilistes et le cas où seules les variables qui influencent le plus le comportement de la poutre analysée sont prises comme probabilistes, montre une différence négligeable. Cela permet une réduction de temps de calcul et une simplification de l'analyse de données.

Cette thèse a permis d'initier une démarche spécifique de l'évaluation des ouvrages existants qui ne reposent pas sur des coefficients partiels de sécurité généraux, et qui intègrent des processus de dégradation. En effet, si l'évaluation des ponts existants est très semblable au calcul des ponts neuf (les même principes fondamentaux sont à chaque fois au cœur de processus), une différence importante réside néanmoins dans le fait que, lors du calcul initial, être conservateur est généralement une bonne chose, tandis que lors d'évaluation d'un pont existant, il est important d'éviter toute disposition conservatrice inutile à cause des lourdes conséquences financières. Il convient donc d'élaborer des méthodes et des outils adaptés de manière à effectuer les évaluations aussi correctement que possible. Pour cela, soit une approche probabiliste tenant compte au mieux des résultats d'inspection, soit une démarche semi-probabiliste (donc dégradée par rapport à une approche probabiliste, mais plus simple d'utilisation) adaptée et ajustée, constituent des orientations complémentaires pour une meilleure gestion des ouvrages. Cette thèse a apporté des éléments quantitatifs et probants qu'une démarche probabiliste est utilisable pour la conception de structures.

1.8. Conclusion

Les différentes caractéristiques qui permettent de classifier et de définir la fissuration d'un élément en béton et les principaux modes de défaillance d'une poutre en béton chargée en flexion et d'une poutre en béton armé renforcée par le collage d'une plaque en composite sur la face tendue ont été présentées. Il est recommandé que l'élément soumis à ce type d'effort soit endommagé plutôt par flexion, car c'est le mode de défaillance le plus ductile et qui permet d'intervenir (dès l'apparition des premières fissures) avant la ruine totale de l'élément.

Des recherches récentes sur l'application de l'émission acoustique (EA) pour l'auscultation des structures en béton ont été présentées. Cette technique permet la localisation des endommagements internes de l'élément ausculté en 2D et en 3D. L'application de cette technique pour l'auscultation de deux éprouvettes est présentée dans le chapitre 4 pour suivre l'endommagement interne des éprouvettes.

Les deux techniques de réparation (le collage d'une plaque en composite et l'insertion d'une tige en composite) qui vont être utilisées pour la réparation de nos éprouvettes endommagées (Chapitre 4) ont été abordées, ainsi que les dernières recherches relatives à ces techniques. Les mécanismes de rupture d'une poutre réparée par la technique du collage ont été répertoriés.

Les méthodes de calcul de type réglementaire pour la détermination du moment fléchissant ultime et de l'effort tranchant ultime d'une poutre en béton armé chargée en flexion simple par les règles de l'EUROCODE 2, du BAEL 91 et de l'ACI 318 ont été brièvement expliquées. Pour la méthode du collage d'une plaque en composite pour le renforcement de poutres en béton armé il existe des normes qui régissent leur utilisation (FIB et AFGC).

Il a été constaté que les tiges en composites sont très employées pour le renforcement des structures en bois et pour la construction des structures en béton à la place des barres en acier. Il existe aussi la méthode NSM tiges FRP qui utilise des tiges en composite comme des renforts superficiels. Cette technique diffère de la technique de réparation par l'insertion d'une tige en composite (utilisée lors de nos essais et proposée par RENOFOR) sur le placement du renfort. Cette nouvelle technique de l'insertion d'une tige propose d'insérer la tige dans la zone tendue de l'élément à réparer ou à renforcer, sa principale limitation est l'accessibilité nécessaire pour pouvoir percer complètement l'axe à renforcer.

L'effet d'adhérence entre le béton et différents matériaux (acier, plaque et tige en composite) a été abordé. Tout d'abord l'adhérence **béton/acier** a été estimée parfaite malgré l'utilisation des barres lisses pour le renforcement interne de nos éprouvettes, car on considère l'existence de la couche initiale poreuse et l'adhérence d'oxydes sur l'armature. L'adhérence **plaque/béton** et tige/béton a été également examiné compte tenu des deux méthodes de réparation (collage de plaque et insertion de tige collée) envisagées.

Plusieurs méthodes ont été conçues pour étudier le décollement de plaques de renfort (mécanisme le plus rapporté comme la cause principale de la rupture des poutres étudiées). La plaque collée est

ancrée par les appuis, ancrage qui rend difficile son décollement. Pour cela, la rupture probable de nos éprouvettes se produira à l'origine à l'apparition d'une fissure oblique critique qui produira le décollement de la plaque. Une méthode pour l'estimation de la valeur de l'effort tranchant qui produit la fissure oblique critique responsable du décollement de la plaque donc de la rupture de la poutre a été retenue.

L'adhérence **tige/béton** doit être plutôt considérée comme l'ensemble tige/colle-colle/béton. Une étude sur NSM tige FRP (§1.5.4.) a été adaptée à nos conditions de réparation, c'est-à-dire à l'insertion d'une tige en composite dans la zone tendue de la poutre.

L'approche probabiliste permet de mieux simuler l'état réel d'une structure que les approches déterministes, même si aujourd'hui ces dernières gouvernent les calculs dans les bureaux d'étude en utilisant des coefficients partiels de sécurité (analyse semi-probabiliste) qui prennent en compte tous les facteurs aléatoires. Une des raisons au frein de l'utilisation des approches probabilistes est la difficulté de réunir les données statistiques telles que les lois de probabilité Ce travail se propose 5) de poser quelques jalons pour aider à la compréhension des approches probabilistes dans le domaine du génie civil.

Le chapitre suivant (Chapitre 2) présente la démarche suivie et le protocole expérimental pour les essais de flexion.

CHAPITRE 2: METHODOLOGIE

2.1. Introduction

A la suite de l'étude bibliographique sur les comportements et les calculs des éprouvettes en béton armé, ce chapitre présente les démarches utilisées lors des essais et le protocole expérimental suivi.

Le protocole expérimental contient les notations de toutes les éprouvettes utilisées, les moments fléchissants et les résistances à l'effort tranchant ultimes déterminés en suivant les méthodes recommandées par l'EUROCODE 2, le BAEL 91 et l'ACI 318. Les chargements maximums des éprouvettes, par rapport à la nature de la flexion (3 ou 4 points) sont présentés ainsi que le choix de la longueur des éprouvettes.

Les procédés de construction des éprouvettes et les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentés dans ce chapitre. La construction des éprouvettes a été réalisée à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics (ESTP). Cette école a réalisée le calcul de la proportion des constituants du béton, a construit le coffrage, le ferraillage et le bétonnage[*], a assuré le mûrissement des éprouvettes. Un total de 37 poutres courtes rectangulaires en béton armé ont été construites.

Enfin, tout les réglages concernant les essais de flexion (machine, paramètres et configuration), les moyens de mesure, le microscope à longue distance et l'émission acoustique sont présentés dans ce chapitre.

[*] Mise en place du béton.

2.2. Démarche

Dans le but d'étudier le comportement des structures en béton réparé ou renforcé par les matériaux composites, des poutres en flexion simple ont été considérées en s'inspirant des travaux d'autres auteurs [KAM_00 ; KUR_04 ; LI_06 ; MAH_04 ; MUL_03 ; RAB_03].

L'essai de flexion sous chargement statique a été retenu car les structures se trouvent la plupart du temps soumises à ce type de chargement, même si ces efforts sont souvent combinés avec des efforts de cisaillement et/ou de torsion. La flexion seule a été considérée afin de simplifier la phase expérimentale.

L'idéel pour réaliser une étude sur le comportement du béton armé est de pouvoir utiliser des éprouvettes à l'échelle réelle. Cependant, la puissance des machines d'essais du LAMEFIP ne permet pas de caractériser de telles poutres. De plus, ces poutres devaient être transportées car elles ont été construites à l'ESTP (Paris) et testées au LAMEFIP (Bordeaux).

La première étape a consisté à travailler sur le dimensionnement des éprouvettes. Un grand nombre d'auteurs [ASH_04 ; KUR_04 ; RAB_03 ; SHA_96 ; BUY_02 ; LI_01] utilisent des structures à l'échelle une ce qui peut conduire à des longueurs de poutre supérieures à 2m. D'autres [OVI_01; AVR_03] utilisent des modèles réduits en suivant des règles de similitude géométrique pour définir leurs éprouvettes. Néanmoins, une recherche bibliographique sur les poutres en béton armé (BA) renforcées par des matériaux composites (**Tableau 2-1**) a mis en évidence que des petites poutres sont aussi utilisées pour étudier leur renforcement par des matériaux composites. Ces études utilisent des matériaux de construction avec des propriétés standardisées.

Tableau 2-1 Recherches sur des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites testées en flexion 4 points.

Références Bibliographiques	***Dimensions (mm)***			***Matériaux de renforcement***
	Largeur	Hauteur	Longueur	
[BAR_00]	50,8	101,6	1257,3	Feuille en CFRP[1] (t^4 = 0,11) et en GFRP[2] (t^4 = 0,60), adh[5]: système MBrace.
[CHA_95]	28,6	38,1	330,0	Feuille en CFRP[1] (t^4 = 0,584) et en GFRP[2] (t^4 = 0,457) et AFRP[3] (t^4 = 1,04), adh[5]: résine époxyde.
[ETM_00]	125,0	150,0	1320,0	Plaque en CFRP[2], t^4 = 1,3mm, adh[5]: Sikadur 30
[GAR_98]	100,0	100,0	1000,0	Plaque en CFRP[2], t^4 = 0,8mm (58% de fibres et 42% de résine), adh[5]: Sikadur 31
[LI_06]	75,2	152,4	508,0	Feuille en GFRP[2] (t^4 = 0,203), adh[5]: résine de vinylester séchage sous UV
[MAH_04]	100,0	150,0	1160,0	Plaque CARDIFRC ® (composite en fibres d'acier d'haute performance), t^4 = 16 et 20, adh[5]: Sikadur 31
[PER_04]	100,0	180,0	730,0	Plaque en CFRP[2], t^4 = 1,2, adh[5]: Sikadur 30
[TOU_97]	50,0	50,0	300,0	Feuille en CFRP[1] (t^4 = 0,165) et en GFRP[2] (t^4 = 0,118) et plaque en GFRP[2] (t^4 = 1,3), adh[5]: 3 types de résine époxy.
[WU_04]	200,0	150,0	700,0	feuille en CFRP[2], t^4 = 0,43mm (70% de fibres et 30% de résine), adh[5]: résine époxyde. Flexion 3 points

[1] CFRP : composite en fibres de carbone.
[2] GFRP : composite en fibres de verre.
[3] AFRP : composite en fibres d'aramide.
[4] t : épaisseur du pli ou de la plaque en mm.
[5] adh : adhésif.

GARDEN [GAR_98] a étudié les mécanismes de ruptures des poutres en BA renforcées par des plaques en carbone précontraintes. Il présente une comparaison entre deux familles de poutres (petites poutres et poutres normales) en BA avec les mêmes matériaux ce qui permet d'étudier l'effet d'échelle. Les petites poutres et les poutres normales ont respectivement des dimensions de 100 x 100 x 1000 et de 145 x 230 x 4500 en mm (largeur x hauteur x longueur). Il conclut que les essais sur les petites poutres donnent des résultats similaires aux poutres normales.

D'autres études, japonaises, [YOS_00 ; YOS_01 ; YOS_99 ; YOS_99a] sur des murs en briques confinés par des colonnes et des poutres en béton armé ont été faites à l'échelle1/2 en utilisant les mêmes propriétés que les matériaux disponibles dans les chantiers. Donc, il est possible de constater que les structures à échelle réduite sont largement utilisées tout en donnant des résultats fiables.

En conclusion, il a été décidé de fabriquer des poutres de petites dimensions possédant une section transversale de 80 x 160 mm avec trois longueurs différentes : celles-ci devront permettre de régler la cinétique de développement de l'endommagement.

Afin de répondre à cette question et de confirmer la nature de la flexion trois points plutôt que quatre points.Un groupe préliminaire de 9 éprouvettes en béton armé a été fabriqué. Les résultats de ces essais préliminaires sont montrés au Chapitre 3. L'ouverture des fissures en fonction du chargement de ce groupe d'éprouvettes a été suivie en utilisant le microscope à longue distance. Cela a permis de participer au contrôle du développement de l'endommagement.

Après avoir déterminé les dimensions des éprouvettes, un deuxième groupe de 28 a été construit. Ces éprouvettes sont reparties en 5 groupes de la manière suivante :

Un premier groupe (6 éprouvettes) qui a permis de vérifier le comportement des poutres et de définir deux niveaux d'endommagement différents. Les valeurs correspondantes des efforts ont été alors appliquées aux 2ème et 3ème groupe de 6 éprouvettes chacun.

La moitié des éprouvettes des 2ème et 3ème groupe a été réparée par collage d'une plaque en carbone et l'autre moitié par insertion d'une tige en composite collée en traversant l'axe longitudinal dans la zone tendue de la poutre (**Figure 2-1**). Les poutres réparées ont été chargées une seconde fois pour évaluer l'effet de la réparation sur le niveau d'endommagement en comparant leurs résistances ultimes.

Un 4ème groupe de 6 éprouvettes sans endommagement a été renforcé par les deux mêmes techniques de réparation. Ce groupe a permis d'estimer la performance de ces techniques de renforcement en les comparant avec les résultats des 2ème et 3ème groupes.

Un dernier groupe (5ème) constitué des poutres (4) dites de "contrôle" ont été testées en même temps que les poutres réparées ou renforcées, ces poutres ne sont ni pré-endommagées ni réparées.

Plusieurs poutres ont été retenues pour être équipées de capteurs spécifiques afin de suivre l'activité acoustique pendant les essais : i) une du 2ème groupe et ii) une du 5ème groupe renforcée par une plaque en composite, ces résultats sont présentés au chapitre 5. L'émission acoustique permet de suivre l'évolution de l'endommagement interne de la poutre parallèlement à l'essai.

La section suivante présente tous les aspects relatifs au protocole expérimental (éprouvettes, construction et essai).

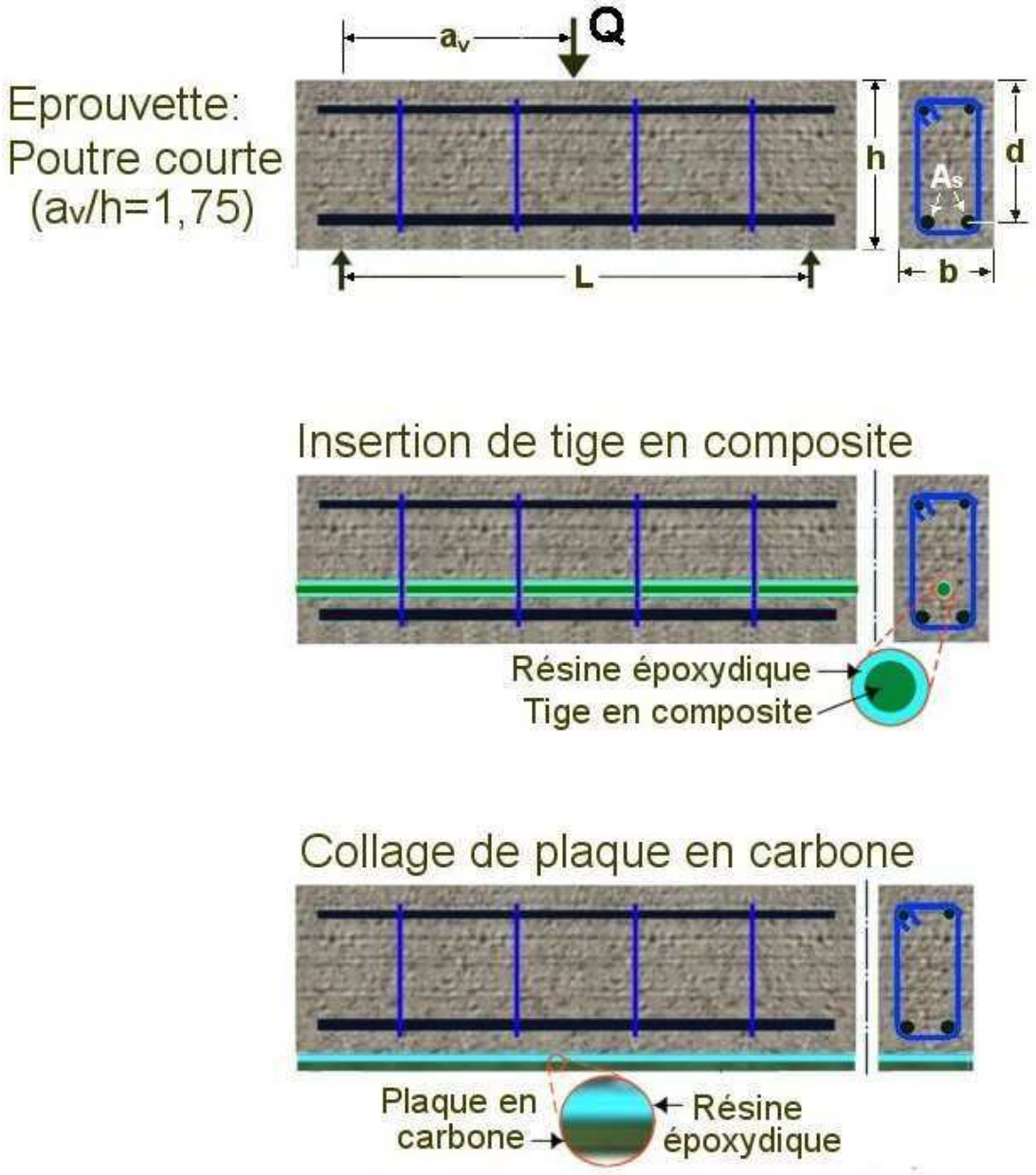


Figure 2-1 Eprouvette et méthodes de réparation envisagées.

2.3. Protocole expérimental

Cette partie expose l'ensemble des procédures de toute la phase expérimentale. Ainsi, le mode de fabrication des éprouvettes et des plaques composites est détaillé. Les essais de flexion 3 et 4 points sont présentés avec l'ensemble des réglages, de même, la démarche de l'utilisation de l'émission acoustique et du microscope optique.

2.3.1. Notations des éprouvettes

Il est important, dans un premier temps, de définir les notations utilisées pendant cette étude.

Trente-sept éprouvettes testées ont été référencées par une notation qui comporte un ou deux termes (**Tableau 2-2**) séparées par un tiret. Elles ont été regroupées selon l'essais en trois catégories : essais préliminaires (9 éprouvettes), essais de pré-fissuration (18 éprouvettes) et essais jusqu'à la résistance ultime de l'éprouvette (10 éprouvettes neuves plus 10 autres déjà pré-fissurées, ces 10 éprouvettes sont les mêmes que celles des essais de pré-fissuration).

Tableau 2-2 Notations des éprouvettes.

Essais	***Notations des éprouvettes***				***1er terme***	***2ème terme***
Préliminaire	P1-128 P2-128 P3-128		P1-96 P2-96 P3-96	P1-64 P2-64 P3-64	**P#** : éprouvette d'essai **P**réliminaire.	**128, 96, 64** : longueur d'éprouvette en cm.
Pré-fissuration[1]	C1 C2 C3 C4 C5 C6		1NF1 1NF2 1NF3 1NF4 1NF5 1NF6	2NF1 2NF2 2NF3 2NF4 2NF5 2NF6	**C#** : éprouvette **C**ontrôle. **1NF#** : **1**er **N**iveau de **F**issuration. **2NF#** : **2**ème **N**iveau de **F**issuration. **SF#** : **S**ans pré-**F**issuration. Les éprouvettes pré-fissurées **1NF#** et **2NF#** ont été réparées.	néant
Résistance ultime[1]	C7 C8 C9 C10	1NF1-TC 1NF2-TC 1NF3-TC 1NF4-PC 1NF5-PC 1NF6-PC	2NF3-TC 2NF4-PC 2NF5-PC 2NF6-PC	SF1-TC SF2-TC SF3-TC SF4-PC SF5-PC SF6-PC		**TC** : éprouvettes réparées ou renforcées par l'insertion d'une **T**ige en **C**omposite. **PC** : éprouvettes réparées ou renforcées par le collage d'une **P**laque en **C**omposite.

[1] Toutes ces éprouvettes ont une longueur de 64cm.

2.3.2. Eprouvettes

Pour la réalisation des essais préliminaires, 9 éprouvettes ont été construites, toutes avec la même section transversale de 80mm x 160mm et trois rapports de longueur/hauteur (*L/h*) différents qui sont respectivement égales à 4 (*L=4h=640mm*), à 6 (*L=6h=960mm*) et à 8 (*L=8h=1280mm*). Le rapport de largeur/hauteur (*b/h*) correspond à 1/2, car l'ACI_89 recommande cette valeur pour faire une première approche du dimensionnement de la section transversale. D'autres auteurs ont utilisé ce même rapport de *b/h* [KHA_02 ; REI_03 ; CHE_01].

Après les essais préliminaires présentés au chapitre 3 (§3.3. page 115), la longueur retenue pour les

poutres était de 640mm. Les 28 autres poutres testées ont donc été fabriquées avec cette longueur). Le **Tableau 2-3** montre les caractéristiques géométriques de toutes les éprouvettes.

Tableau 2-3 Caractéristiques géométriques des éprouvettes.

Eprouvettes			*hauteur x largeur [h x b] (mm)*	*Longueur [L](mm)*	*Poids (Kg)*	*Matériaux de réparation*	*Armature*
P1-128 P2-128 P3-128			160 x 80	1280	40,6	néant	2 ϕ 6 d'acier lisse, renfort supérieur 2 ϕ 8 d'acier lisse, renfort inférieur cadres ϕ 6 @ 130mm
P1-96 P2-96 P3-96				960	30,5		
P1-64 P2-64 P3-64 2NF1 2NF2	C1 C2 C3 C4 C5	C6 C7 C8 C9 C10		640	20,3		
1NF1-TC 1NF2-TC 1NF3-TC	2NF3-TC	SF1-TC SF2-TC SF3-TC				Tige en carbone ou tige en verre	
1NF4-PC 1NF5-PC 1NF6-PC	2NF4-PC 2NF5-PC 2NF6-PC	SF4-PC SF5-PC SF6-PC				Plaque en carbone	

Dans ce paragraphe les matériaux utilisés pour la construction des éprouvettes en béton armé sont présentées ainsi que les matériaux de réparation (tige en composite/résine et plaque en carbone/résine).

2.3.3. Béton armé

Les poutres sont mises en œuvre avec un béton de proportion massique en ciment : sable : gravier respectivement de 1 : 2,5 : 3,7. Le rapport massique eau/ciment est de 0,53. Le ciment utilisé est de type CPA CEM I 42,5. La taille maximale du diamètre des granulats est de 20mm. Cette dimension a été utilisée pour être proche de la réalité du chantier, en plus l'EUROCODE 2 n'interdit pas cette taille même si l'enrobage[†] de l'acier est inférieur à la taille du granulat le plus gros [EC2_04/§4.4.1.2 (3)]. Dans le cas où la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, le code (EC2) indique qu'il convient de majorer l'enrobage minimal de 5mm.

La nuance de l'acier utilisé pour le renfort dans la zone tendue est Fe E 235. Le renforcement inférieur est constitué de deux barres lisses ordinaires de 8mm de diamètre. Deux autres barres lisses ordinaires d'un diamètre de 6mm ont été utilisées pour le renforcement supérieur. L'enrobage utilisé est de 10mm, cette dimension respecte les recommandations de l'EUROCODE 2 (voir §2.3.3. page 86). Des cadres sont disposés verticalement tous les 130mm suivant l'axe longitudinal des poutres. Ils sont

[†] Épaisseur de béton entre l'armature et le parement.

constitués de barres d'acier lisses d'un diamètre de 6mm pour une nuance : Fe E 235. La limite d'élasticité réelle des barres d'acier lisse est de 370MPa, cette valeur moyenne a été identifiée par des essais de traction. La **Figure 2-2** montre le détail du renforcement.

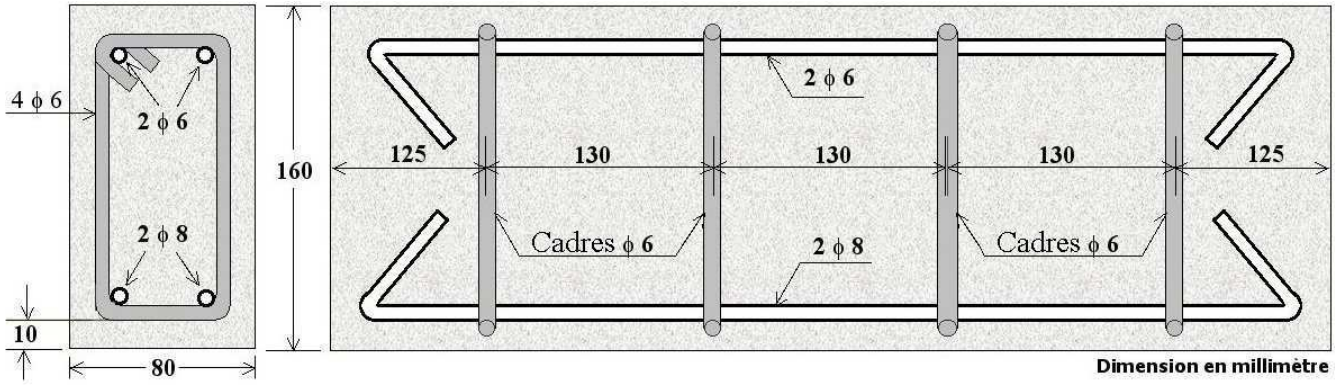


Figure 2-2 Illustration de détail de l'armature des éprouvettes de 640mm de longueur.

Ces cadres qui reprennent l'effort tranchant sont fabriqués manuellement à l'aide d'un gabarit constitué d'une base en acier avec des butés (**Figure 2-3**). Les cadres sont fermés afin d'assurer le confinement du béton.

La **Figure 2-4** montre l'armature complète d'une éprouvette de 640mm de longueur. Afin de garantir une valeur minimale de l'enrobage, deux cadres possédant des cales (barre d'acier de ϕ10) positionnées par soudure sont placés aux extrémités du montage.

Figure 2-3 Cadre ϕ 6.

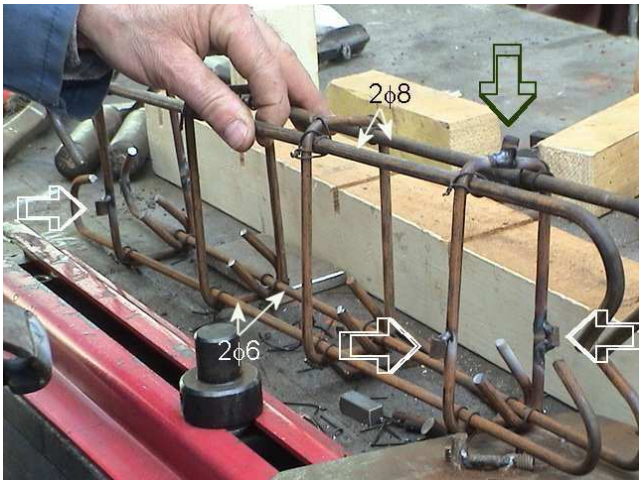


Figure 2-4 Armature d'éprouvette.

La composition du béton est rapportée dans le **Tableau 2-4**. La valeur de la résistance moyenne en compression du béton a été mesurée sur cylindres à 28 jours et elle est égale à 21MPa. La résistance moyenne en traction uniaxiale est égale à 2,9MPa.

Tableau 2-4 Composition du béton.

Matériaux (Kg/m³)			
Ciment CPA CEM I 42,5	***Sable***	***Gravillons***	***Eau***
350	875	1295	185,5

2.3.4. Procédé de fabrication des poutres en Béton Armé

Les éprouvettes ont été fabriquées en respectant les normes françaises [NF_81]. Deux types d'éprouvettes ont été élaborés :

- Pour les essais de flexion préliminaires : 3 poutres de 1280mm de longueur, 3 poutres de 960mm de longueur et 3 poutres de 640mm de longueur. Pour les essais de pré-fissuration et jusqu'à la résistance ultime: 28 poutres de 640mm de longueur.
- Pour les essais de compression : 16 éprouvettes cylindriques de diamètre 159,6mm et de longueur 320mm. Deux éprouvettes cylindriques ont été bétonnées pour chaque gâchée.

Le procédé de fabrication de chaque éprouvette est décomposé comme suit :

- FERRAILLAGE : l'acier utilisé est détaillé dans la section §2.3.3. (page 86). Les éprouvettes de 640mm, de 960mm et de 1280mm de longueur ont respectivement 4, 6 et 8 cadres. Ainsi, aussi bien les armatures principales que secondaires ont été coupées, mises en forme conformément au calcul et placées pour garantir la résistance estimée,
- COFFRAGE : ces moules provisoires et démontables, constitués de planches de bois, ont été imprégnés par un agent démoulant pour faciliter l'extraction des éprouvettes après la prise du béton. Tous ont la même section transversale de 80mm x 160mm (largeur x hauteur) et une longueur variable de 640mm, 960mm et 1280mm. La **Figure 2-5** montre le coffrage pour 3 éprouvettes de 640mm de longueur,
- BETONNAGE : la mise en place du béton dans les moules a été faite en 2 couches, chacune vibrée pendant 45 secondes (**Figure 2-6**). En plus des éprouvettes pour les essais de flexion, 16 éprouvettes cylindriques 16/32 (**Figure 2-7**, page 89) pour l'essai de compression ont été coulées. Après 24h de séchage, le coffrage a été retiré et les éprouvettes ont été mises en mûrissement,
- MURISSEMENT : Toutes les éprouvettes ont été plongées dans une réservoir d'eau à une température constante de 20° C pendant une durée de 28 jours (**Figure 2-8**, page 89), selon la norme européenne pour la confection et la conservation des éprouvettes [NF2_01].

Figure 2-5 Coffrage de 3 éprouvettes de 640mm de longueur.

Figure 2-6 Bétonnage.

Figure 2-7 Eprouvette cylindrique 16/32.

Figure 2-8 Mûrissement des éprouvettes.

Toutes les éprouvettes vont être testées après 28 jours de mûrissement. Les éprouvettes cylindriques sont destinées à déterminer la résistance caractéristique en compression du béton.

Les paragraphes suivants présentent les propriétés mécaniques des matériaux composites, les essais en compression et en flexion, ainsi que le matériel utilisé lors des essais.

2.3.5. Matériaux composites

Les éprouvettes ont été réparées en utilisant deux méthodes : • le collage d'une plaque en matériaux composites et • l'insertion d'une barre en composite. Ci-après, les caractéristiques des tiges en carbone/époxyde et en verre/époxyde sont présentées, ainsi que celles de la plaque en carbone/époxyde employée lors de la réparation (Chapitre 4). Les caractéristiques ont été données par les fournisseurs.

Tiges en composite / colle

Deux types de tiges en composite ont été utilisés pour la réparation des éprouvettes. Ces tiges étaient constituées soit avec des fibres de carbone soit avec des fibres de verre. Leurs caractéristiques mécaniques fournies par RENOFORS sont présentées au **Tableau 2-5**.

Tableau 2-5 Caractéristiques mécaniques des tiges en composite.

Propriétés	***Unité***	***Tige en carbone***	***Tige en verre***
Diamètre	mm	20,0	20,0
Résistance à la traction	MPa	1.400,0	700,0
Module de traction	MPa	130.000,0	42.000,0
Résistance à la flexion	MPa	1.700,0	700,0
Module de flexion	MPa	125.000,0	42.000,0
Résistance à la compression	MPa	1.200,0	500,0
Module de compression	MPa	125.000,0	42.000,0
Résistance au cisaillement	MPa	90,0	40,0

La résine utilisée pour le collage des tiges est une résine époxyde sans solvant à deux composants. Sa préparation consiste à ajouter le durcisseur à la résine et mélanger soigneusement pendant 2 à 3 min jusqu'à obtenir l'uniformité de la teinte avec un agitateur à hélice, électrique ou pneumatique, à vitesse

de rotation lente (300t/min maximum) pour éviter l'inclusion de bulles d'air. Les mélanges sont immédiatement utilisés après leur préparation. Les caractéristiques de la résine après 7 jours de durcissement à 20°C sont présentées au **Tableau 2-6**.

Tableau 2-6 Caractéristiques mécaniques de résine pour le collage de la tige.

Propriétés	***Unité***	***Colle époxyde***
Résistance à la traction	MPa	25,0
Module de traction	MPa	9.000,0
Résistance à la compression	MPa	80,0
Résistance au cisaillement	MPa	10,0
Module de compression	MPa	9.000,0

Plaque en composite / colle

Les plaques en composite sont à fibres de carbone et à résine thermodurcissable[‡] du type époxyde (T300/914C). Ce matériau a été retenu pour son compromis prix-rigidité. Elles sont préparées à partir d'une nappe unidirectionnelle de pré-imprégné référencée *Fibredux 914-CTS-5-34%* produite par la société *Hexcel Composite*. Le **Tableau 2-7** regroupe les propriétés mécaniques données par le fournisseur.

Tableau 2-7 Propriétés mécaniques–données du fournisseur [HAM_04].

Propriété	***Epaisseur d'un pli***	
	125μm	***130μm***
Module longitudinal E (22°C) (MPa)	140.000	135.000
Limité à rupture en traction (MPa)	1.683	1.618

Le **Tableau 2-8** présente les résultats (E : module longitudinal dans la direction de chargement, ν : coefficient de Poisson associé et σ_x : limite à rupture en traction) d'essais de caractérisation du pli réalisés par [HAM_04]. Des éprouvettes ont été construites en empilant plusieurs plis afin de disposer d'une épaisseur minimale pour les éprouvettes (1 ± 0,02mm).

Tableau 2-8 Caractéristique d'un pli en T300/914 [HAM_04].

Propriété	***E (MPa)***	***ν***	***σ_x (MPa)***
Nombre d'éprouvettes	6.000	6	3
T300/914	136.600	0,29	1.530

La fabrication des plaques a fait appel à la technique du moulage en autoclave. La norme aéronautique ASN A4101 présente les directives de ces opérations de fabrication et du contrôle des plaques en T300/914. Le cycle de polymérisation est présenté dans l'Annexe D.

Des plaques de 2,0mm d'épaisseur ont été fabriquées. Seize plis ont été nécessaires, ils sont tous orientés dans la même direction. Les caractéristiques des plaques utilisées sont résumées au **Tableau 2-9**.

[‡] Qui durcit sous l'effet de la chaleur.

Tableau 2-9 Caractéristiques d'une plaque.

Module E en sens longitudinal (MPa)	≥ 132.200
Résistance à la traction (MPa)	≥ 1.470
Allongement à la rupture (%)	≥ 1,11
Taille de plaque (largeur x longueur) (mm)	80 x 640
Epaisseur (mm)	2,0
Section (mm^2)	160,0

Pendant la cuisson en autoclave (**Figure 2-9**), une partie de l'excès de résine migre vers les bords de la plaque formant un contour non régulier.

Figure 2-9 Plaque en composite dans l'autoclave.

L'excès de résine ainsi qu'une largeur de l'ordre de 20mm considérés comme non représentatifs du matériau seront enlevés par une opération de détourage. Lors de cette opération, la mise en position de la plaque sur la table de la machine-outil se fait de telle façon que l'opérateur essaye d'aligner visuellement la découpe par rapport aux directions des renforts repérés sur la plaque.

Les plaques à coller sur la face tendue de chaque éprouvette sont ensuite découpées à partir de la plaque fabriquée à l'autoclave (**Figure 2-10**). Un soin particulier est pris pour que les fibres soient orientées suivant la longueur des plaques. La référence de découpe est le contour obtenu par le détourage. Ainsi, les plaques sont reproductibles dans la limite de l'état de la machine-outil utilisée (jeu mécanique, inclinaison de l'axe du mouvement par rapport à la table…) et de la qualité de la lame de scie.

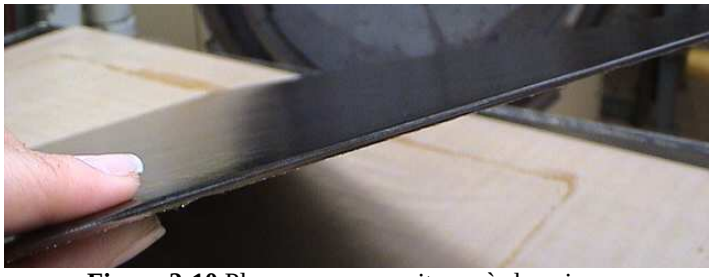


Figure 2-10 Plaque en composite après la cuisson.

La découpe se fait à l'aide d'un disque diamanté d'un diamètre de 150mm et d'épaisseur de 2mm monté sur une fraiseuse conventionnelle (**Figure 2-11**), en alignant les axes de l'éprouvette par rapport

aux orientations des fibres dans la plaque.

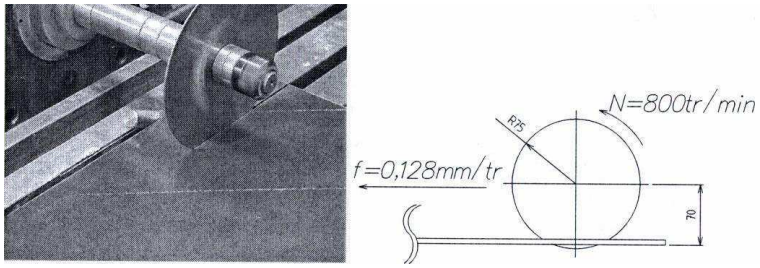


Figure 2-11 Découpe de la plaque en composite.

La préparation du support (la face inférieure des poutres) a démandé de décaper et soigneusement dépoussiérée le béton afin d'assurer une cohésion superficielle minimale de 1,5MPa. Le fournisseur a recommandé que les balèvres[§] de coffrage et les saillies n'excèdent pas 0,5mm. La tolérance de planéité est fixée à 10mm sur une longueur de 2m.

Une colle époxyde thixotrope[**] à deux composants sans solvant, *Sikadur®-30 Colle* (**Figure 2-12**) est utilisée pour le collage des plaques en composite (voir §4.3.2. page 140, **Figure 4-2** et **Figure 4-3**). Toutes les recommandations du fournisseur (la température, l'humidité) ont été respectées. Le mélange des deux composants A et B (**Figure 2-13** et **Figure 2-14**) a été réalisé selon les proportions indiquées (**Figure 2-15**). Le malaxage a été poursuivi pendant 3 minutes environ jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur gris clair (**Figure 2-16**).

Figure 2-12 Colle époxyde.

Figure 2-13 Composant « A ».

Figure 2-14 Composant « B ».

Figure 2-15 Dosage.

Figure 2-16 Mélange gris clair.

[§] Petite saillie accidentelle sur une paroi ou un matériau mal dressé. Irrégularité dans le nu d'une maçonnerie.
[**] Se dit des fluides ayant la propriété de passer d'un état visqueux à un état liquide lorsqu'on les agite et de retrouver leur état initial après un temps de repos.

Le **Tableau 2-10** montre les caractéristiques mécaniques de la colle Sikadur 30.

Tableau 2-10 Caractéristiques mécaniques de Sikadur ® 30-Colle.

Propriétés	*Unité*	*Résine époxyde*
Résistance à la flexion	MPa	30,0
Adhérence sur béton (rupture sur le support)	MPa	4,0
Résistance à la compression	MPa	55,0
Résistance au cisaillement	MPa	15,0
Module d'élasticité	MPa	12.800,0

Le paragraphe suivant présente le comportement global d'une poutre en béton armé afin d'introduire la détermination des différentes niveaux d'endommagement utilisés pendant les essais de flexion (§2.3.7.3. page 96).

2.3.6. Comportement global d'une poutre en BA

Le comportement global d'une poutre en béton armé (BA) est divisé en 3 phases principales, qu'elle soit renforcée par le collage du matériau composite ou non. Ce comportement est représenté schématiquement sur la **Figure 2-17** (page 93) et il correspond à la description suivante :

- une première phase linéaire élastique correspondant au comportement des poutres non fissurées, cette phase appelée « élastique » dans la suite de texte,
- une deuxième phase linéaire correspondant au comportement de service des poutres fissurées. L'effet d'un renforcement par composite produit une rigidification (voir §3.2.1. page 109). Lors des analyses des résultats cette phase sera appelée "service fissurée",
- une troisième phase correspondant au comportement de la plastification de l'armature tendue constituant le renfort interne, cette phase sera appelée "plastique". La poutre en BA a alors une rigidité très faible. Par contre, la poutre renforcée par composite continue à reprendre des efforts supplémentaires avec une rigidité proportionnelle à l'épaisseur de la plaque en composite ou au nombre de plis utilisés [AVR_02].

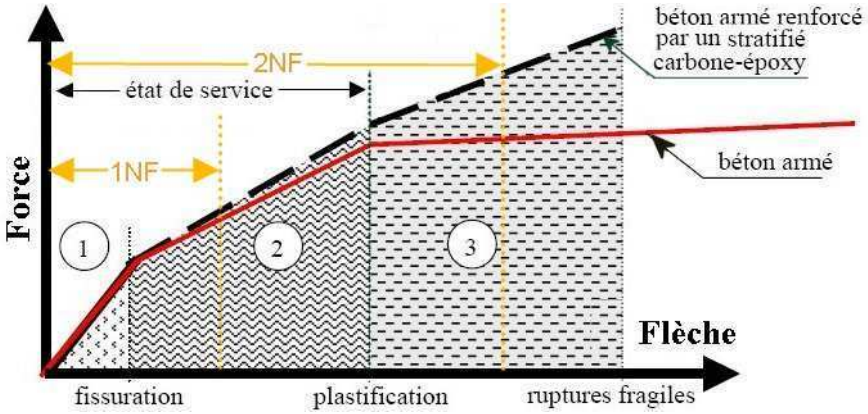


Figure 2-17 Les 3 phases de comportement d'une poutre en BA fléchie renforcée par un stratifié en composite. Les rapports entre les forces et les flèches de fissuration, de plastification et de rupture sont exagérés [AVR_02, modifiée].
1NF : 1er niveau de pré fissuration ; 2NF : 2ème niveau de pré fissuration lors des essais de pré fissuration.

2.3.7. Essais

Cette partie détaille les protocoles et les machines utilisées pour les deux types d'essais mécaniques qui ont été réalisés : essais en compression et essais en flexion.

Les essais en compression ont été réalisés à l'*Ecole Spéciale des Travaux Publics* (ESTP -Paris), pour déterminer la résistance caractéristique en compression du béton mesurée après 28 jours de mûrissement.

Les essais en flexion ont été effectués au LAMEFIP.

2.3.7.1. Essai de compression

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques en béton, en suivant la norme française NF P18-406. Les cylindres ont un diamètre de 159,6mm et une hauteur de 320mm pour des raisons de stabilité, c'est-à-dire, pour éviter le "flambement" de l'éprouvette, le cylindre est nécessairement court. L'essai est réalisé avec une presse par écrasement d'une éprouvette cylindrique de béton placée verticalement (**Figure 2-18**) et dont les faces du cylindre, en contact avec la presse, ont été surfacées pour garantir un chargement uniforme. La capacité maximale du chargement de la presse est de 1.200kN.

Figure 2-18 Presse des essais de compression.

Deux éprouvettes pour chaque gâchée ont été réalisées et testées pour cette étude.

Les essais de compression sur les éprouvettes cylindriques ont été réalisés 28 jours après leur construction, ils ont permis de déterminer la valeur moyenne de la résistance en compression du béton. La résistance moyenne en compression est de 21MPa. Cette valeur a été utilisée pour l'estimation des résistances ultimes des éprouvettes.

2.3.7.2. Machine d'essai de flexion

Il s'agit d'une machine servo-hydraulique classique (*testwell*) équipée d'un vérin hydraulique pouvant fournir jusqu'à 300kN en compression. La machine se compose d'une traverse inférieure mobile et d'une tête supérieure qui permet de mettre en place l'éprouvette (**Figure 2-19**, page 95). Un ordinateur pilote la machine. La machine d'essai peut être pilotée par deux asservissements différents : en position et en force. La position peut être mesurée directement par le déplacement du vérin ou par un capteur spécifique : extensomètre, LVDT *(Linear Variable Differential Transformer*).

Figure 2-19 Machine d'essai.

Lors des essais la mesure du déplacement a été réalisée directement avec le déplacement du vérin. Le vérin est équipé d'un capteur LVPT précis avec un pourcentage d'erreur maximal de 1%.

La valeur de la force a été mesurée en utilisant le capteur de la machine d'essai. Ces valeurs sont enregistrées en Volt. Le capteur de la machine a été étalonné par un autre capteur de force (HBM) de type U2B. Ce dernier capteur a une précision de 0,1% et une valeur maximale de 50kN.

Le réglage de la machine s'effectue par l'intermédiaire d'un logiciel (REPONSE) qui permet de la commander. L'asservissement en position, c'est-à-dire, en contrôlant la flèche au milieu de la poutre, a été retenu car il permet d'assurer une bonne sécurité lors des essais. Les essais ont été programmés en plusieurs niveaux de chargement.

Tous les cycles de chargement sont composés de quatre pavés (**Figure 2-20**). Le premier (pavé 1/4) permet d'imposer à l'éprouvette le déplacement, le deuxième (pavé 2/4) correspond à une période de chargement constant lors duquel l'apparition de nouvelles fissures et/ou leur évolution sont observées, le troisième (pavé 3/4) permet de retourner à la valeur initiale du déplacement (force égale à zéro) et le dernier (pavé 4/4) sert à stabiliser la machine à la position zéro.

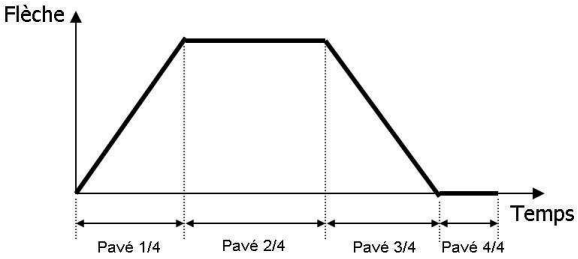


Figure 2-20 Schéma de chargement.

2.3.7.3. Paramètres des essais de flexion

Las paramètres des essais sont adaptés par rapport aux trois objectifs : les essais préliminaires, les essais de pré-fissuration et les essais jusqu'à la résistance ultime.

Les "**essais préliminaires"** ont été effectués sur neuf éprouvettes regroupées par rapport à leur longueur : 1280mm, 960mm et 640mm. Les éprouvettes de 1280mm de longueur (P1-128, P2-128 et P3-128) ont été chargées en appliquant 13 cycles de chargement avec un incrément constant de 0,5mm par cycle, ce qui équivaut à une flèche maximale de 6,5mm. Le deuxième groupe de 960mm (P1-96, P2-96 et P3-96) a été testé avec 9 cycles de chargement avec un incrément constant de 0,25mm par cycle donnant une flèche maximale de 2,25mm. Le groupe de 640mm (P1-64, P2-64 et P3-64) jusqu'à une flèche maximale de 2mm, avec 8 cycles de chargement (**Tableau 2-11**). Les trois premiers cycles de tous les essais ont été réalisés avec une vitesse de 0,01mm/sec et le reste des cycles avec 0,02mm/s.

Tableau 2-11 Cycles de chargement.

Cycle	1				2				3				4			
Pavé	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4
Durée (s)	25	10	25	5	50	10	50	5	75	10	75	5	50	10	50	5
flèche (mm)	0	-0,25	-0,25	0	0	-0,5	-0,5	0	0	-0,75	-0,75	0	0	-1,0	-1,0	0
V (mm/s)	-0,01	0	0,01	0	-0,01	0	0,01	0	-0,01	0	0,01	0	-0,02	0	0,02	0
Cycle	5				6				7				8			
Pavé	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4
Durée (s)	32	10	32	5	75	10	75	5	88	10	88	5	100	10	100	5
flèche (mm)	0	-0,64	-0,64	0	0	-1,5	-1,5	0	0	-1,76	-1,76	0	0	-2,0	-2,0	0
V (mm/s)	-0,02	0	0,02	0	-0,02	0	0,02	0	-0,02	0	0,02	0	-0,02	0	0,02	0

La poutre P1-64 a été chargée en flexion 4 point afin de vérifier que ce type de chargement n'est pas adapté au besoin de ce travail. Pour mesurer le déplacement au centre de cette poutre un capteur de déplacement externe de type "LVDT" a été utilisé. Pour les autres essais en flexion trois points la flèche a été mesurée par le capteur interne de la machine d'essai.

Dix-huit éprouvettes ont été testées pendant cette deuxième étape, appelée "**essais de pré-fissuration**". Toutes les éprouvettes ont la même longueur et ont été regroupées en trois groupes de six éprouvettes.

Le premier groupe a pour but de caractériser, au préalable, le comportement global de ces éprouvettes courtes en béton armé, trois phase doivent être clairement répertoriés [AVR_02/ §3.2.1.4.]. Celles-ci sont expliquées dans le paragraphe §2.3.6. (page 93). Ce groupe va permettre de définir une référence (contrôle) pour les deux niveaux de pré-fissuration (2ème et 3ème groupe). Deux éprouvettes du 1er groupe (C1 et C2) ont été testées avec 8 cycles de chargement, comme les éprouvettes des essais préliminaires, avec le même incrément de flèche de 0,25mm par cycle jusqu'à une flèche maximale de 2mm et une vitesse de 0,01mm/s pour tous les cycles. Les autres éprouvettes (C3, C4, C5 et C6) ont été testées avec un seul cycle de chargement, jusqu'à une flèche de 3mm mesurée au centre de la poutre. Pour comparer l'influence du nombre de cycles par rapport à la résistance ultime et au nombre de fissures.

Le deuxième groupe de six éprouvettes (1NF1, 1NF2, 1NF3, 1NF4, 1NF5 et 1NF6) est pré-fissuré jusqu'à une flèche de 0,5mm. Ces éprouvettes se trouvent dans la deuxième phase linéaire (§2.3.6. page 93) du comportement global. Lors de ces essais, trois cycles de chargement ont été appliqués avec un incrément de flèche égal à 0,25mm et une vitesse de chargement de 0,01mm/s.

Le troisième groupe des éprouvettes (2NF1, 2NF2, 2NF3, 2NF4, 2NF5 et 2NF6) est pré-fissuré jusqu'à une flèche de1,0mm. Cette valeur de la flèche a été déterminée à partir des essais préliminaires et situe aux éprouvettes dans la phase plastique (§2.3.6. page 93) du comportement global. Les essais ont été réalisés avec 4 cycles de chargement avec le même incrément de flèche et la même vitesse de chargement que le groupe précédent.

Les "**essais jusqu'à la résistance ultime**" ont été constitués par vingt éprouvettes. Ces éprouvettes sont regroupées en quatre groupes principaux.

Les éprouvettes contrôles (C7, C8, C9 et C10) qui sont non réparées et qui permettent de comparer la performance des autres éprouvettes renforcées ou réparées (soit par le collage d'une plaque en composite, soit par l'insertion d'une tige en composite collée) par rapport aux résistances ultimes. Toutes les éprouvettes ont été testées avec une vitesse de chargement de 0,02mm/s (même vitesse des essais préliminaires), jusqu'à une flèche maximale de 5mm avec un seul cycle de chargement, sauf la poutre C7 qui a été testée avec 6 cycles de chargement jusqu'à la même flèche de 5mm.

Les éprouvettes sans pré-fissuration ont été renforcées par l'insertion d'une tige en composite collée (SF1_TC, SF2_TC, SF3_TC) ou par le collage d'une plaque en composite (SF4_PC, SF5_PC, SF6_PC). Toutes les éprouvettes ont été testées avec les mêmes conditions que le groupe précédent.

Les éprouvettes avec une pré-fissuration de niveau I sont les mêmes poutres courtes en béton armé que celles du deuxième groupe des essais de pré-fissuration. Elles ont été réparées par l'insertion d'une tige en composite collée (1NF1_TC, 1NF2_TC, 1NF3_TC) ou par le collage d'une plaque en composite (1NF4_PC, 1NF5_PC, 1NF6_PC). Ces éprouvettes ont été testées avec les mêmes conditions que le groupe précédent.

Les éprouvettes avec une pré-fissuration de niveau II sont les mêmes poutres courtes en béton armé que celles du troisième groupe des essais de pré-fissuration. Elles ont été réparées par l'insertion d'une tige en composite collée (2NF3_TC) ou par le collage d'une plaque en composite (2NF4_PC, 2NF5_PC, 2NF6_PC). Ces éprouvettes ont été, également, testées avec les mêmes conditions que le groupe précédent.

Le **Tableau 2-12** (page 99) présente toutes les éprouvettes en indiquant l'essai correspondant, la vitesse du chargement appliquée en mm/s, le nombre de cycles réalisé, la valeur moyenne de la résistance ultime calculée en kN et le niveau de pré-fissuration de la poutre au début de l'essai.

Tableau 2-12 Eprouvettes des essais.

Essais	*Eprouvettes*	*Vitesse (mm/sec)*	*Nbr de cycles*	*Résistance théorique (kN)*	*Niveau de pré -fissuration*
Essais préliminaires	P1-128, P2-128, P3-128.	0,02	13	22,88	Néant
	P1-96 P2-96, P3-96.	0,02	9	30,51	
	P1-64* P2-64 P3-64	0,02 0,2** 0,02	8 1 8	61,27¤¤ 45,77 45,77	
Essais de pré-fissuration	C1 C2 C3 C4 C5 C6	0,02 0,01 0,01 0,01 0,01 0,01	8 8 1 1 1 1	45,77	
	1NF1, 1NF2, 1NF3, 1NF4, 1NF5, 1NF6.	0,01	3	-	
	2NF1, 2NF2, 2NF3, 2NF4, 2NF5, 2NF6.		4	45,77	
Essais jusqu'à la résistance ultime	C7 C8 C9¤ C10	0,02	6 1 1 1	45,77	
	SF1-TC, SF2-TC, SF3-TC SF4-PC, SF5-PC, SF6-PC.	0,02	1	90,20 87,81	
	1NF1-TC, 1NF2-TC, 1NF3-TC+, 1NF4-PC¤, 1NF5-PC, 1NF6-PC.			90,20 90,20 87,81	1er niveau de pré –fissuration Poutres pré chargées jusqu'à une flèche réelle = 0,5mm ; 2ème zone linéaire
	2NF3-TC+, 2NF4-PC, 2NF5-PC, 2NF6-PC.			90,20 87,81	2ème niveau de pré – fissuration Poutres pré chargées jusqu'à une flèche réelle = 1,0mm ; zone plastique.

* Seule éprouvette testée en flexion – 4 points. Toutes les autres ont été testées en flexion – 3 points.
** Erreur lors d'essai.
¤ Eprouvettes auscultées par la méthode de l'émission acoustique.
¤¤ Rupture par cisaillement, tous les autres éprouvettes (non renforcées par de composite) doivent arriver à la rupture par flexion.
\+ Tige en fibres de verre, toutes les autres tiges sont en fibre de carbone.

2.3.7.4. Configuration des essais de flexion

La **Figure 2-21** et la **Figure 2-22** (page 100) illustrent, respectivement, la configuration des essais en flexion quatre points et trois points, lors de la mise en place pour l'essai des poutres avec une longueur de 64cm. Toutes les éprouvettes ont été testées en flexion 3 points sauf la P1-64. Les éprouvettes de 96cm et 128cm ont la même configuration, c'est-à-dire, en gardant la même distance de 4cm entre l'extrémité de la poutre et le centre de l'appui. La distance entre l'appui et le point d'application de la

charge est de 44cm et de 60cm, respectivement pour les éprouvettes de 96cm et 128cm.

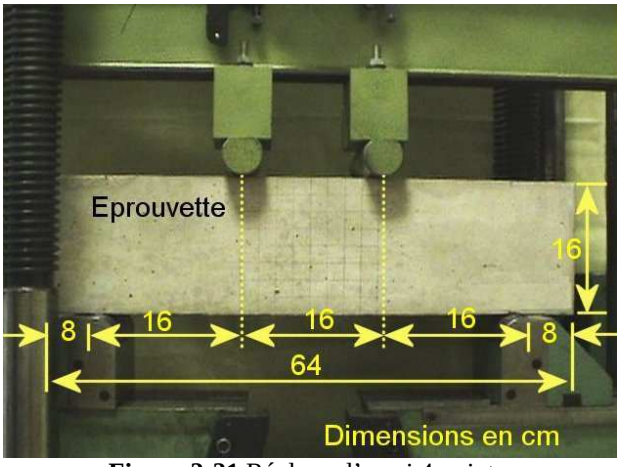


Figure 2-21 Réglage d'essai 4 points.

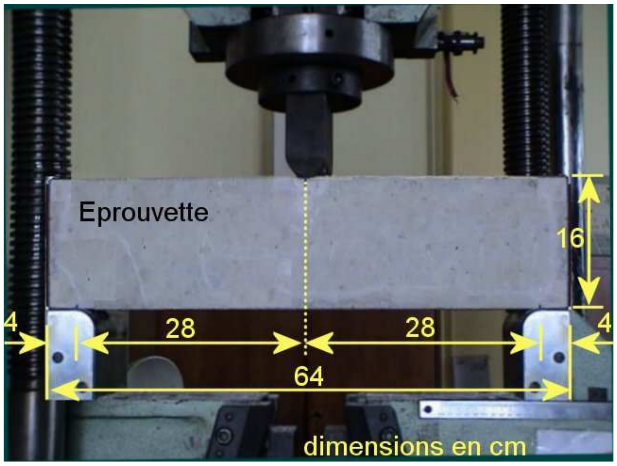


Figure 2-22 Réglage d'essai 3 points.

2.3.8. Moyen de mesure

Toutes les données issues des essais ont été enregistrées automatiquement par un système d'acquisition piloté par un deuxième ordinateur en utilisant un logiciel spécifique. Il permet d'acquérir en temps réel les valeurs du déplacement et de la force appliquée à l'éprouvette lors de l'essai. Ces valeurs ont été mesurées par des capteurs présents au sein de la machine d'essai.

2.3.9. Microscope à longue distance

Le microscope à longue distance est utilisé pour suivre l'ouverture des fissures lors des essais préliminaires. Ce dispositif est décrit dans l'Annexe B. Pour utiliser ce matériel il faut d'abord réaliser une calibration (abaque) qui permettra de mesurer l'ouverture de fissures à partir des images prises par une caméra adaptée au microscope. Cet abaque met en relation les dimensions de l'image prise par rapport à la distance entre le microscope et l'objet observé "d_m"(**Figure 2-23**).

Figure 2-23 Distance entre l'objet et le microscope $\boldsymbol{d_m}$.

Création des abaques

Un étalonnage du grandissement d'une image en fonction de la distance microscope - objet a dû être

réalisé. Une mire graduée a été disposée à une distance "d_m" du microscope afin d'obtenir le grandissement de toute la chaîne : de l'objet à l'impression de la photographie. Les différentes étapes étaient :

- vérifier l'horizontalité du microscope et du système sur lequel était posé la mire graduée de 0,5mm,
- pour assurer la mesurer la distance "d_m" entre le microscope et la mire graduée, **Figure 2-23**. Cette distance a été réglée de 15cm à 39cm par pas de 1cm. La qualité de la mesure de la distance "d_m" il a fallu utiliser une équerre qui assurait la perpendicularité entre la face externe du microscope et la direction de mesure. L'horizontalité de cette équerre a été assurée par un niveau,
- la mise au point sur l'image a été faite par le bouton rotatif de focalisation (*focus knob & bushing*), placé sur le microscope,
- chaque image est imprimée et mesurée pour obtenir le grandissement (**Figure 2-24**).

Les résultats ont montré qu'il est préférable que la distance maximale "d_m" entre l'objet et le microscope soit supérieure à 18cm et inférieure à 30cm, car dans ce domaine la relation entre "d_m" et la taille réelle de l'image présente un comportement linéaire(**Figure 2-25**).

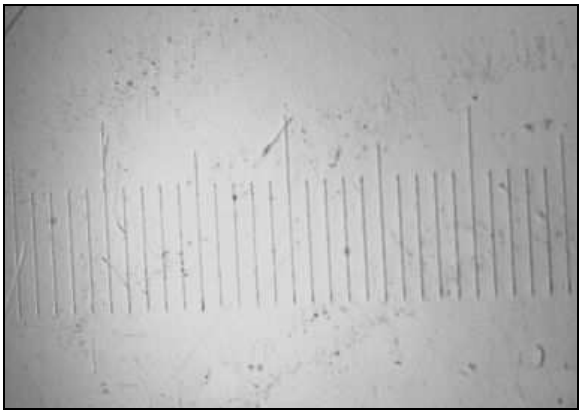


Figure 2-24 Photo de la mire graduée par la caméra rapide lorsque $\boldsymbol{d_m}$ = 25 cm.

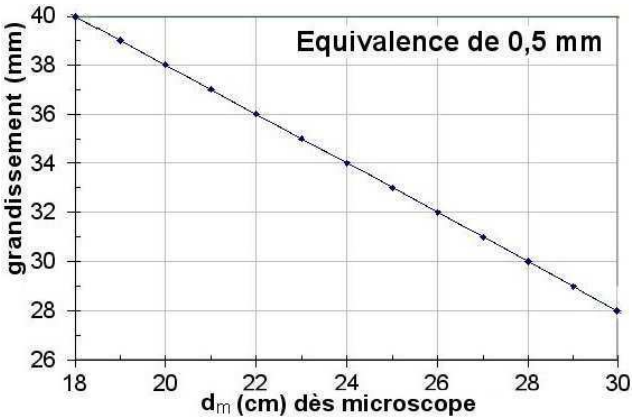


Figure 2-25 $\boldsymbol{d_m}$ en fonction du grandissement.

Les images prises peuvent être reliées (**Figure 2-26**) à l'aide d'un logiciel de traitement d'images "Gimp". La méthode consiste à couper les images et les coller sur une image finale.

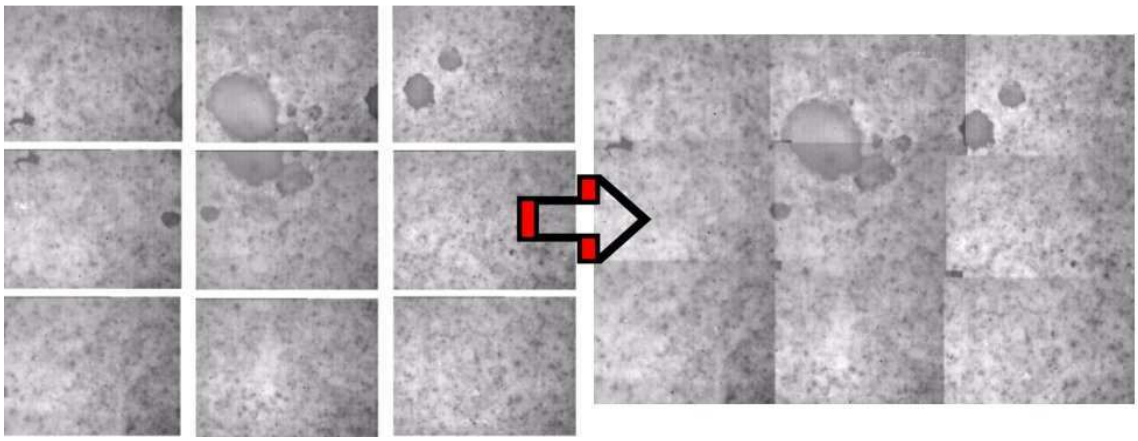


Figure 2-26 Collage des images prises par la caméra adaptée au microscope à longue distance.

2.3.10. Emission acoustique

L'émission acoustique a été mesurée à l'aide des logiciels MISTRAS 2001 et MI-TRA développés par *Euro Physical Acoustics*. MISTRAS 2001 est un logiciel dédié à l'extraction des caractéristiques des signaux d'EA et MI-TRA est un logiciel complémentaire qui permet de travailler sur les signaux. La **Figure 2-27** montre l'appareillage d'émission acoustique utilisé.

L'intérêt principal de cette technique est de montrer qu'il est possible de déterminer l'intensité de l'endommagement ainsi que sa localisation. Toutefois, il faut considérer que l'analyse de la surface de la structure ne donne pas le résultat complet sur l'évolution de l'endommagement.

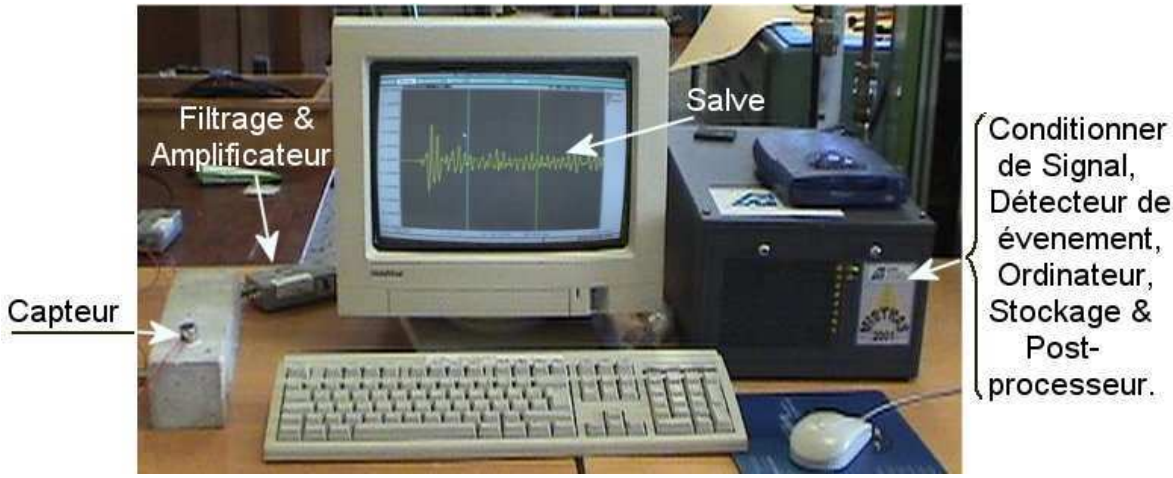
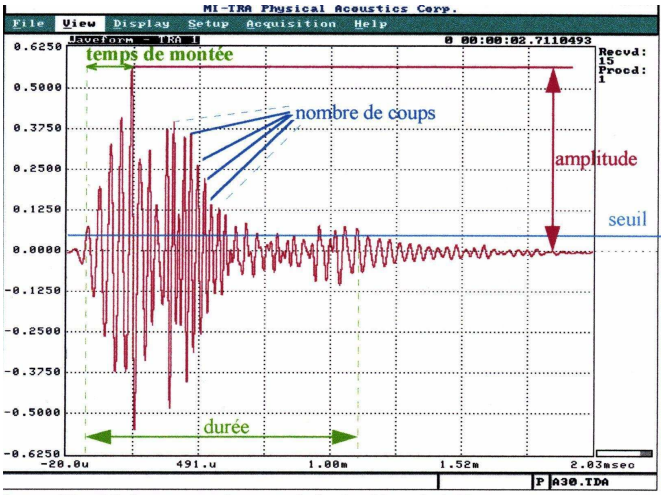


Figure 2-27 Appareil de l'émission acoustique.

Des capteurs du type R15[††] (**Figure 2-28**) ont été positionnés sur les éprouvettes. Ils transforment grâce à des éléments piézo-électriques les ondes mécaniques en signaux électriques, lesquels se présentent sous la forme d'ondes sinusoïdales amorties, désignées sous le terme de salves. Les principaux paramètres des salves (**Figure 2-29**) sont : le seuil, le temps d'arrivée, la durée de la salve, le temps de montée, le nombre de coups pendant la montée, le nombre de coups, la durée, la fréquence moyenne (=nombre de coups/durée) et la tension efficace.

[††] Capteur, résonant de *Physical Acoustics Corporation*.

Figure 2-28 Capteur et préamplificateur de l'EA.



Source Hsu-Nielsen sur un barreau de lucite détectée à 30cm par un capteur A3

Figure 2-29 Chaîne d'acquisition (salve).

MI-TRA permet de visualiser et de caractériser les formes d'ondes à la fois sous formes temporelles et fréquentielle. Il est particulièrement utile pour optimiser les fenêtres temporelles glissantes (PDT, HDT et HLT) ou pour mieux connaître l'influence des matériaux sur la propagation des ondes.

Les PDT, HDT et HLT régissent la séparation des salves et le calcul de leurs caractéristiques indépendamment sur chacune des voies. Ils sont exprimés en microsecondes.

Le **PDT** (***P**eak **D**efinition **T**ime*) sert à la mesure du temps de montée et de l'amplitude maximale d'une salve. Sa principale utilité est d'éviter les fausses mesures faites sur des propagations rapides, de faibles amplitudes, qui ne sont pas représentatives de l'événement. Le PDT est déclenché pour toute alternance supérieure au seuil et est redéclenchable par toute nouvelle alternance supérieure apparaissant au cours de la valeur de temps choisi.

Le **HDT** (***H**it **D**efinition **T**ime*) est utilisé pour individualiser et séparer les salves d'éventuels échos. Il permet à chaque voie d'acquisition de déterminer la fin d'une salve et donc d'arrêter les mesures faites sur celle-ci. C'est grâce à lui que l'on obtiendra une bonne identification ainsi qu'une bonne description des événements. Il est déclenché pour tout dépassement de seuil du signal et redéclenchable par tout autre dépassement survenant avant son terme.

Le **HLT** (***H**it **L**ockout **T**ime*) détermine la durée d'inhibition de l'acquisition afin de ne pas détecter d'échos secondaires. Il est déclenché par la fin du HDT.

Pour la détermination de la valeur de ces paramètres, il faut réaliser des essais de calibration qui consistent à casser une mine de crayon à une distance précise du capteur, celui-ci est fixé sur l'éprouvette par de la graisse ou une colle silicone (**Figure 2-30**). Il faut ensuite analyser le nombre d'événements mesuré. La durée et l'amplitude de la salve sont suivies en fonction respectivement du HDT et du PDT. Le choix de leur valeur correspond au moment où une asymptote est atteinte (**Figure 2-31** et **Figure 2-32**, page 105).

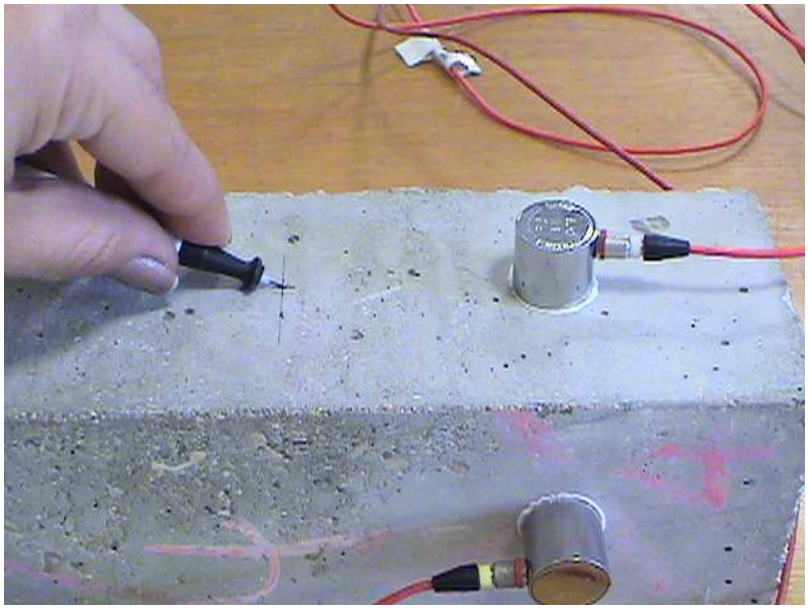


Figure 2-30 Essai de caractérisation (cassé de mine).

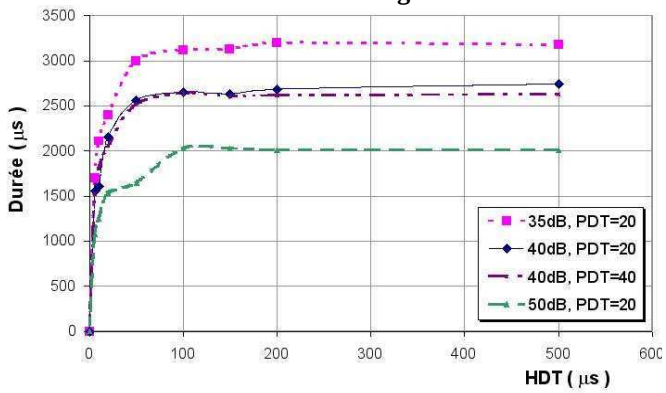


Figure 2-31 Durée en fonction du HDT.

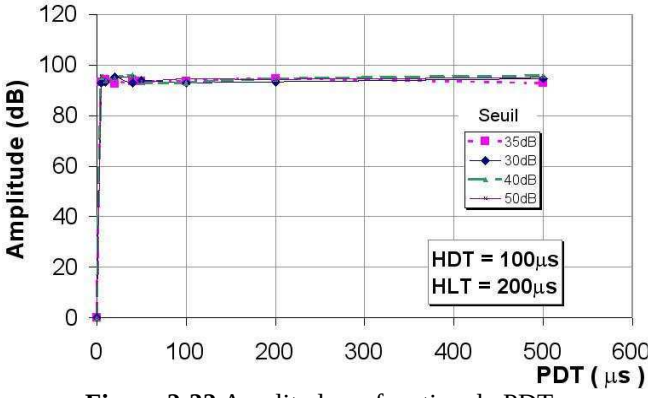


Figure 2-32 Amplitude en fonction du PDT.

Pour ausculter les poutres, huit capteurs d'EA ont été installés sur chaque éprouvette comme le montre la **Figure 2-33**, afin d'effectuer la localisation des évènements (endommagements). Deux éprouvettes (C9 et 1NF4-PC) ont été auscultées par cette technique. Il est rappelé que la poutre 1NF4-PC a été réparée par le collage d'une plaque en composite.

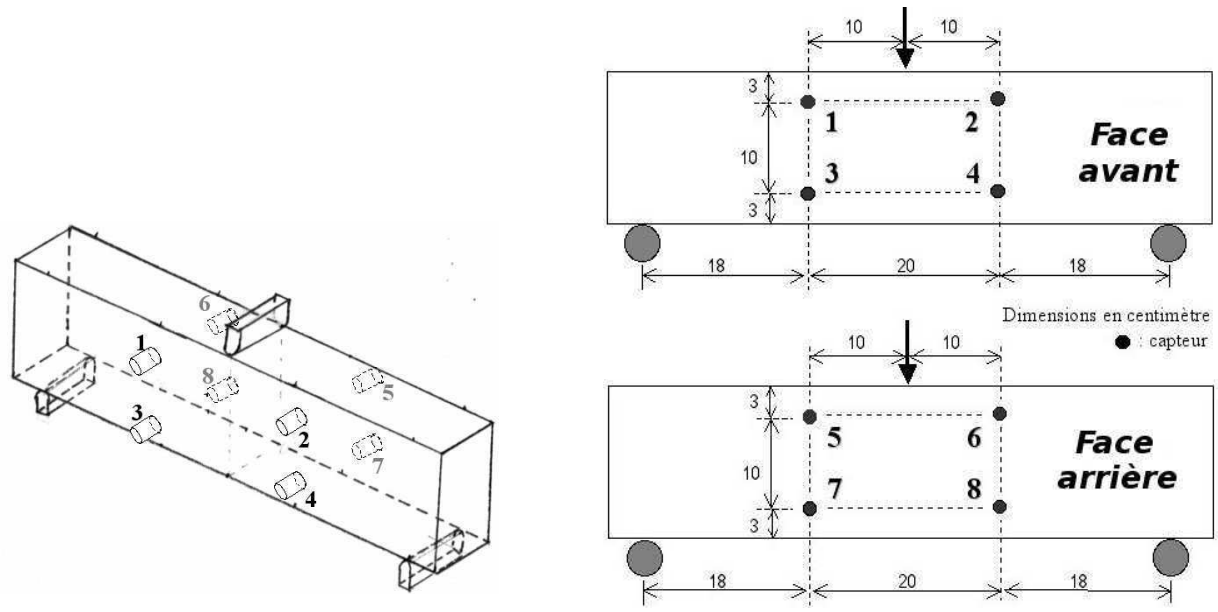


Figure 2-33 Positionnement de capteurs lors des essais des poutres auscultées par l'émission acoustique.

Chaque capteur a été réglé en utilisant l'essai de calibration (cassé de mine). La réalisation de ce réglage est indispensable pour garantir que tous les capteurs donnent des informations fiables et équivalentes. En effet, il faut vérifier que la valeur de l'amplitude donnée par chaque capteur soit la même, une tolérance de 2dB à 3dB est acceptée entre les mesures de la valeur de l'amplitude des capteurs.

Les résultats sont présentés dans le Chapitre 4 (§4.5.5. page 157).

2.4. Conclusion

Dans ce deuxième chapitre les démarches de la partie expérimentale ont été présentées.

Deux types d'éprouvettes ont été fabriquées : les éprouvettes cylindrique et rectangulaires. Les éprouvettes cylindriques permettent de déterminer la résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours. Trente-sept poutres rectangulaires en béton armé ont été construites pour les essais de flexion. Toutes ont la même section transversale (160x80), avec trois longueurs différentes réparties de la manière suivante : 3 éprouvettes de 1280mm de longueur, 3 de 960mm et 31 de 640mm.

Les essais en flexion ont été classés selon :

- des **essais préliminaires** (Chapitre 3) pour déterminer la longueur la plus adaptée aux besoins de cette étude et pour étudier la propagation et l'ouverture des fissures en utilisant le microscope à longue distance,
- des **essais de pré-fissuration** (Chapitre 3) pour déterminer deux niveaux de fissuration, deux tiers de ces mêmes éprouvettes ont été réparées par deux techniques différentes (le collage d'une plaque en composite dans la face tendue ou l'insertion d'une tige en composite collée dans la zone tendue de la section transversale de l'éprouvette en BA),
- des **essais jusqu'à la résistance ultime** (Chapitre 4) pour étudier le comportement des éprouvettes renforcées. Pour l'analyse de l'évolution de l'endommagement interne des éprouvettes, l'émission acoustique a été sollicitée.

CHAPITRE 3: ESSAIS PRELIMINAIRES ET DE PRE-FISSURATION

3.1. Introduction

Dans ce chapitre les résultats des essais préliminaires et des essais de pré-fissuration sont présentés et comparés aux résistances théoriques par rapport au calcul de déformation, au moment fléchissant et à l'effort tranchant ultime.

Les buts principaux de chaque essai sont rappelés :

- déterminer la longueur des éprouvettes la plus appropriée pour les essais préliminaires,
- produire une fissuration (deux niveaux différents par rapport à l'ouverture des fissures) pour étudier l'influence du degré de fissuration avant de faire la réparation des poutres (Chapitre 4).

3.2. Estimation des résistances

3.2.1. Calcul des déplacements (Résistance de service)

Pour calculer le comportement à l'état de service d'une poutre soumise à une charge croissante, après une maturité supérieure à 28 jours, il y a deux étapes à considérer [FUN_87] :

1er étape : Avant la fissuration du béton, le calcul peut être fait selon les règles de la résistance des matériaux car la structure se trouve dans le domaine élastique. Le module d'élasticité E_c étant connu, il est possible de calculer le moment d'inertie de la section totale homogénéisée (I_g), en tenant compte de la section totale du béton ainsi que des armatures avec le coefficient d'équivalence n ($n_s=E_s/E_c$) et des matériaux composites avec n_f ($n_f=E_{ftp}/E_c$).

2ème étape : le béton est fissuré. La poutre peut être considérée dans le domaine élastique mais les déformations ne peuvent plus être appréciées en déterminant, comme pour l'étape précédente, la rigidité E_cI_g, mais plutôt en utilisant un moment d'inertie équivalent de la section fissurée homogénéisée. L'ACI propose l'équation empirique (3.1) suivante :

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \left(I_g - I_{cr}\right) \leq I_g \tag{3.1}$$

Avec :

I_{cr} est le moment d'inertie de la section de béton fissurée déterminé par l'équation (3.2),

M_{cr} est le moment de flexion qui correspond à l'apparition des premières fissures [$M_{cr}=f_{ctm}\cdot I_g/(h-y)$],

M_a est le moment de flexion maximal dû au chargement déterminé au milieu de la poutre [M_a *(Flexion 3 Points)*$=Q\cdot L/4$; M_a *(Flexion 4 Points)*$=Q\cdot L/6$].

$$I_{cr} = \frac{by^3}{3} + nA_{s1}(d-y)^2 + n_f A_f (d_f - y)^2 + (n-1)A_{s2}(y-d')^2 \tag{3.2}$$

y est déterminé par l'équation quadratique suivante (3.3) :

$$\frac{b}{2}y^2 + \left[nA_{s1} + n_f A_f + (n-1)A_{s2}\right]y - \left[nA_{s1}d + n_f A_f d_f + (n-1)A_{s2}d'\right] = 0 \tag{3.3}$$

Le **Tableau 3-1**, page 110, présente les calculs du moment critique (M_{cr}) et de la rigidité de la section totale (E_cI_g) et de la section fissurée (E_cI_{cr}) pour la condition critique. Le coefficient d'équivalence n permet d'utiliser le module d'élasticité du béton (à 28 jours) pour toutes les conditions (n_s et n_f), les barres en acier lisses (n) et les matériaux composites (n_f).

Il est estimé que ces équations peuvent être appliquées aux éprouvettes avec des armatures constituées de barres en acier lisses et renforcées par des matériaux composites parce il est pris en considération les propriétés des matériaux (acier et matériaux composites) avec l'utilisation des coefficients

d'équivalence (n et n_f).

En comparant ces résultats, l est possible de constater que la rigidité de la poutre augmente grâce à la présence du matériau composite.

Pour la section totale non fissurée, l'augmentation de la rigidité due au collage de la plaque est de 14,66%. Il existe, aussi, une augmentation moins significative due à l'insertion de la tige en carbone (2,87%) et de la tige en verre (0,46%). Les calculs de la rigidité en flexion de la section fissurée démontrent que la présence du composite accroît la rigidité des poutres en BA fissurée de 103,15% pour la plaque, de 58,20% pour la tige en carbone et de 22,92% pour la tige en verre.

Tableau 3-1 Rigidité en flexion pour les différentes conditions du renfort des poutres.

Eprouvettes	*n*	*Section Totale*				*Section fissurée*				
		y (mm)	E_cI_g *(N·mm²)*	M_{cr} *(kN·m)*	*Augmentation de EI par rapport à BA (%)*	*y (mm)*	I_{cr} *(mm⁴)*	E_cI_{cr} *(N·mm²)*	*Augmentation de EI par rapport à BA (%)*	*Diminution de EI (%)*
Béton Armé (BA)	7,28	81,18	8,49E11	1,14	-	40,40	9,18E6	2,52E11	-	70,26
BA+plaque en carbone	4,81	85,34	9,73E11	1,38	14,66	56,46	1,87E7	5,13E11	103,15	47,31
BA+tige en carbone	4,55	83,33	8,73E11	1,20	2,87	56,01	1,45E7	3,99E11	58,20	54,26
BA+tige en verre	1,53	81,52	8,53E11	1,15	0,46	47,00	1,13E7	3,10E11	22,92	63,61

La fissuration de la poutre en BA diminue la rigidité de 70,26% (voir dernière colonne du **Tableau 3-1**). Cette diminution est moins importante pour les poutres en BA renforcées par les composites.

A partir de ces calculs la déformation au milieu de la poutre est déterminée en sachant que pour un essai de flexion 3 points cette déformation (δ) est égale à $QL^3/(48E_cI_e)$ et pour nos conditions d'essai en flexion 4 points la déformation au milieu de la poutre est égale à $\delta = 23QL^3/(648E_cI_e)$.

La **Figure 3-1** montre les graphiques de la force appliquée (Q) en fonction de la flèche attendue (δ) au centre des poutres P1-64 et P3-64. La poutre P1-64 est chargée en flexion 4 points avec une distance libre entre les appuis (L) de 480mm, tandis que la poutre P3-64 est testée en flexion 3 points avec une distance libre entre les appuis de 560mm. Ces courbes vont être comparées aux résultats expérimentaux correspondants (voir §3.3.1.1. page 117).

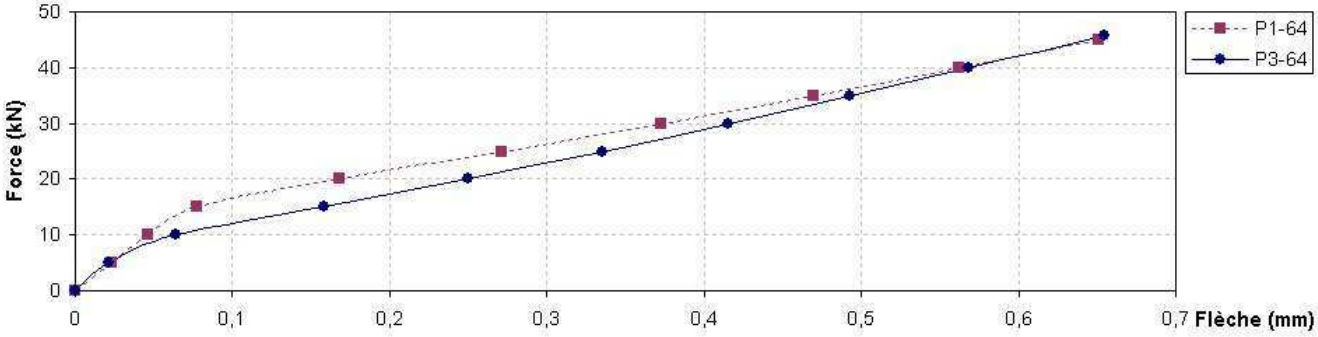


Figure 3-1 Graphes de la force (Q) en fonction de la flèche (δ) estimés pour les poutres courtes P1-64 et P3-64.

La **Figure 3-2** montre les graphiques de la force appliquée (Q) en fonction de la flèche attendue (δ) au centre des séries de poutres P-64, P-96 et P-128. Les trois séries sont testées en flexion 3 points avec

des valeurs respectives de *L* (distance libre entre les appuis) de 560mm, 880mm et 1200mm. Ces courbes sont comparées aux résultats expérimentaux des séries P-96 (voir **Figure 3-14**, page 121) et P-128 (voir **Figure 3-18**, page 123).

Le comportement des poutres renforcées par les trois matériaux composites (plaque en carbone, tige en fibres de verre et tige en fibre de carbone) a également été déterminé. Ces poutres ont été testées en flexion 3 points (*L=560mm*).

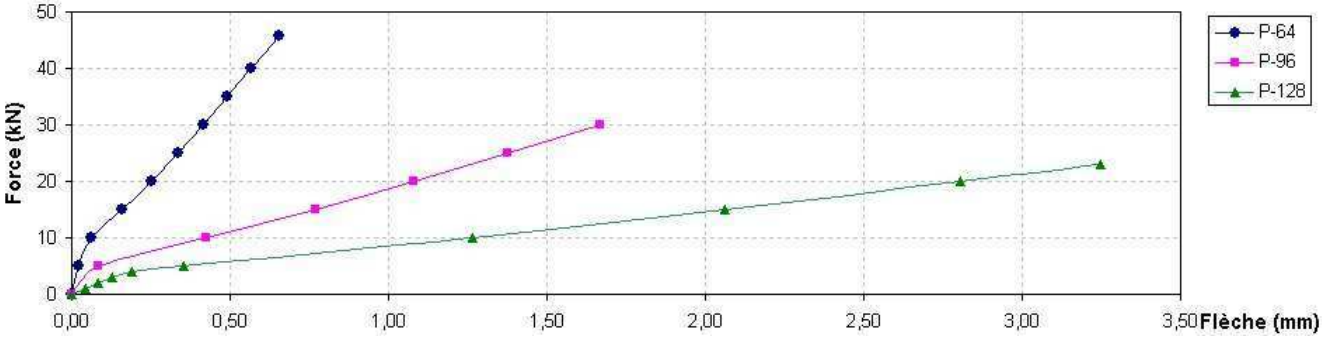


Figure 3-2 Graphes de la force (Q) en fonction de la flèche (δ) estimés pour les séries des poutres P-64, P-96 et P-128.

Le **Tableau 3-2** montre les résultats du calcul du moment d'inertie équivalent (I_e) de la section fissurée homogénéisée ainsi que la flèche estimée au milieu de la portée pour chaque groupe de poutres (flexion trois points, $\delta = QL^3/(48E_cI_e)$). Pour la détermination de I_e, l'équation (3.1) est utilisée, avec les valeurs indiquées dans le **Tableau 3-1** : du moment d'inertie de la section fissurée (I_{cr}), du moment de flexion qui correspond à l'apparition des premières fissures (M_{cr}) et du moment d'inertie de la section totale homogénéisée (I_g). Toutes ces éprouvettes possèdent la même longueur (640mm), pour cela le moment de flexion maximal dû au chargement ($M_a=QL/4$) est le même pour tous les groupes.

Tableau 3-2 Valeurs des moments d'inertie équivalents et des déformations au milieu de la portée.

Q (kN)	M_a (kN-m)	Béton Armé (BA)		BA + plaque en carbone		BA + tige en carbone		BA + tige en verre	
		I_e (mm^4)	Flèche (mm)	I_e (mm^4)	Flèche (mm)	I_e (mm^4)	Flèche (mm)	I_e (mm^4)	Flèche (mm)
0	0,00	3,09E+07	0,00	3,54E+07	0,00	3,18E+07	0,00	3,10E+07	0,00
10	1,40	2,08E+07	0,06	3,46E+07	0,04	2,54E+07	0,05	2,21E+07	0,06
20	2,80	1,06E+07	0,25	2,06E+07	0,13	1,59E+07	0,17	1,26E+07	0,21
30	4,20	9,61E+06	0,42	1,92E+07	0,21	1,49E+07	0,27	1,17E+07	0,34
40	5,60	9,37E+06	0,57	1,89E+07	0,28	1,47E+07	0,36	1,15E+07	0,46
50	7,00	9,28E+06	0,72	1,88E+07	0,35	1,46E+07	0,46	1,14E+07	0,59
60	8,40	9,24E+06	0,86	1,87E+07	0,43	1,46E+07	0,55	1,13E+07	0,70
70	9,80			1,87E+07	0,50	1,46E+07	0,64	1,13E+07	0,82
80	11,20			1,87E+07	0,57	1,46E+07	0,73	1,13E+07	0,94
90	12,60			1,87E+07	0,64	1,45E+07	0,82	1,13E+07	1,06
100	14,00			1,87E+07	0,71	1,45E+07	0,92	1,13E+07	1,18
110	15,40			1,87E+07	0,78	1,45E+07	1,01	1,13E+07	1,30

La **Figure 3-3** montre les graphiques de la force appliquée (*Q*) et de la flèche attendue (δ) au milieu de quatre séries de poutres pendant l'état de service. Ces séries de poutres correspondent au poutres : i) en

béton armé sans un renfort en composite, ii) en béton armé renforcée par le collage d'une plaque en composite, iii) en béton armé renforcée par l'insertion d'une tige en carbone et iv) en béton armé renforcée par l'insertion d'une tige en verre. Les quatre séries sont testées en flexion 3 points avec la même valeur de *L* égale à 560mm. Ces courbes sont comparées aux résultats expérimentaux des poutres renforcées par le collage d'une plaque en carbone (voir **Figure 4-53**, page 175) par l'insertion d'une tige en fibres de carbone (voir **Figure 4-48**, page 168) et par l'insertion d'une tige en fibres de verre (voir **Figure 4-47**, page 168).

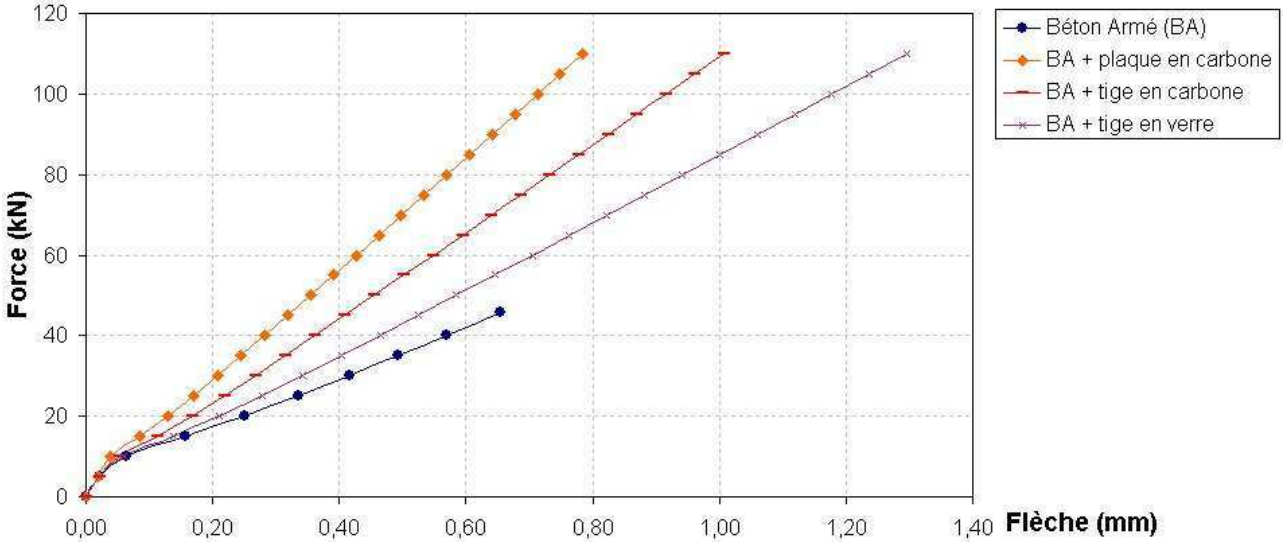


Figure 3-3 Graphes de la force (Q) en fonction de la flèche (δ) estimés pour les séries des poutres renforcées par des matériaux composites.

3.2.2. Moment fléchissant ultime de la poutre en Béton Armé

Avec les méthodes de calcul recommandées par l'EUROCODE 2, le BAEL et l'ACI (§1.6.1. page 57) le calcul du moment fléchissant ultime (M_u) des éprouvettes en béton armé a été réalisé. Cette valeur (M_u) permet d'estimer la valeur maximale attendue de la résistance de chaque éprouvette lors des essais. Ce procédé est déterminant pour la conception des éprouvettes et pour la vérification de la machine d'essai de flexion à utiliser en relation à sa capacité maximale et la rupture théorique attendue des éprouvettes.

Dans le **Tableau 3-3**, on observe que les valeurs de moment fléchissant ultime (M_u) déterminées à partir des trois codes, sont proches. Les chargements maximaux (***Q***) attendus par rapport au type d'essai (flexion 3 poins ou 4 points) et à la longueur des éprouvettes sont également présentés.

Tableau 3-3 Moments ultimes (M_u) et charges maximales (Q_u) attendues lors des essais.

Codes	λ	η	f_{cd}[1]	***x (mm)***	***M_u (kN-m)***	***$Q_{u\ 3points}$ (kN)***			***$Q_{u\ 4points}$ (kN)***
						L=128cm	*96cm*	*64cm*	*L= 64cm*
EC2	0,80	1,00	21,0	36,26	6,54	23,36	31,15	46,73	81,78
BAEL	0,80	1,00	21,0	29,46	6,37	22,76	30,35	45,52	79,66
ACI	0,85	0,85	21,0	30,75	6,31	22,53	30,04	45,05	78,85
Moyenne					**6,41**	**22,88**	**30,51**	**45,77**	**80,09**
Ecart type					0,12	0,43	0,58	0,86	1,51

[1] Des essais réalisés f_{cd}=f_{cm}, car les essais vont être réalisés jusqu'à la rupture.

3.2.3. Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en Béton Armé

La prévision de la contribution des armatures est estimée d'une façon identique par les méthodes expliquées dans la section 1.6.2. (page 60), l'EC2 et le BAEL 91 dans le cas où les armatures transversales sont positionnées verticalement. L'ACI 318-89 n'utilise pas le coefficient 0,9 pris en compte par les autres deux codes.

Par contre, les formules concernant la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant sont différentes : dans le BAEL 91 et l'ACI 318-89. La contribution des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant n'est pas prise en compte ce qui est le cas pour l'EC2 (paramètre ρ_1).

L'effort tranchant résistant est indépendant de la longueur de la poutre, le **Tableau 3-4** montre les valeurs estimées par les 3 méthodes expliquées dans le chapitre précédent. Si la charge maximale supportée par les éprouvettes est considérée (**Tableau 3-3**, page 113), on constate que pour tous les essais de flexion 3 points la charge maximale résistante ($Q_{u3\ points}$) est inférieure à la celle déterminée pour l'effort tranchant ($Q_{u\ ET}$). Cependant pour l'essai de flexion 4 point la $Q_{u4\ points}$ est supérieure à $Q_{u\ ET}$. Il est possible de conclure que les éprouvettes testées en flexion 4 points vont être endommagées par cisaillement et celles testées en flexion 3 points par flexion. De toute façon, il est judicieux de réaliser les essais pour vérifier que le comportement n'est pas altéré dû à la petite échelle des éprouvettes.

Tableau 3-4 Efforts tranchants résistants des éprouvettes vis-à-vis de l'ELU.

Contribution	**EC2 (kN)**	**BAEL (kN)**	**ACI (kN)**	**Moyenne**	**Ecart type**
Béton ($V_{Rd,c}$)	10,80	9,74	8,21	9,58	1,30
Armature ($V_{Rd,s}$)	20,30	20,30	22,55	21,05	1,30
V_{Rd}	31,10	30,04	30,76	30,63	0,54
$Q_{u\ ET}$	62,20	60,08	61,52	**61,27**	**1,08**

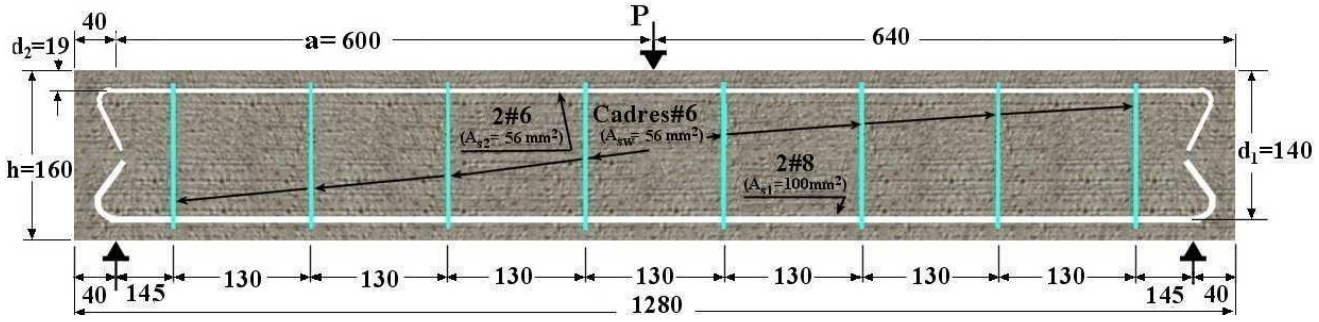
Dans la section suivante, la méthodologie des essais suivie lors de la partie expérimentale de cette étude est présentée.

3.3. Essais préliminaires

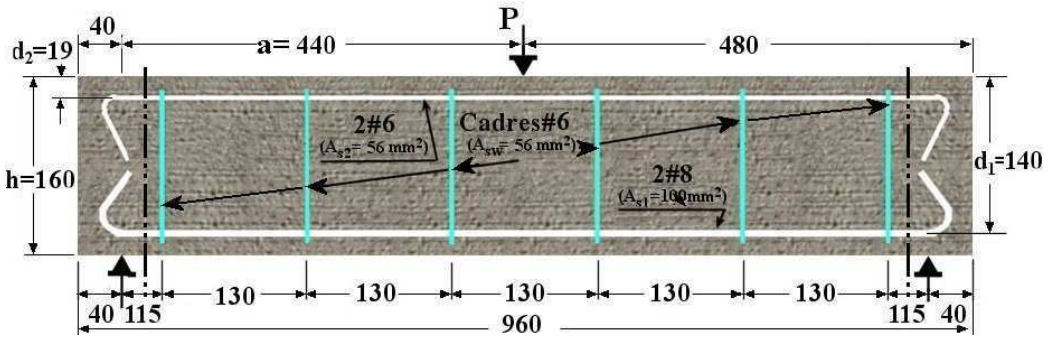
Neuf éprouvettes rectangulaires en béton armé ont été construites pour les essais préliminaires. Elles sont détaillées dans le **Tableau 3-5**, toutes les éprouvettes ont la même section transversale de 80mm x 160mm (larguer x hauteur).

Tableau 3-5 Eprouvettes des essais préliminaires (dimensions en mm).

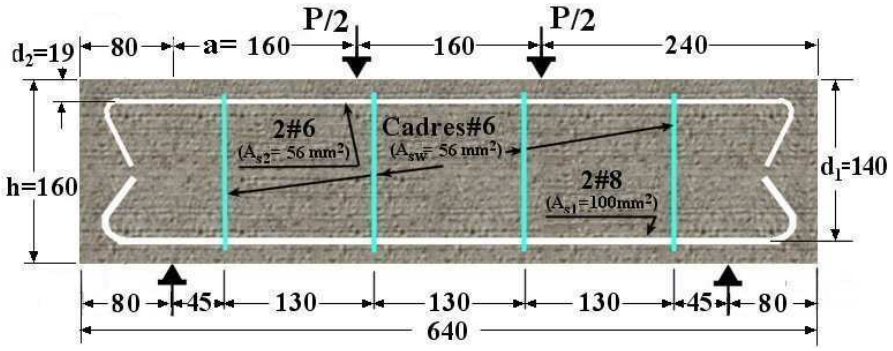
Dimensions des éprouvettes



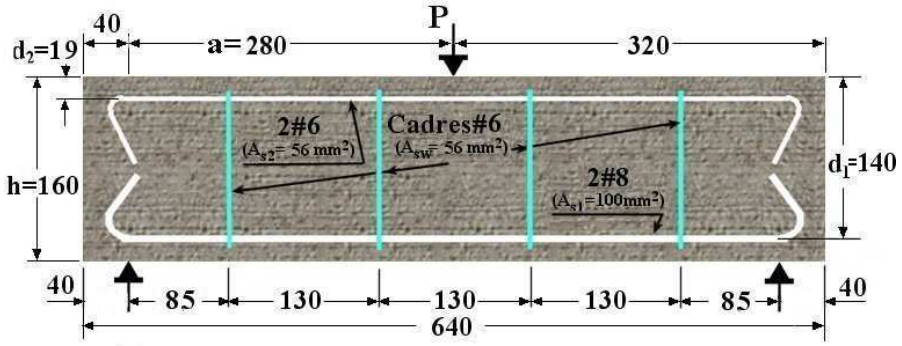
Eprouvettes : P1-128 ; P2-128 et P3-128 testées en flexion 3 points.



Eprouvettes : P1-96 ; P2-96 et P3-96 testées en flexion 3 points.



Eprouvette : P1-64 testée en flexion 4 points.



Eprouvettes : P2-64 et P3-64 testées en flexion 3 points.

Le premier objectif a été de vérifier le type d'essai de flexion à réaliser. La flexion 4 points produit un état de flexion pure entre les deux appuis supérieurs mais l'estimation de la résistance ultime nous indique que l'endommagement est produit par cisaillement pour l'éprouvette de 64cm de longueur. Pour vérifier ce résultat théorique une seule éprouvette a été testée (i.e. P1-64) avec cette configuration.

Une fois cette vérification effectuée tous les essais ont été réalisés en configuration de flexion 3

Il est rappellé que les essais de flexion quasi-statique sont réalisés par cycles où la vitesse de chargement appliquée aux éprouvettes est de 0,01mm/s pour les trois premiers cycles et de 0,02mm/s pour les cycles restants. Les paramètres des ces essais sont expliqués en détails dans la section 2.3.7.3. (page 96). Lors des trois premiers cycles de chargement il a été décidé d'appliquer une vitesse inférieure à la vitesse finale, pour ne pas perturber la réponse de l'éprouvette.

Les essais sont arrêtés lorsque le palier plastique est atteint parce que ce comportement indique que la structure ne va pas atteindre une capacité portante supérieure à celle-ci. C'est une caractéristique du comportement ductile d'une rupture par flexion.

Dans les paragraphes suivants les résultats obtenus par les essais préliminaires sont présentés et regroupés par rapport à la longueur des éprouvettes testées. Une comparaison des résultats selon leurs longueurs est effectuée. Des photographie des poutres fissurées sont présentées ave les courbes force-flèche. Les résistances ultimes qui ont été estimées par les différentes méthodes de calcul sont également présentées.

3.3.1. Résultats des essais préliminaires

La **Figure 3-4** précise les noms des faces de l'éprouvette adoptés pour ce document, les faces ont été nommées en accord avec leur orientation.

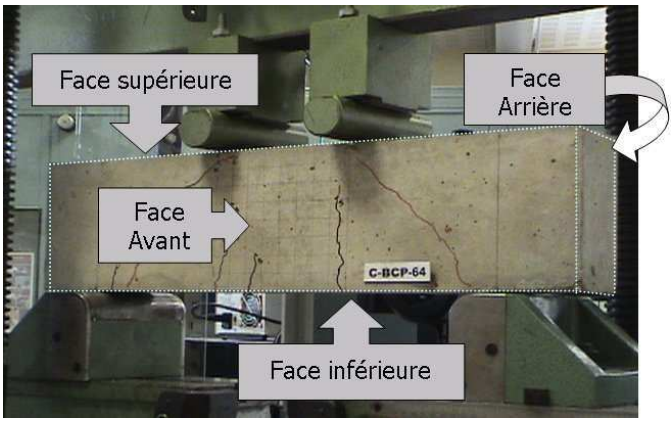


Figure 3-4 Définition des faces de l'éprouvette.

- Face avant : sur laquelle l'apparition et/ou la propagation des fissures sont suivies par rapport au chargement.
- Face inférieure : sur laquelle repose l'éprouvette.
- Face arrière : qui est opposée à la face avant et sur laquelle nous observons aussi l'apparition des fissures et leur grandissement en utilisant le microscope à longue distance.

- Face supérieure : sur laquelle le chargement est appliqué.

3.3.1.1. Eprouvettes avec une longueur de 640mm

Eprouvette P1-64

L'essai a été effectué sur la poutre référencée P1-64 en configuration de flexion 4 points. La courbe force-flèche est présentée à la **Figure 3-5**.

La valeur estimée de la charge ultime par flexion (**Tableau 3-3**/80,09kN (résistance ultime par moment fléchissant), page 113) est inférieure à la valeur réelle ultime trouvée lors de l'essai (**Figure 3-5**) car la ruine de l'éprouvette est due aux efforts tranchants. La valeur moyenne estimée de l'effort tranchant correspond à une contrainte de 30,64kN (**Tableau 3-4**, page 113), valeur qui représente une charge ultime de 61,27kN. Il existe une différence 2,15% entre la résistance réelle de l'éprouvette et la charge ultime par effort tranchant.

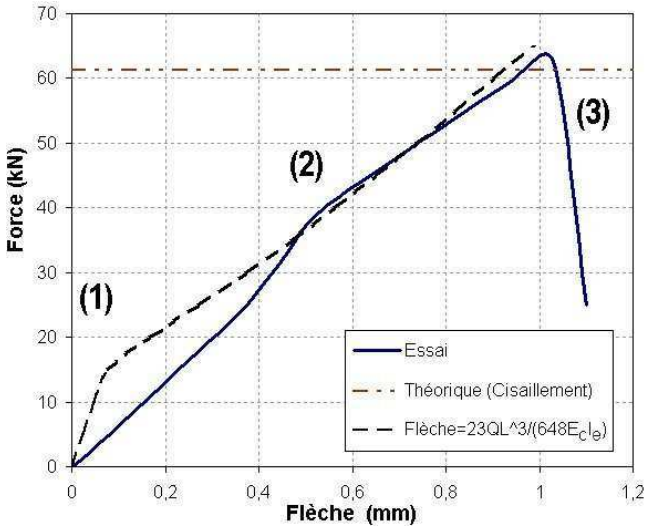


Figure 3-5 Graphique de l'éprouvette P1-64.

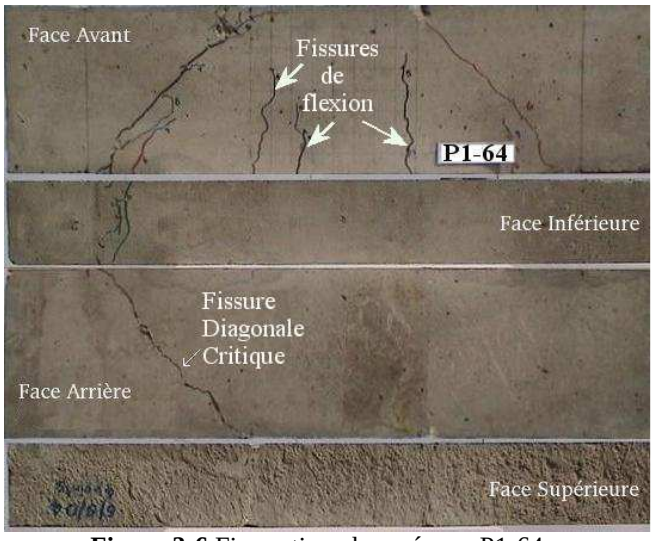


Figure 3-6 Fissuration observée sur P1-64.

Concernant l'endommagement il a été observé :

- Les premières fissures ont été détectées lors du 5ème cycle de charge avec une force de 32,2kN et une flèche au milieu de la poutre de 0,48mm. Elles sont plutôt localisées au centre de l'éprouvette (**Figure 3-6**).
- Une fissure oblique à 45° qui a traversé complètement la poutre et qui représente l'effondrement de sa résistance. Cette fissure est due à une contrainte principale oblique (CO). Ainsi, la phase (1) de la **Figure 3-5**, page 117, correspond au comportement de la poutre non fissurée. La phase (2) correspond à la contribution des armatures de la zone tendue et à la contribution des armatures transversales verticales responsables de la résistance à l'effort tranchant. La résistance ultime réelle de l'éprouvette est de 62,59kN lorsque la flèche est de 1,01mm. Sur la fin du graphique (3), on observe clairement une rupture fragile de l'éprouvette sans la plastification des armatures tendues, ce comportement est dû à la contrainte principale

oblique, avec une déformation très faibles de l'éprouvette (1,01mm).

Pour éviter ce type de rupture catastrophique il a été décidé de changer la configuration des essais de flexion 4 points à flexion 3 points. Le reste des éprouvettes sont testées avec cette configuration afin d'espérer un endommagement par flexion.

Eprouvette P2-64

Le deuxième essai a été réalisé en flexion 3 points mais une erreur de réglage de la vitesse de chargement n'a pas permis d'exploiter pleinement cette tentative. En effet, la vitesse a été 10 fois plus grande que celle souhaitée. Cela a produit un endommagement avec peu de fissures mais plus étendues (**Figure 3-7**). Aucune fissure oblique n'a été constatée. Il n'y a pas eu assez de données pour construire la courbe de la force-flèche de cet essai.

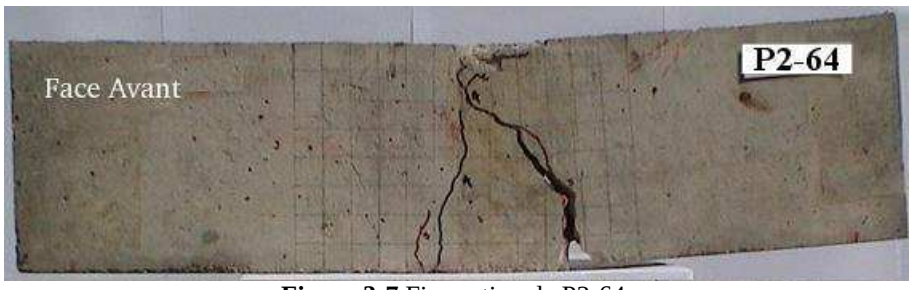


Figure 3-7 Fissuration de P2-64.

Eprouvette P3-64

Les premières fissures au nombre de cinq ont été observées (**Figure 3-8**) pendant le 4ème cycle pour laquelle la force appliquée était de 22,12kN et la flèche réelle de la poutre de 0,22mm. Cette fissuration indique la limite de la phase (1) de la **Figure 3-9**. La phase (1) correspond au comportement linéaire élastique de la poutre avant la fissuration. La phase (2) correspond à la résistance de la section fissurée. Les fissures de flexion ont augmenté de longueur et se sont ouvertes. La différence entre la déformation calculée et la réelle peut être à cause du glissement de l'armature tendue (2 barres lisses).

Les deux fissures les plus près des appuis sont des fissures de cisaillement par flexion (**Figure 3-8**, **FCF**). La phase (3) montre la plastification des armatures tendues. Ces trois phases correspondent à la rupture classique d'une poutre en BA due à un chargement en flexion (voir §2.3.6. page 93). La moyenne de l'écart entre les fissures sur la face inférieure de l'éprouvette est de 80mm.

La résistance ultime de l'éprouvette est de 48,45kN. Cette valeur est 5,5% supérieure à la valeur moyenne de la résistance ultime estimée par flexion pure. Des résultats très similaires à ceux-ci ont été aussi constatés par l'ESTP. La résistance moyenne des deux éprouvettes qu'ils ont testées était de 45,0kN.

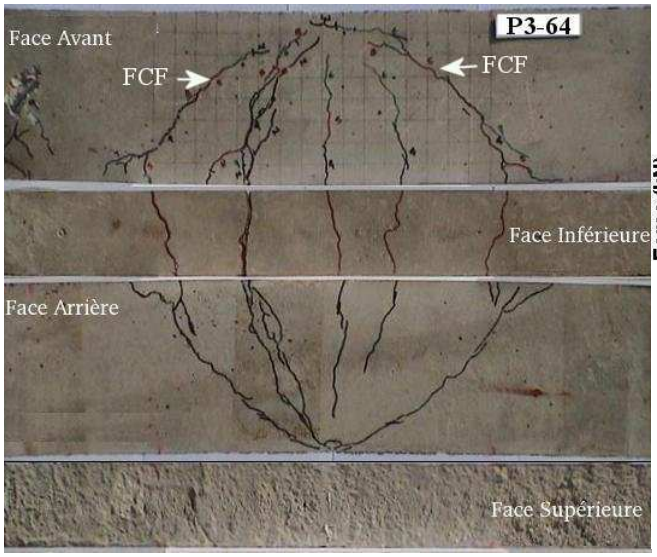


Figure 3-8 Fissuration observée sur la P3-64.

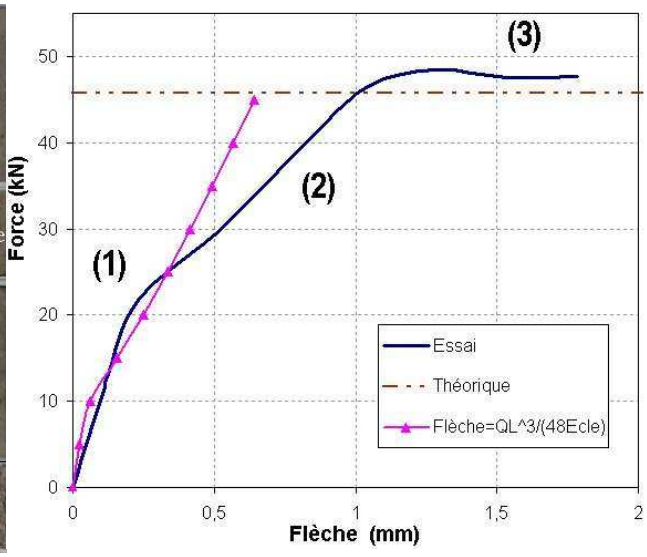


Figure 3-9 Graphique de l'éprouvette P3-64.

Les résultats obtenues de l'essai de l'éprouvette P1-64 testée en flexion 4 points et ceux de l'éprouvette P3-64 testée en flexion 3 points sont présentés dans la **Figure 3-10**. Il est possible d'observer que la résistance ultime de P1-64 est plus importante que celle de P3-64. Pourtant la rupture de la poutre P1-64 est très fragile et sa déformation ultime au milieu de la poutre est minimale avant sa

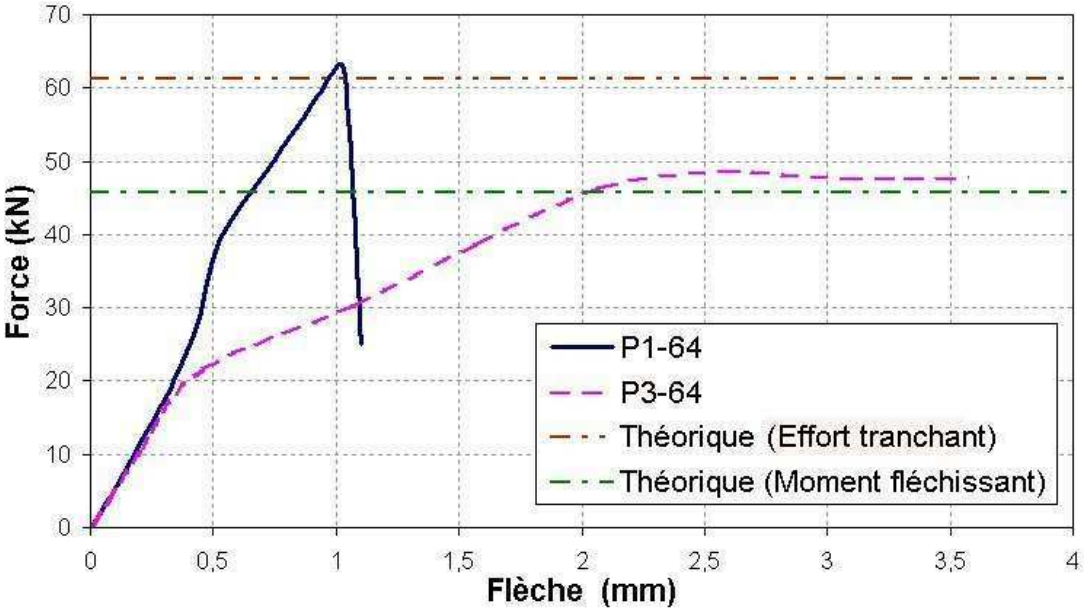


Figure 3-10 Comparaison des essais préliminaires des éprouvettes de 640mm de longueur.

ruine.

La rupture due à la contrainte principale oblique de la poutre P1-64 était prévue car la résistance ultime estimée par rapport au moment fléchissant est 23,5% supérieure à sa résistance ultime estimée par rapport à l'effort tranchant. En plus, le ratio d'élancement (**Tableau 3-5, a/h**, page 115) de P1-64 est égal à 1,0 ; condition favorable pour la rupture trouvée [NAW_88, page 162].

La bibliographie indique que pour prévoir une rupture par flexion en prenant en compte le ratio d'élancement, celui-ci doit être supérieur à 5,5 pour un chargement concentré. Pour arriver à la rupture

des éprouvettes par flexion (endommagement ductile), il a été décidé de changer la configuration de tous les essais vers la flexion 3 points. Parce que la configuration de flexion 3 points permet d'obtenir la valeur maximale de "**a**" en utilisant les éprouvettes fabriquées, en plus la résistance ultime au moment fléchissant avec cette configuration d'essai est moins importante qu'en flexion 4 points (**Tableau 3-3**, page 113).

Dans le paragraphe suivant les mécanismes de rupture observée lors des essais des éprouvettes avec une longueur de 960mm sont présentés.

3.3.1.2. Eprouvettes avec une longueur de 960mm

Trois éprouvettes d'une longueur de 960mm (P1-96, P2-96 et P3-96) ont été chargées en flexion 3 points. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

Eprouvette P1-96

Pour cette éprouvette les deux premières fissures de flexion ont été observées pendant le deuxième cycle de chargement pour une force de 10,0kN (phase 1). Pendant les cycles suivants, de nouvelles fissures sont apparues et les fissures existantes ont augmenté leur longueur et leur ouverture (**Figure 3-11**), ce comportement correspond comme précédemment à la phase 2 de l'endommagement typique par flexion. Toutes les fissures sont concentrées au tiers central de la longueur libre entre appuis, tous les résultants indiquent que la ruine de l'éprouvette est due à la rupture par flexion.

La résistance ultime de l'éprouvette P1-96 mesurée lors de l'essai est de 27,5kN, cette valeur est 9,7% inférieure à la moyenne estimée de la résistance ultime par flexion (**Tableau 3-3**, page 113). La moyenne de l'écartement entre les fissures sur la face inférieure était de 70mm. La courbe de la force résistante de la poutre en fonction de sa flèche au milieu de la longueur libre entre appuis est illustrée à la **Figure 3-14** (page 121).

Figure 3-11 Fissuration finale de l'éprouvette P1-96.

Eprouvette P2-96

Pour cette éprouvette six fissures sont apparues pendant le quatrième cycle de chargement avec une force de 15,0kN (phase 1). Pendant les cycles suivants, les mêmes fissures ont augmenté de longueur et de largeur (phase 2). La moyenne de l'écartement entre les fissures sur la face inférieure était de 50mm (**Figure 3-12**).

La résistance ultime de l'éprouvette P2-96 mesurée lors de l'essai était de 22,5kN, cette valeur est 26,2% inférieure à la moyenne calculée (**Tableau 3-3**, page 113). La moyenne de l'écartement entre les

fissures sur la face inférieure était de 50mm. La courbe de la force résistante de la poutre en fonction de sa flèche au milieu de la longueur libre entre appuis est présentée à la **Figure 3-14**.

Figure 3-12 Fissuration finale de l'éprouvette P2-96.

Eprouvette P3-96

Pour cette éprouvette quatre premières fissures ont été observées dans le quatrième cycle pour une force de 23,8kN (phase 1). Pendant les cycles suivants, deux nouvelles fissures sont apparues et les fissures existantes ont augmenté de longueur et de largeur (phase 2).

La résistance ultime de l'éprouvette P2-96 mesurée lors de l'essai était de 33,5kN, cette valeur est 8,92% supérieure à la moyenne théorique (**Tableau 3-3**, page 113). La moyenne de l'écartement entre les fissures sur la face inférieure était de 80mm. La courbe de la force résistante de la poutre en fonction de sa flèche au milieu de la longueur libre entre appuis est présentée à la **Figure 3-14**.

Figure 3-13 Fissuration observée sur tous les côtés de P3-96.

La valeur moyenne des résistances ultimes de ce groupe P-96 (27,83kN) est 8,81% inférieure à la valeur moyenne des résistances ultimes calculés par les trois codes ($Q_{u\ 3points}$= *30,51kN*).

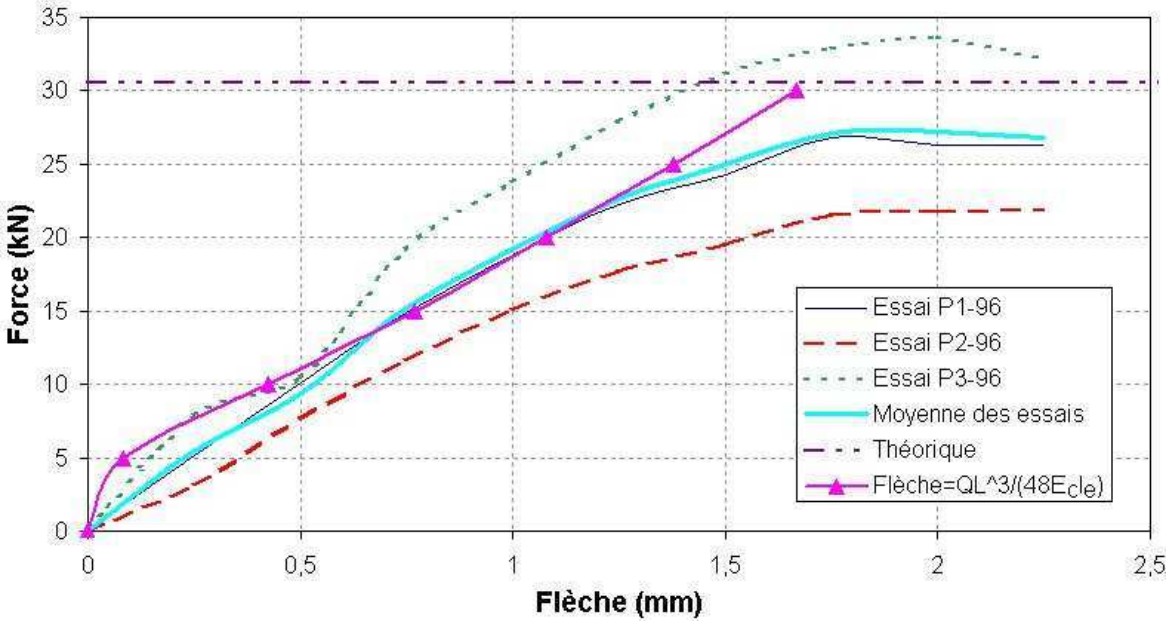


Figure 3-14 Graphiques des éprouvettes avec une longueur de 960mm et les résistances ultimes estimées.

3.3.1.3. Eprouvettes avec une longueur de 1280mm

Eprouvette P1-128

Pour cette éprouvette trois premières fissures ont été observées pendant le 5ème cycle avec une force de 12,8kN (phase 1). Pendant les cycles suivants (phase 2), les mêmes fissures ont augmenté de longueur et de largeur. De nouvelles fissures sont apparues lors du 8ème cycle. Comme le montre la **Figure 3-15**, la plupart des fissures sont concentrées dans le tiers central de la longueur libre entre appuis de la poutre. La ruine de cette éprouvette est due à la flexion, car les fissures sont concentrées dans la partie centrale et la courbe de la force en fonction de la flèche montre la plastification de l'armature tendue. La moyenne de l'écartement entre les fissures sur la face inférieure était de 65 mm.

La résistance ultime de P1-128 (24,1kN) lors des essais était 5,1% supérieure à la valeur moyenne estimée par flexion (**Tableau 3-3**, page 113). La courbe (force-flèche) est présentée à la **Figure 3-18**, page 123.

Figure 3-15 Fissuration finale lors de l'essai de la poutre P1-128.

Eprouvette P2-128

Sept fissures ont été observées pendant le 5ème cycle de chargement avec une force de 15,0kN (phase 1). Pendant les cycles suivants, les mêmes fissures ont augmenté de longueur et de largeur (phase 2). La moyenne de l'écartement entre les fissures sur la face inférieure était de 65mm (**Figure 3-16**).

La résistance ultime lors des essais était de 23,5kN, cette valeur est 2,6% supérieure à la valeur moyenne des résistances ultimes calculées par flexion. La force en fonction de la flèche est présentée à la **Figure 3-18**, page 123.

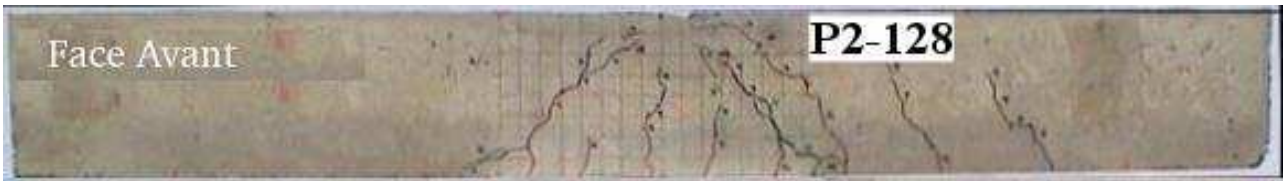


Figure 3-16 Fissuration finale lors de l'essai de la poutre P2-128.

Eprouvette P3-128

Dans la zone 1 de l'essai quatre fissures ont été observées lors du 5ème cycle avec une force de 14,1kN. Pendant la phase 2, les mêmes fissures se sont agrandies et quatre nouvelles fissures sont apparues. L'écartement entre les fissures sur la face inférieure a une moyenne de 85mm (**Figure 3-17**, page 123).

La résistance ultime de éprouvette P3-128 (23,3kN) est 1,8% supérieure à la valeur moyenne estimée.

Le graphique de la force en fonction de la flèche est présenté à la **Figure 3-18**.

Figure 3-17 Fissuration finale lors de l'essai de la poutre P3-128.

La résistance ultime moyenne de ce groupe P-128 est 23,63kN. Cette valeur a été correctement estimée par les méthodes : EUROCODE 2, BAEL et l'ACI (moment fléchissant), car la valeur moyenne des résistances réelles est de 3,2% supérieure à la valeur moyenne des celles estimées par le calcul ($Q_{u\ 3points} = 22{,}88\ kN$).

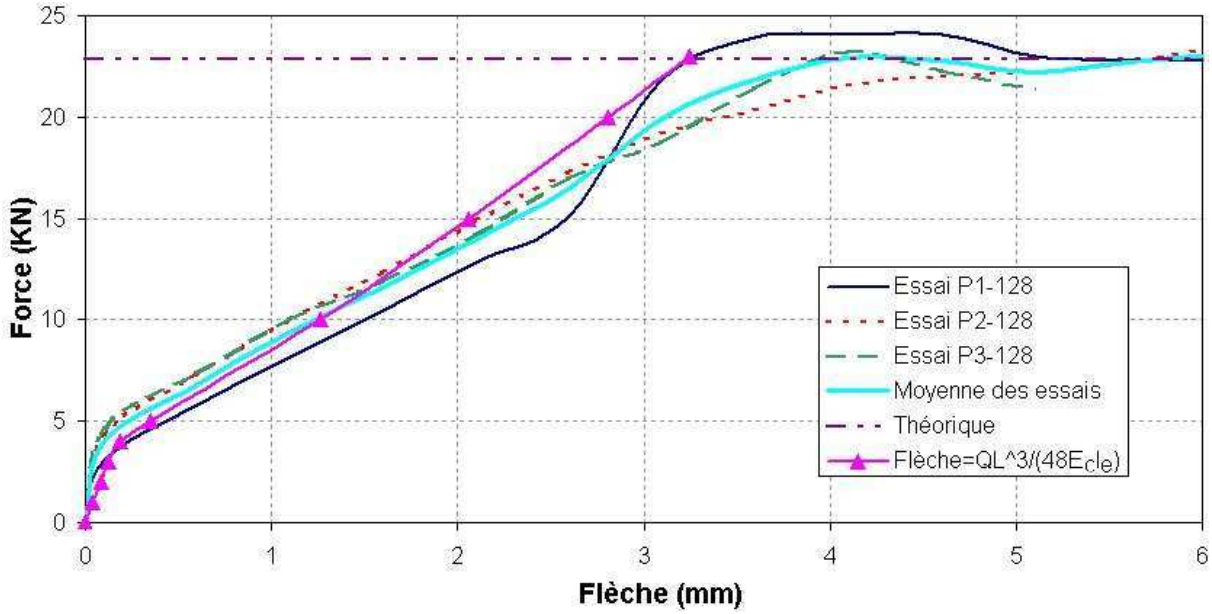


Figure 3-18 Graphiques des éprouvettes avec une longueur de 1280mm et les résistances ultimes estimées.

Les paragraphes suivants comparent les résultats des deux éprouvettes de 640mm de longueur testées en flexion 4 points et en flexion 3 points. Les résultats des essais pour les trois longueurs (640mm, 960mm et 1280mm) sont présentés en utilisant la courbe moyenne des résultats des trois éprouvettes correspondantes.

3.3.2. Analyses des résultats

Les résistances ultimes théoriques qui vont être considérées pour l'analyse des résultats est la valeur moyenne des résistances ultimes estimées par l'EUROCODE 2, le BAEL et l'ACI.

Pour analyser l'effet de la longueur des éprouvettes les courbes de la force en fonction de la flèche de l'éprouvette P3-64 et les courbes moyennes des résultats des groupes P-96 et P-128 sont rassemblées à la **Figure 3-19**, page 124.

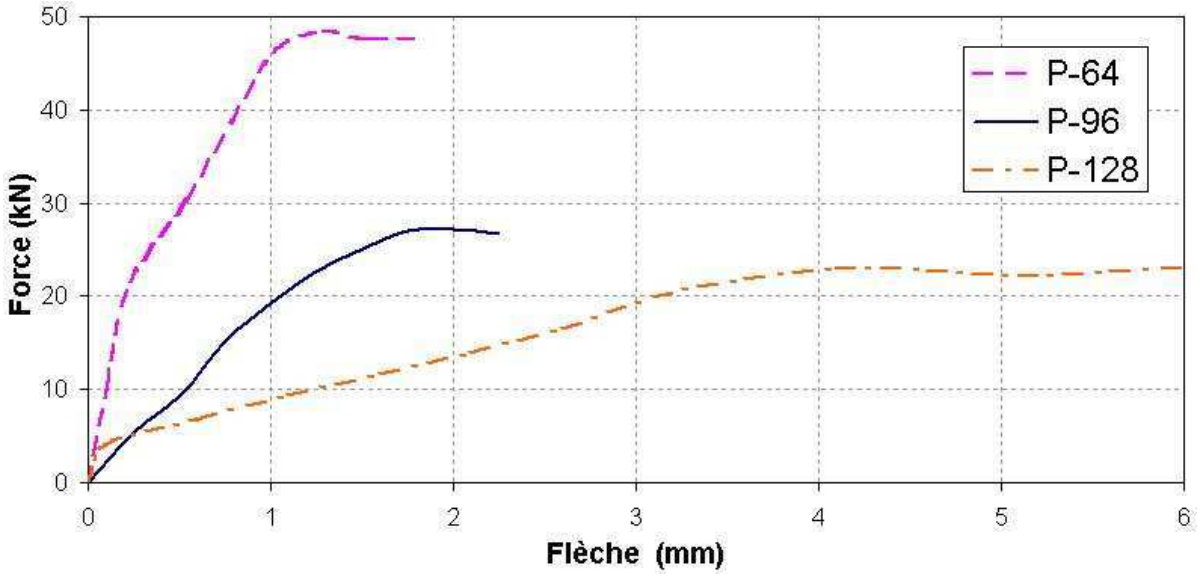


Figure 3-19 Comparaison des résultats des essais des éprouvettes avec 3 longueurs différentes.

Il a été constaté que même si le ratio d'élancement des éprouvettes est toujours inférieur à la valeur recommandée pour produire un mode de rupture du type flexion (a/h≥5,5) ; celle-ci a été toujours observée. La rupture par flexion a été l'endommagement déterminant car la résistance par flexion est inférieure à celle estimée pour l'effort tranchant, quantitativement, cette différence est de 50,20% et 62,66% respectivement pour le groupe P-96 et P-128. Pour les éprouvettes de 640mm longueur, la valeur théorique de la résistance ultime par flexion est aussi inférieure à celle estimée par effort tranchant (25,30%). La plastification des armatures tendues a été clairement reportée lors des essais.

Le **Tableau 3-6** présente le ratio d'élancement (*a/h*), les résistances ultimes expérimentales ($Q_{u\ Essais}$), les résistances estimées par l'EUROCODE 2 par rapport au moment résistance ultime ($Q_{u\ Théorique}$) et le pourcentage d'erreur des résistances ultimes.

Tableau 3-6 Bilan des résistances ultimes par rapport à la longueur des éprouvettes.

Longueur (mm)	***h (mm)***	***a (mm)***	***a/h***	***Mécanisme de rupture prédominant***	***$Q_{u\ moyenne}$ (kN)***	***$Q_{u\ Théorique}$ (kN)***	***% erreur de $Q_{u\ moyenne}$***
640	160	240	1,50	Flexion	**48,45**	**45,77**	**5,8%**
960	160	400	2,50	Flexion	**27,83**	**30,51**	**8,8%**
1280	160	520	3,25	Flexion	**21,60**	**22,88**	**5,3%**

A partir de ces résultats il est constaté que la plus petite des poutres peut être endommagée par flexion en donnant des résultats corrects pour évaluer la performance des deux techniques de réparation envisagées dans cette étude. Ce choix est conforté pour des raisons économiques, de maniabilité et de transport.

Dans le paragraphe suivant, une étude sur les fissures est présentée en analysant leur longueur, leur ouverture et leur orientation à partir des résultats des éprouvettes chargées en flexion 3 points. Les essais de pré fissuration sont abordés dans le dernier sous chapitre (§3.5. page 130).

3.4. Analyse des fissures

Pour chaque essai et pour chaque cycle les fissures ont été repérées afin d'obtenir leur nombre et leur longueur. Leur ouverture en fonction du chargement a été suivie pour quelques fissures. Enfin, leur direction a été expliquée par une approche utilisant la résistance des matériaux.

3.4.1. Longueur des fissures

Lors de la réalisation de chaque essai et pour chaque cycle, les fissures ont été repérées sur la face avant (**Figure 3-4**, page 116) en reportant leur trajectoire sur une feuille de papier. La **Figure 3-20**, la **Figure 3-21** et la **Figure 3-22** montrent l'évolution des fissures obtenues pendant les essais de flexion 3 points pour les trois groupes testées. L'apparition des fissures semble aléatoire mais dans le même temps elles respectent une distance minimale entre elles et aussi un chemin de propagation proche. Les fissures sont concentrées dans la zone centrale avec une largeur moyenne de 40cm (zone de fissuration). Les numéros indiqués sur les figures correspondent au numéro du cycle de chargement (**Tableau 3-7**, page 127).

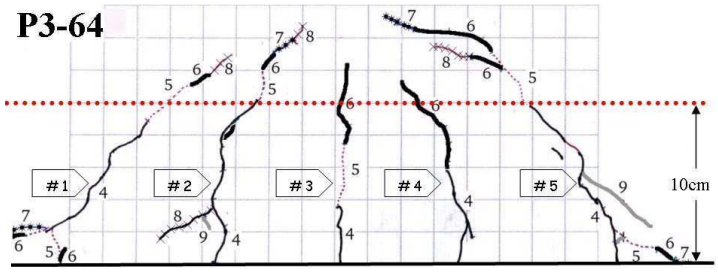


Figure 3-20 Propagation de la fissuration (groupe P-64).

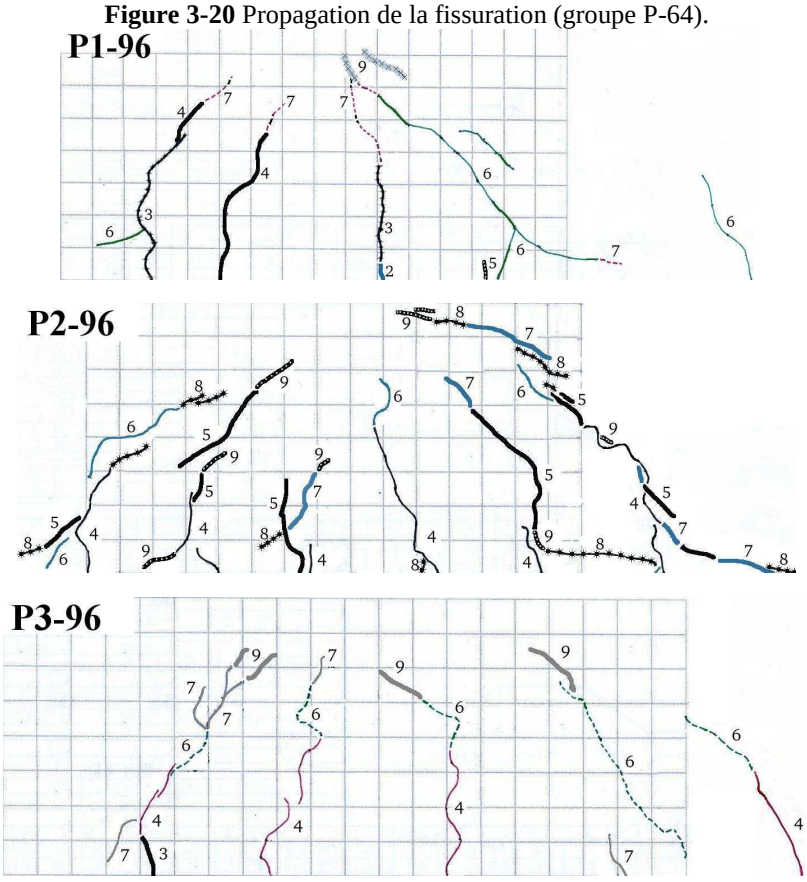


Figure 3-21 Propagation des fissures (groupe P-96).

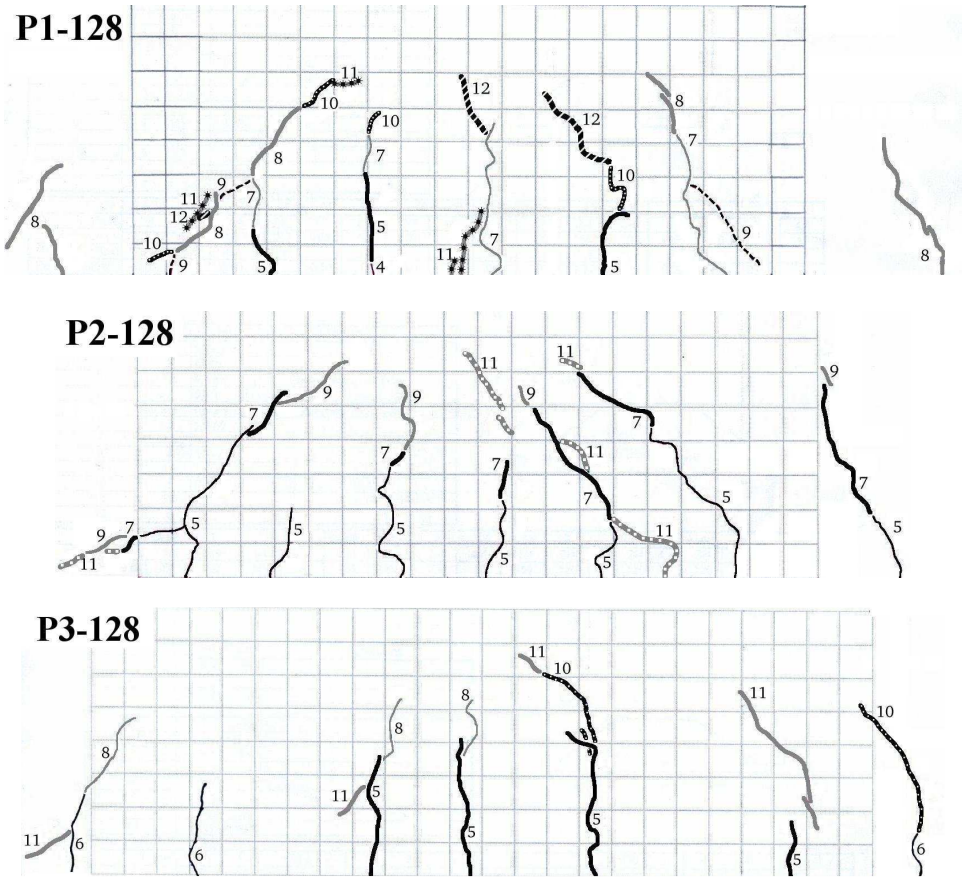


Figure 3-22 Propagation de la fissuration (groupe P-128).

Les longueurs des fissures des éprouvettes testées en flexion 3 points ont été analysées selon le groupe (P-64, P-96 et P-128). L'évolution de toutes les fissures, par rapport à leurs longueurs par cycle de chargement de chaque poutre, est résumée dans le **Tableau 3-7** (page 127). On y trouve quatre paramètres de la longueur des fissures. Ces paramètres sont :

(a) ***Longueur totale*** par groupe. Les résultats d'une seule poutre (P3-64) ont été considérés pour représenter le groupe P-64. La longueur totale cumulée est égale à 107,6mm. La longueur moyenne du groupe P-96 est de 108,33mm (écart-type = 34,53mm) et du groupe P-128 de 114,07mm (écart-type = 21,99mm). Une légère différence est constatée entre les valeurs moyennes des deux derniers groupes par rapport au P-64. Quantitativement cette différence est de 0,62% pour P-96 et de 6,01% pour P-128. A raison de cette faible différence et de la zone de fissuration, on estime qu'il est possible faire une comparaison en prenant en compte toutes les éprouvettes. Cette comparaison donne une valeur moyenne de la longueur totale égale à 110,69cm par poutre avec un écart type de 23,85cm.

(b) ***Nombre de fissures majeures :*** est considérée majeure toute fissure qui franchit un axe horizontal placé à 10cm de la face inférieure (**Figure 3-20**, page 125). Cette distance a été choisi car elle limite une zone tendue au-dessus de l'Axe Neutre (AN) de la section non fissurée de la poutre (AN≈13cm de la face inférieure). Il est constaté que 4 poutres (P1-96, P3-96, P1-128 et P3-128) possédaient 4 fissures majeures et les 3 autres (P3-64, P2-96 et P2-128) avaient 5 fissures majeures.

(c) ***Longueur moyenne des fissures*** moyenne (μ) de 19,67cm avec un écart type (σ) de 3,49cm.

(d) ***Indice de fissuration*** qui est le quotient du premier paramètre *(a)* en mm divisé par la distance entre les appuis inférieurs de chaque éprouvette (m), on a obtenu une μ =1,21 avec un σ = 0,43. Cette valeur indique le niveau de fissuration d'une structure (§1.3.1. **Tableau 1-2**, page 21). Par rapport à nos essais cet indice est très sensible, car même pour la fissuration de 10mm lors du 3er cycle de chargement de l'éprouvette P1-128 on observe que cette valeur est de 8,93 ; lequel indique un degré d'endommagement très fort.

Tableau 3-7 Longueur des fissures.

Cycle	*Flèche (mm)*	P3-64	P1-96	P2-96	P3-96	P1-128	P2-128	P3-128
		Longueur des fissures (cm)						
1	0,50	-	1,2	-	-	-	-	-
2	0,75	-	16,8	-	2,4	-	-	-
3	1,00	43,0	13,2	35,2	29,8	1,0	-	-
4	1,25	20,2	1,0	35,2	-	11,4	53,2	28,2
5	1,50	22,2	38,6	20,4	30,2	-	-	14,4
6	1,75	6,0	12,4	18,2	17,0	27,2	40,4	-
7	2,00	9,0	-	24,4	-	32,8	-	13,8
8	2,25	7,2	4,8	14,8	9,4	11,6	19,8	-
9	2,50	-	-	-	-	12,6	-	16,6
10	2,75	-	-	-	-	9	20,8	17,6
11	3,00	-	-	-	-	11,8	-	-
(a) ***Longueur totale (mm)***		107,6	88,0	148,2	88,8	117,4	134,2	90,6
(b) ***Fissures majeures (Nbr)***		5	4	5	4	4	5	4
(c) ***Long. moy. fissure (mm)***		21,56	17,55	25,28	18,30	20,5	20,40	14,15
(d) ***Indice de fissuration (mm/m)***		1681	1073	1807	1083	1432	1198	808

La **Figure 3-23** montre la relation entre la flèche au centre de la poutre et la longueur cumulée de fissures mesurées. Les courbes en tiret, qui désignent le seuil supérieur ou le seuil inférieur, ont été déterminées à partir de la moyenne de toutes les courbes plus ou moins leur écart type, en analysant chaque cycle de chargement. On a simplifié les courbes tout en préservant au mieux leur allure. Lorsque la flèche est inférieure ou égale à 4mm pour le seuil supérieur et à 3mm pour l'inférieur la pente de la courbe est égale à 40cm/mm. Pour les flèches supérieures la pente tend à diminuer.

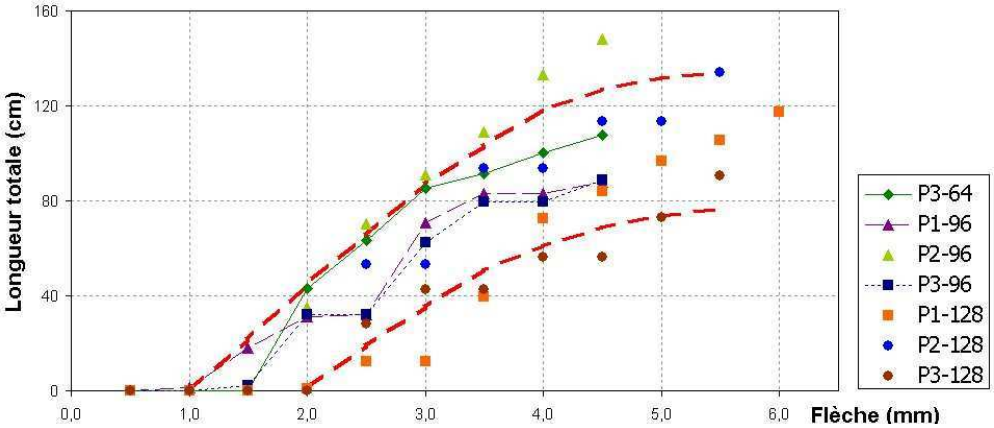


Figure 3-23 Longueur des fissures en fonction de la flèche totale mesurée.

3.4.2. Ouverture des fissures

L'ouverture des fissures est mesurée à partir des images prises grâce au microscope à longue distance (voir Annexe B/ §B.1. page 232). Pour calculer l'ouverture réelle des fissures, il a fallu auparavant réaliser un abaque donnant grandissement en fonction de la distance microscope-structure (voir §2.3.9. page 100).

Afin d'obtenir l'évolution de l'ouverture des fissures, des images ont été prises pendant chaque cycle effectué, puis les largeurs ont été estimées (**Figure 3-24**). La **Figure 3-25** montre la relation existante entre la flèche et la largeur d'une fissure de l'éprouvette P2-96. La relation semble linéaire mais elle n'est pas représentative du comportement général des fissures. Cela est vrai seulement pour les fissures qui évoluent jusqu'à la fin du chargement. Il a été constaté pour les poutres qui présentaient à la fois de la flexion et de l'effort tranchant que l'ouverture des fissures liées à la flexion se stabilisait lorsque les macrofissures obliques démarraient (**Figure 3-26**). Toutes les éprouvettes ont présenté une ouverture de fissure proche.

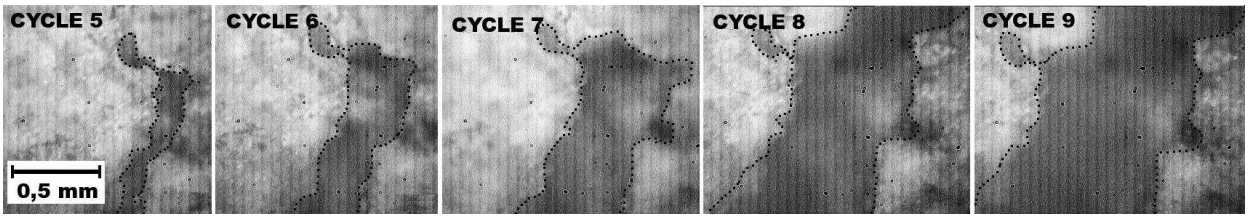


Figure 3-24 Agrandissement d'une fissure de l'éprouvette P2-96.

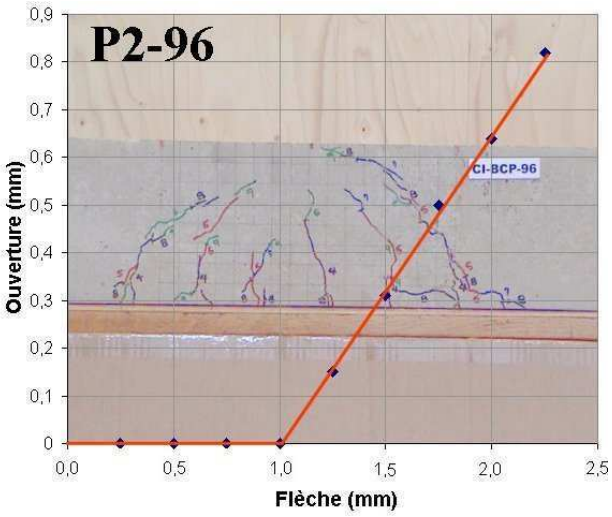


Figure 3-25 Flèche en fonction de la largeur des fissures de l'éprouvette P2-96.

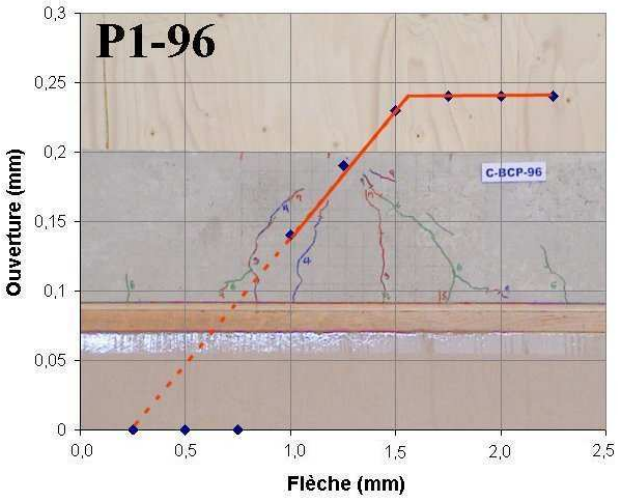


Figure 3-26 Flèche en fonction de la largeur des fissures de l'éprouvette P1-96.

L'EUROCODE 2 [EC2_04/§7.3, page 135] recommande que la fissuration soit limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable. Les valeurs recommandées de l'ouverture des fissures (w_{max}) dépendent de la classe d'exposition de la structure en fonction des conditions d'environnement [EC2_04/tableau 4.1, page 54]. Une condition XC1 a été considérée pour cette étude car elle correspond à un environnement sec ou humide en permanence et conseille une ouverture maximale de 0,4mm.

Avec cette valeur on peut définir deux limites de fissuration : 1er niveau avec une ouverture de 0,3mm et un 2ème niveau de 0,6mm, le choix de ces valeurs est expliqué dans la section 3.5.1. (page 130).

3.4.3. Orientation des fissures

L'orientation des fissures au sein d'un matériau tend à suivre les surfaces perpendiculaires aux directions des contraintes principales en traction produites par la condition de chargement. En effet, la résistance en traction du béton est d'environ 90% inférieure à sa résistance en compression. Pour déterminer l'orientation des fissures, il faut définir d'abord les directions des contraintes principales auxquelles notre poutre est soumise compte tenu du chargement en flexion 3 points.

Pour simplifier les calculs, la poutre est considérée comme homogène isotrope. A partir de la théorie de la résistance des matériaux la contrainte normale σ_x et le cisaillement τ_{xy} ont été calculés pour 21 sections uniformément distribuées sur la longueur de la poutre.

Dans la **Figure 3-27** et la **Figure 3-28**, qui montrent respectivement les distributions de contraintes normales et de cisaillement, il a été retrouvé que la valeur absolue maximum de σ_x est localisée dans la partie la plus éloignée de l'axe neutre.

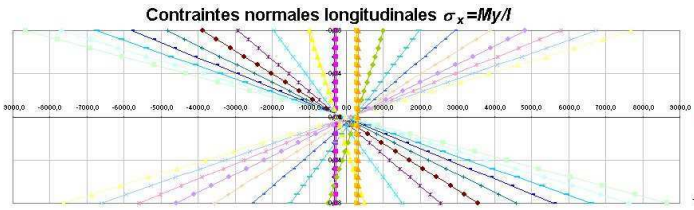


Figure 3-27 Distribution de contraintes normales pour une charge centrale au milieu de la longueur de la poutre.

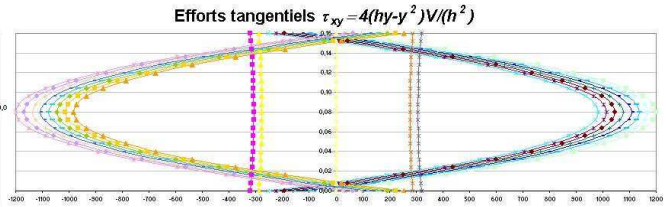


Figure 3-28 Distribution de contraintes de cisaillement pour une charge centrale au milieu de la poutre.

De la même façon, pour tous les points de la ligne neutre, σ_x devient nulle, c'est-à-dire, qu'un élément pris en ce point se trouve dans les conditions de cisaillement pur. Ainsi la valeur maximum de τ_{xy} se situe sur l'axe neutre. Ensuite, les contraintes principales et leurs directions on été déterminées en utilisant les concepts élémentaires du cercle de Mohr.

Toutes ces trajectoires coupent l'axe neutre sous un angle de 45°. Elles représentent des tangentes horizontales et verticales aux points où la contrainte de cisaillement est nulle, autrement dit, sur les faces supérieure et inférieure de la poutre.

La **Figure 3-29** montre les trajectoires donnant les directions des contraintes principales en traction. Ces trajectoires sont représentées par des tirets et sont superposées à l'image des fissures de la poutre P3-64 après l'essai. On peut constater que la plupart des fissures sont perpendiculaires aux lignes isostatiques. Cette répartition des directions des contraintes principales illustre parfaitement la morphologie de l'endommagement : fissures verticales au milieu de la poutre puis elles s'inclinent de plus en plus en allant vers les appuis.

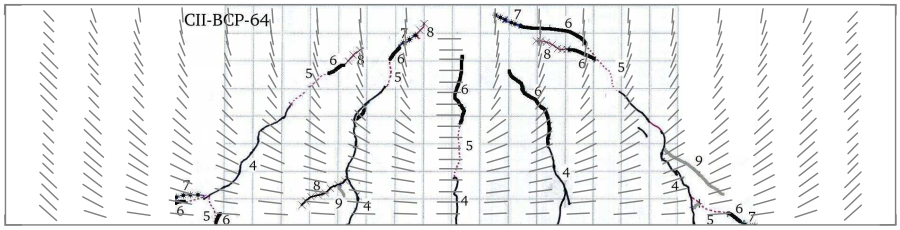


Figure 3-29 Lignes isostatiques sur les fissures observées de la poutre P3-64.

3.5. Essais de pré-fissuration

Les essais préliminaires ayant permis de dégager les bonnes dimensions (longueur de 640mm, une hauteur de 160mm et une largeur de 80mm) des éprouvettes vont être pré-fissurées afin de subir la réparation.

Dans cette deuxième étape, dix-huit éprouvettes ont été chargées en flexion trois points (voir §2.3.7.3. page 96 et §2.3.7.4. page 99). La notation de ces éprouvettes est rappelée au **Tableau 3-8**.

Tableau 3-8 Eprouvettes des essais de pré-fissuration.

Eprouvettes		*Dimensions (mm)*	*Flèches centrales (mm)*	*Ouverture des fissures (mm)*	*Conditions limites d'essai*
C1 C2 C3	C4 C5 C6	b=80 h=160 L=640	2,5	1,5	**Eprouvettes Contrôle**. testées jusqu'à leurs résistances ultimes.
1NF1 1NF2 1NF3	1NF4 1NF5 1NF6		0,5	0,3	**1er niveau de pré –fissuration** Poutres testées jusqu'à une 2ème zone linéaire de service.
2NF1 2NF2 2NF3	2NF4 2NF5 2NF6		1,0	0,6	**2ème niveau de pré – fissuration** Poutres testées jusqu'à la zone plastique.

Ces niveaux d'endommagement ont été choisis par rapport à l'ouverture des fissures estimée lors des essais préliminaires (voir §3.4.2. page 128). Nous avons constaté que les fissures critiques des éprouvettes testées tendent à s'élargir 0,6mm par 1,0mm de la flèche centrale de la poutre (voir **Figure 3-25** page 128).

Lors des essais préliminaires les limites des ces phases ont été répertoriées par rapport au type d'essai et aux dimensions des éprouvettes. Pour l'éprouvette de 64cm de longueur chargée en flexion 3 points, la fissuration débute lorsque la flèche est égale à 0,22mm au milieu de la poutre et la plastification des aciers débute pour une flèche de 1,08mm (**Figure 3-9**, page 130). Ces valeurs vont être vérifiées avec un autre groupe de six éprouvettes chargées jusqu'à leurs résistances maximales (éprouvettes de contrôle, §3.5.1. page 130). Une fois les valeurs vérifiées, les deux niveaux de pré-fissuration qui vont être imposées aux poutres seront définis.

3.5.1. Résistance ultime

Les quatre premières poutres (C1, C2, C3 et C4) ont été menées jusqu'au palier plastique en utilisant un seul cycle, les deux dernières poutres (C5 et C6) en utilisant plusieurs cycles de chargement. Une vitesse de chargement égale à 0,02mm/s a été appliquée à la première poutre (C1). Après une inspection visuelle, une seule fissure au centre de la poutre a été observée. Cette observation a conduit à réduire la vitesse de chargement à 0,01mm/s. Toutes les autres éprouvettes (17 poutres) des essais de pré-fissuration ont été chargées avec cette vitesse. En utilisant cette vitesse, seulement une éprouvette (C4) n'a présenté qu'une fissure centrale.

La **Figure 3-30** (page 131) présente la force en fonction de la flèche, mesurée au centre de la poutre de l'éprouvette C2. Les cinq autres poutres ont présenté des comportements similaires.

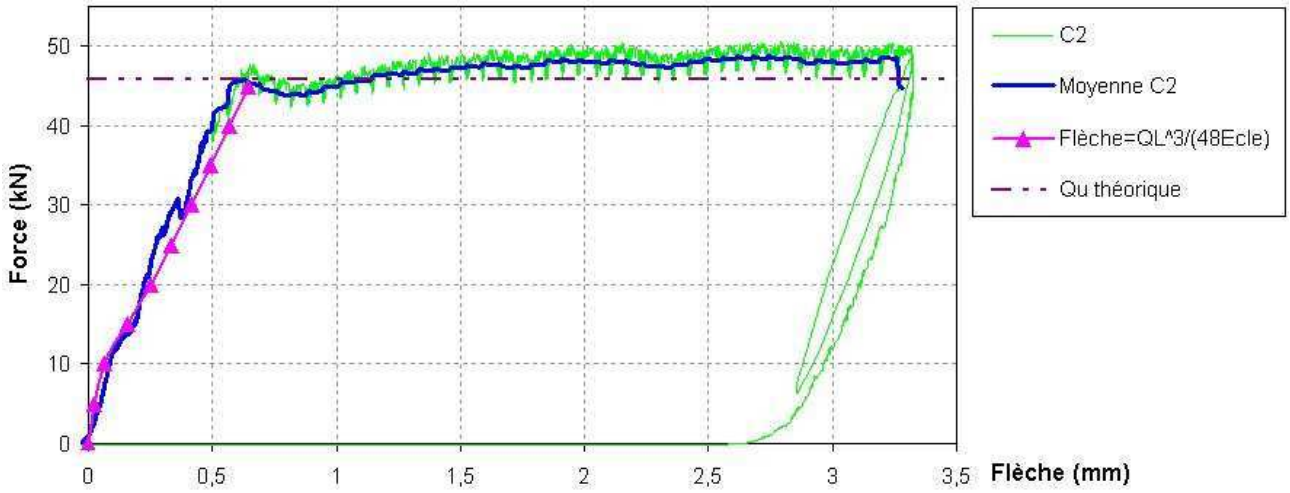


Figure 3-30 Force en fonction de la flèche de l'éprouvette « C2 ».

La ligne gris clair du graphique représente les résultats bruts obtenus, tandis que la ligne gris foncé résulte d'une moyenne glissante de cent valeurs consécutives.Cela permet de corriger l'asservissement de la machine.

La **Figure 3-31** représente la force en fonction de la flèche de l'éprouvette C5 chargée avec 8 cycles de chargement. La ligne noire représente la courbe enveloppe de tous les cycles effectués.

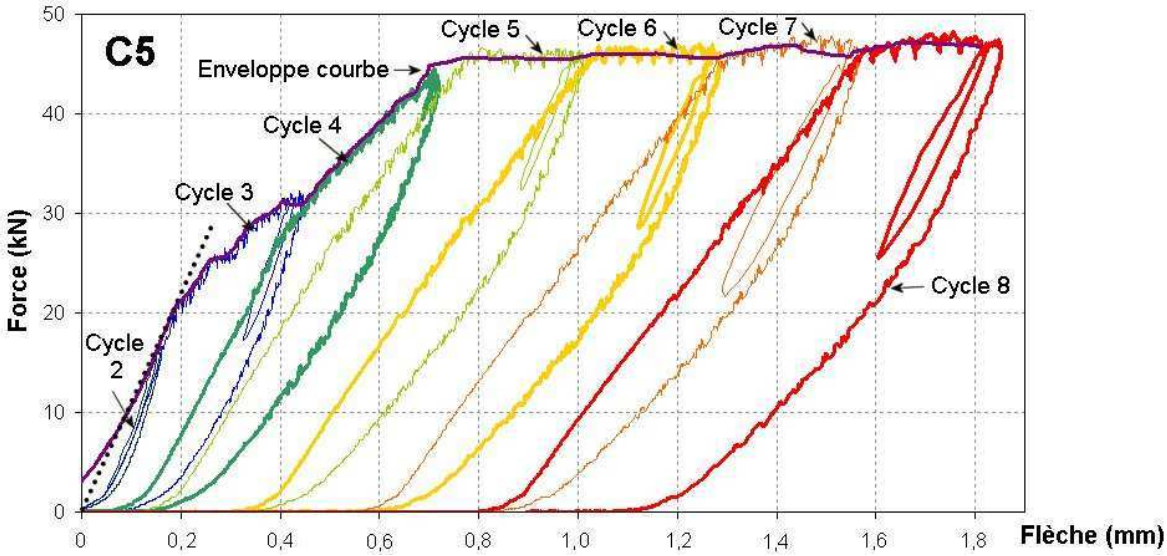


Figure 3-31 Force en fonction de la flèche de l'éprouvette « C5 ».

Les courbes des éprouvettes : C1, C2, C3 et C4 et les courbes enveloppes des éprouvettes : C5 et C6 ont été regroupées sur la même **Figure 3-32** (page 132) pour les comparer. Pour avoir un repère identique à toutes les courbes, le domaine élastique linéaire de chacune des courbes a été prolongé jusqu'à l'axe des abscisses afin de déterminer les coordonnées (d_o, 0) du point d'origine de cette ligne. La distance d_o est due au réglage de la machine d'essai, c'est la distance entre l'appui supérieur (celui avec lequel on applique la force) et la partie supérieure de la poutre.

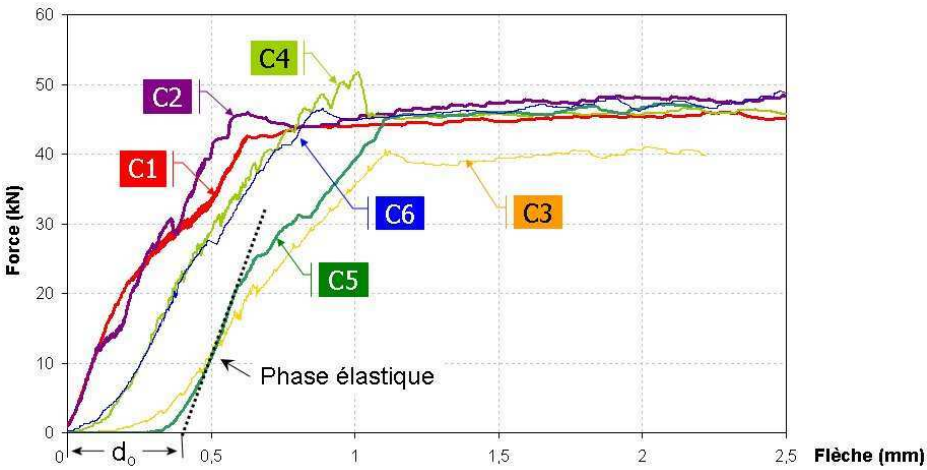


Figure 3-32 Force en fonction de la flèche des éprouvettes testées jusqu'à leurs résistances maximales.

Ensuite, toute la courbe est déplacée pour que le domaine élastique débute à l'origine (0,0). La **Figure 3-33** regroupe les courbes corrigées et elle montre clairement les comportements : "élastique", "service fissurée" et "plastique".

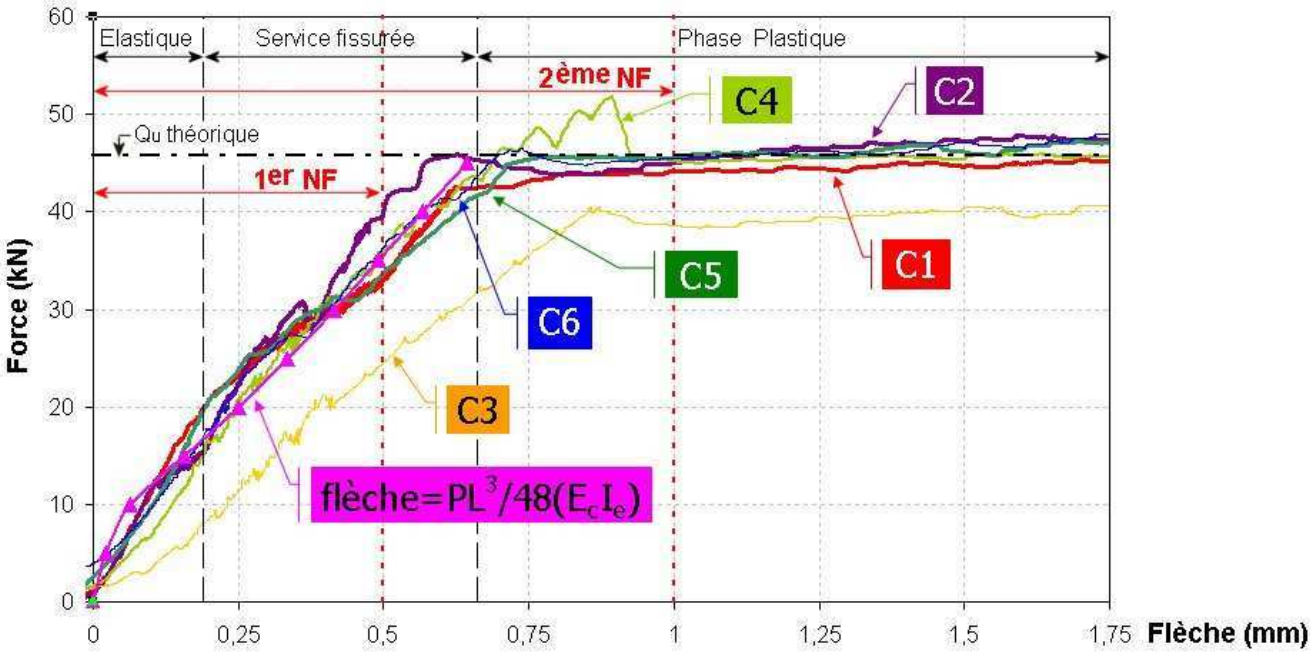


Figure 3-33 Graphiques de la force en fonction de la flèche en faisant coïncider les courbes du comportement élastique avec l'origine (0,0).

La résistance réelle de ce groupe a une moyenne de 44,63kN avec un écart type de 0,54kN. Le **Tableau 3-9** (page 133) montre les valeurs limites entre les phases élastique et de service fissurée (fissuration) et les phases de service fissurée et plastique (plastification des armatures tendues). Ces valeurs permettent d'assigner les limites pour les deux niveaux de pré-fissuration :

- le 1er niveau de pré-fissuration correspondra à une flèche de 0,5mm pour produire une fissuration typique de l'état de service (ouverture de fissure de 0,3mm),
- le 2ème niveau de pré-fissuration correspondra à une flèche de 1,0mm qui prendra en compte le début de la plastification des aciers tendus (ouverture de fissure de 0,6mm).

Tableau 3-9 Limites des phases élastique, de service fissurée et plastique des poutres de 640mm de longueur.

Eprouvettes	***Fissuration du béton***		***Plastification des aciers tendus***	
	Force (kN)	Flèche (mm)	Force (kN)	Flèche (mm)
C1	27,82	0,340	42,3	0,580
C2	26,40	0,255	42,3	0,545
C3	22,28	0,360	40,28	0,725
C4	32,78	0,385	51,68	0,775
C5	30,98	0,395	45,08	0,640
C6	27,08	0,360	46,20	0,745
Moyenne	**27,90**	**0,350**	**44,63**	**0,668**
Ecart type	0,49	0,050	0,54	0,094

La **Figure 3-34** montre les fissures observées sur la face avant de chaque éprouvette de ce groupe à la fin des essais de flexion 3 points.

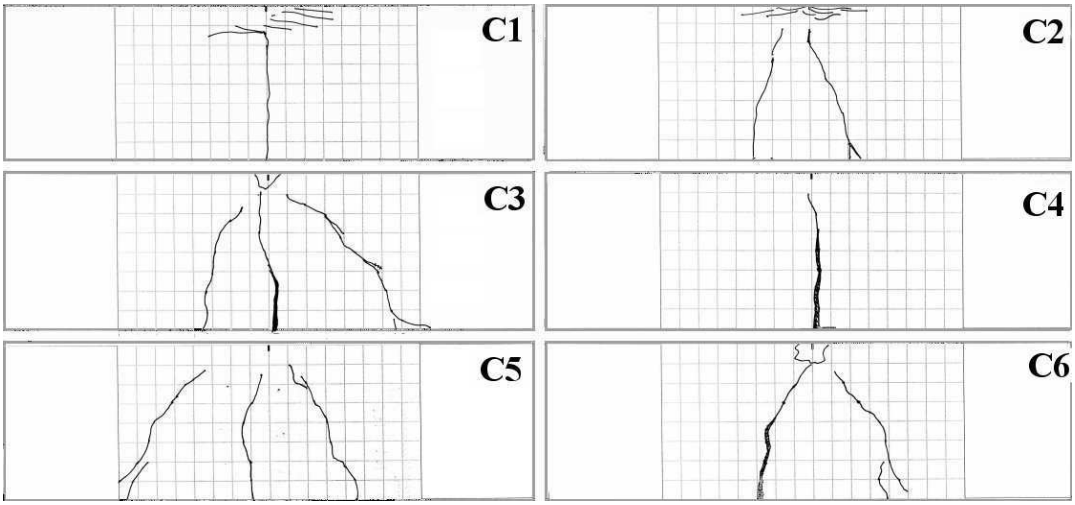


Figure 3-34 Fissuration des éprouvettes testées jusqu'à leurs résistances maximales.

Ces essais ont permis de corroborer les niveaux d'endommagement déterminés à partir de l'éprouvette P3-64 (essai préliminaires). Ci-après les résultats des éprouvettes chargées jusqu'au 1er et au 2ème niveau de pré-fissuration sont présentés.

3.5.2. 1er Niveau de pré-fissuration (1NF)

Pour ce groupe d'éprouvettes, les poutres seront fissurées jusqu'à ce qu'elles atteignent un état de service fissuré. L'ouverture des fissures doit être d'environ 0,3mm, cette valeur est inférieure à la valeur limite recommandée par l'EUROCODE 2 [EC2_04/tableau 4.1 (w_{max} =0,4mm), page 54].

Pendant les essais faits pour confirmer la résistance réelle des poutres et les valeurs limites entre phases, il a été vérifié que la flèche réelle au milieu de la poutre doit être de 0,5mm pour que la poutre soit dans la phase indiquée.

Les essais ont été réalisés en contrôlant le déplacement du vérin. Ce déplacement a été réalisé en trois cycles du chargement pour arriver à la flèche prévue avec la même vitesse de chargement et une augmentation constante de la durée de cycle.

La **Figure 3-35** montre les courbes enveloppes des résultats de la force en fonction de la flèche, obtenus pour les six éprouvettes pré-fissurées jusqu'à un premier niveau (1NF). Les courbes ont été extrapolées, cette extrapolation de la ligne droite du domaine élastique de chaque courbe passe par l'origine (0,0). Ces éprouvettes vont être ensuite réparées.

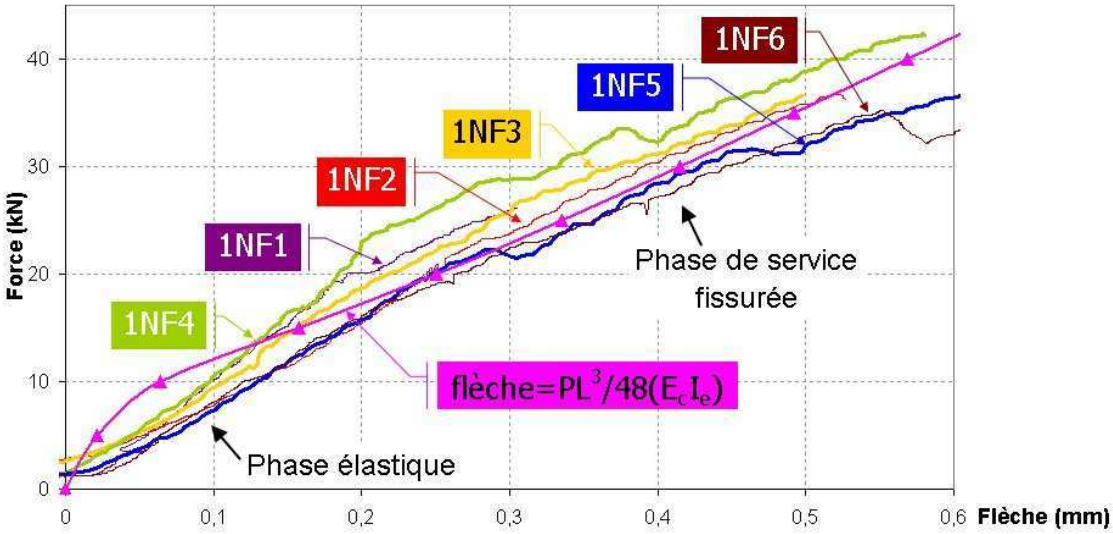


Figure 3-35 Force en fonction de la flèche des éprouvettes (1NF).

La **Figure 3-36** présente les fissures observées sur la face avant des poutres : 1NF1, 1NF2, 1NF3, 1NF4, 1NF5 et 1NF6. Aucune ouverture de fissure n'a dépassé la limite de 0,4 mm. La moyenne d'ouverture est de 0,3mm.

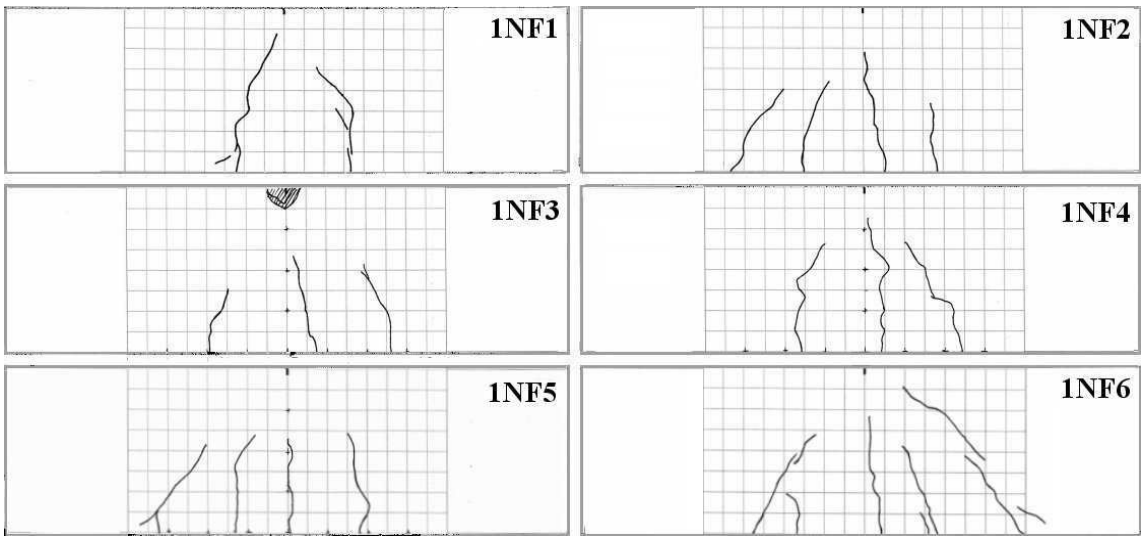


Figure 3-36 Fissuration des éprouvettes testées jusqu'au premier niveau d'endommagement.

3.5.3. 2ème Niveau de pré fissuration (2NF)

La même méthodologie a été utilisée pour réaliser tous les essais. Cette fois-ci, quatre cycles de charge ont été effectués jusqu'à une flèche réelle au milieu des éprouvettes de 1,0mm. Le nombre de cycle a été déterminé en utilisant la même vitesse de chargement et une augmentation de la durée de cycle constante. Toutes les éprouvettes sont arrivées à la charge ultime de 45kN.

La **Figure 3-37** montre les résultats obtenus par les six autres poutres (2NF1, 2NF2, 2NF3, 2NF4, 2NF5 et 2NF6). L'essai est terminé lorsque l'éprouvette se trouve dans la phase appelée plastique car les armatures tendues ont été plastifiées. La limite réelle entre l'état de service de la poutre et la phase "plastique" de la poutre correspond à une moyenne des valeurs de la flèche de 1,55mm et à une moyenne des valeurs de la force de 46,25kN. Une valeur proche a été trouvée lors du calcul de la résistance ultime ($Q_{u\ théorique} = 45{,}77kN$).

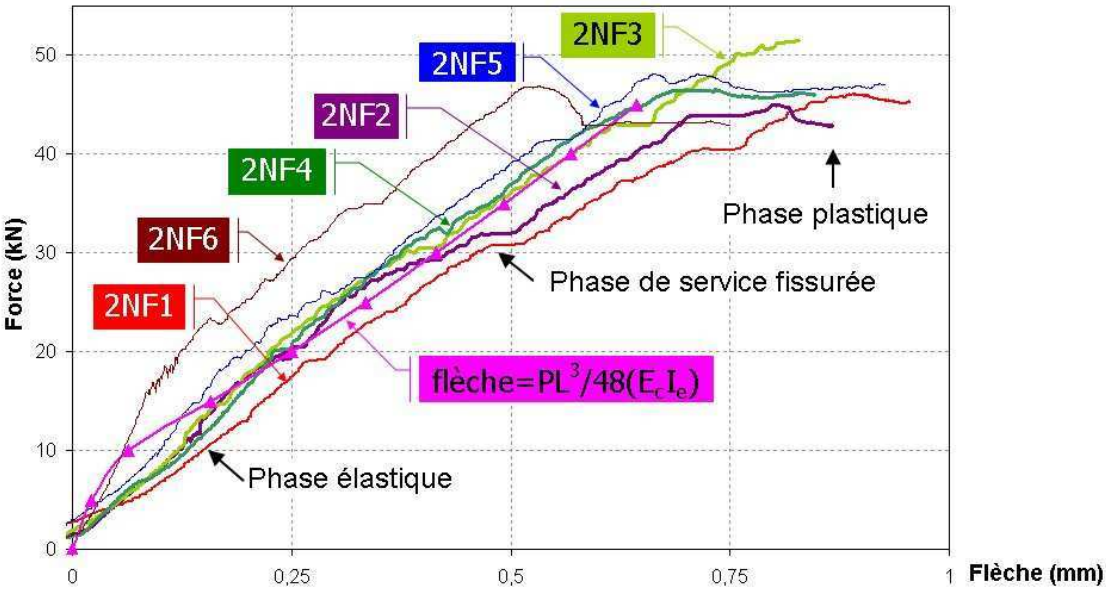


Figure 3-37 Force en fonction de la flèche des éprouvettes (2NF).

Les fissures de ces poutres sont plus longues comme en témoigne la **Figure 3-38**. Une augmentation de 23% de la fissuration a été constatée. Elles sont plus larges que celles des éprouvettes du 1er niveau d'endommagement, avec une moyenne de 0,6mm.

Ces deux groupes d'éprouvettes (2NF) et (1NF) vont être maintenant réparées par deux techniques différentes : le collage d'une plaque en composite et l'insertion d'une tige en composite tous les deux dans la zone tendue. Ces techniques de réparation sont présentées au chapitre 4 (voir § 4.3. page 140).

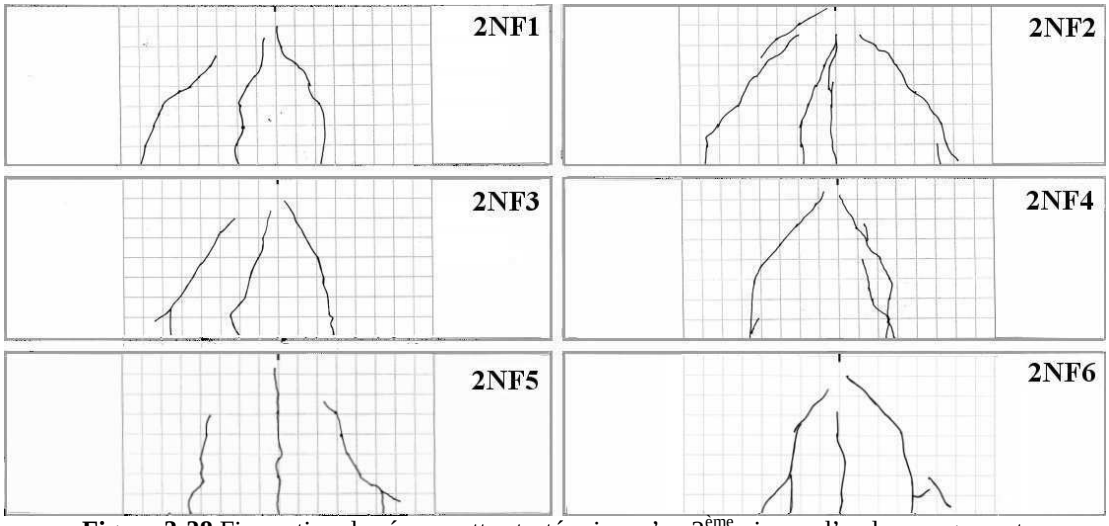


Figure 3-38 Fissuration des éprouvettes testées jusqu'au 2ème niveau d'endommagement.

3.6. Conclusions

Le premier essai préliminaire (flexion 4 points), a permis de vérifier la nature de la cause de la rupture (effort tranchant) de cette éprouvette. A partir de cette vérification, il a été convenu de travailler en flexion 3 points afin de mieux maîtriser l'évolution de l'endommagement en flexion et avoir ainsi un même critère (i.e. essai flexion trois points) pour le choix de la longueur des éprouvettes.

Les essais préliminaires ont permis d'établir les conclusions suivantes :

1) l'influence de la vitesse d'application du chargement influe sur le mécanisme d'apparition et de propagation des fissures. En effet, une augmentation (multiplier par 10) de la vitesse d'application (P2-64) a montré une dégradation trop rapide, sans laisser le temps au matériau de produire une redistribution des efforts internes pour générer une multifissuration significative.

2) L'utilisation du microscope à longue distance est un outil puissant pour l'observation de la fissuration, mais pas forcément pour la détermination de l'apparition de nouvelles fissures. En effet, sa vitesse de déplacement est trop lente pour avoir le temps suffisant de parcourir toute la surface où nous attendons l'apparition des fissures, avant qu'elles ne soient perceptibles. De plus, une nouvelle fissure peut s'amorçer à l'intérieur de la poutre. Parmi les neuf essais réalisés, un seul a permis l'observation d'une nouvelle fissure en temps réel, les autres fissures ont été observées juste après leur apparition,

3) Pour la suite des essais, la configuration de flexion 3 points a été retenue ainsi que la longueur de 640mm pour les éprouvettes car cette poutre courte a présenté une fissuration semblable aux autres poutres de longueur différentes même si pour une étude de génie civil la longueur de 640mm semble très petite. Cette taille a été retenue pour des raisons de logistiques (transport, mûrissement, manipulation, machine d'essai…). Il peut être envisagé que pour de futures études des tailles d'éprouvettes plus en concordance avec les structures réelles soient prisent en compte.

4) Avec ces essais il a été constaté que pour nos conditions d'essai la résistance ultime des éprouvettes est indépendante du nombre de paliers utilisés (**Figure 3-32**). Aucune différence significative est observée entre les 2 éprouvettes (C5 et C6) testées en utilisant 8 cycles de chargement et les 4 autres éprouvettes (C1, C2, C3 et C4) testées avec un seul cycle de chargement.

5) Lors des essais jusqu'à la résistance ultime, il a pu être distingué clairement les trois phases du comportement global d'une poutre en béton armé (élastique, de service fissurée et plastique). La moyenne de la résistance réelle de nos éprouvettes en béton armé est de 45kN.

Lors des essais de pré-fissuration des éprouvettes ont été endommagées à deux niveaux d'endommagement différents (1NF et 2NF). Ces poutres vont être réparées en utilisant deux méthodes

: le collage d’une plaque en composite et l’insertion d’une tige en composite (RENOFORS).

CHAPITRE 4: ESSAIS JUSQU'A LA RESISTANCE ULTIME

4.1. Introduction

La détérioration rapide des ouvrages en béton armé (BA) à plusieurs causes : la dégradation du matériau, l'insuffisance de l'ouvrage dès sa construction ou la modification des conditions d'utilisation ou d'environnement. Pour permettre à ces structures de tenir dans le temps, on a recours au renforcement ou à la réparation. Les limites des techniques traditionnelles de réparation et les problèmes de détérioration associés aux structures en BA font que les recherches sur l'emploi de nouveaux matériaux de renforcement ou de réparation continuent.

Les matériaux composites ont éveillé l'intérêt des chercheurs dans le domaine du génie civil grâce, entre autres, à leurs caractéristiques spéciales comme la résistance chimique aux effets du sel de déneigement ou des environnements marins. Les matériaux composites les plus étudiés sont ceux à base de fibres de verre (GFRP), de carbone (CFRP) et d'aramide (AFRP). Ils sont connus pour leur bonne résistance chimique et leur faible densité.

Dans cette étude, la contribution des matériaux composites (des tiges en fibres de verres et de carbone ainsi qu'une plaque en carbone) sera évaluée par rapport à la résistance ultime des poutres courtes en BA. Ce quatrième chapitre est composé de :

- les méthodes de réparation utilisées : le collage d'une plaque sur la face tendue et l'insertion d'une tige en composite collée dans la zone tendue de la section transversale de la poutre,
- les calculs de type réglementaire pour l'estimation de la résistance ultime des éprouvettes réparées par le collage de plaque (§1.6.3./FIB, page 63 et AFGC, page 65) et par l'insertion d'une tige en composite en prenant en compte l'effet d'adhérence (§1.5.5./MOHAMED, page 53 ; CHEN & TENG et DE LORENZIS, page 54),
- l'évolution de la fissuration, mise en évidence par une inspection visuelle et par le suivi de l'émission acoustique résultant de l'endommagement,
- les résultats des essais de flexion des éprouvettes réparées sont présentés et analysés. La contribution réelle des armatures transversales, à la résistance de l'effort tranchant, est déterminée. Cette contribution additionnelle est due à la présence des matériaux composites dans le sens longitudinal des poutres courtes.

4.2. Eprouvettes

Pour les essais jusqu'à la résistance ultime, vingt poutres ont été utilisées en flexion 3 points et regroupées selon le matériau de réparation utilisé. Il est utile de rappeler qu'une éprouvette appelée "renforcée" n'a pas été pré-fissurée, mais qu'elle a été équipée soit d'une tige (en carbone ou en verre) soit d'une plaque en carbone.

Les 20 éprouvettes ont été regroupées de la manière suivante :

- quatre poutres sans endommagement ni réparation ont été utilisées pour vérifier le comportement mécanique en flexion afin de disposer d'une référence pour les comparer aux poutres renforcées ou réparées. Elles sont référencées : C7, C8, C9 et C10,
- cinq poutres ont été renforcées ou réparées par l'insertion d'une tige en fibres de carbone par l'entreprise RENOFORS. Parmi les cinq poutres courtes, trois n'avaient subi aucun endommagement (SF1-TC, SF2-TC et SF3-TC), alors que deux autres (1NF1-TC et 1NF2-TC) avaient subi un endommagement de 1er niveau de pré fissuration (§3.5.2. page 133),
- deux poutres ont été également réparées par l'insertion d'une tige en fibres de verre (RENOFORS). Les 1er et le 2ème niveaux d'endommagement (§3.5.3. page 134) ont donc été évalués sur des poutres différentes (1NF3-TC et 2NF3-TC),
- pour les poutres restantes, une plaque en carbone a été collée sur la face inférieure. Trois poutres ont été renforcées (SF4-PC, SF5-PC et SF6-PC) et six autres réparées (1NF4-PC, 1NF5-PC, 1NF6-PC, 2NF4-PC, 2NF5-PC et 2NF6-PC).

L'émission acoustique (EA) a été utilisée pour suivre l'évolution de l'endommagement interne du béton armé pendant les essais des poutres C9 et 1NF4-PC. . Il faut rappeler que l'intérêt de l'émission acoustique est de montrer qu'il est possible de quantifier l'endommagement interne de la structure et de le localiser car l'analyse de la surface seule est incomplète.

Le **Tableau 4-1** montre un résumé des éprouvettes testées pendant cette dernière étape.

Tableau 4-1 Eprouvettes d'essais jusqu'à la résistance ultime.

Matériaux de réparation	***Néant***	***Tige en carbone***		***Tige en verre***		***Plaque en carbone***		
Niveau de pré-fissuration	***Néant***	***Néant***	***1NF^{+}***	***1NF^{+}***	***2NF****	***Néant***	***1NF^{+}***	***2NF****
Eprouvettes	C7 C8 C9$^{¤}$ C10	SF1-TC SF2-TC SF3-TC	1NF1-TC 1NF2-TC	1NF3-TC	2NF3-TC	SF4-PC SF5-PC SF6-PC	1NF4-PC$^{¤}$ 1NF5-PC 1NF6-PC	2NF4-PC 2NF5-PC 2NF6-PC

$^{¤}$ éprouvettes auscultées par l'EA

$^{+}$ 1NF : premier niveau de pré-fissuration §3.5.2.

* 2NF : deuxième niveau de pré-fissuration §3.5.3.

Les paragraphes suivants décrivent brièvement les deux méthodes de réparation utilisées.

4.3. Réparation

Les deux méthodes sont expliquées ci-après :

4.3.1. Insertion d'une tige en composite

La méthode de réparation par l'insertion d'une tige en composite dans la zone tendue de la section transversale de la poutre en béton armé permet d'augmenter la résistance à la flexion de la poutre. Cette nouvelle méthode de réparation est un procédé conçu et réalisé par la société **RENOFORS** utilisant des armatures en fibres de verre ou de carbone fabriquées par **STRUCTIL**. Cette technique a été utilisée pour la réparation d'éléments en béton ou en pierre solide soumis à des efforts de flexion. La méthode consiste à :

- **Percer l'élément à réparer ou à renforcer le long de l'axe désiré**. Un trou longitudinal d'environ 30mm de diamètre a été percé (**Figure 4-1**). Il est positionné au milieu de la largeur de la section transversale de la poutre et à 50mm du côté inférieur.

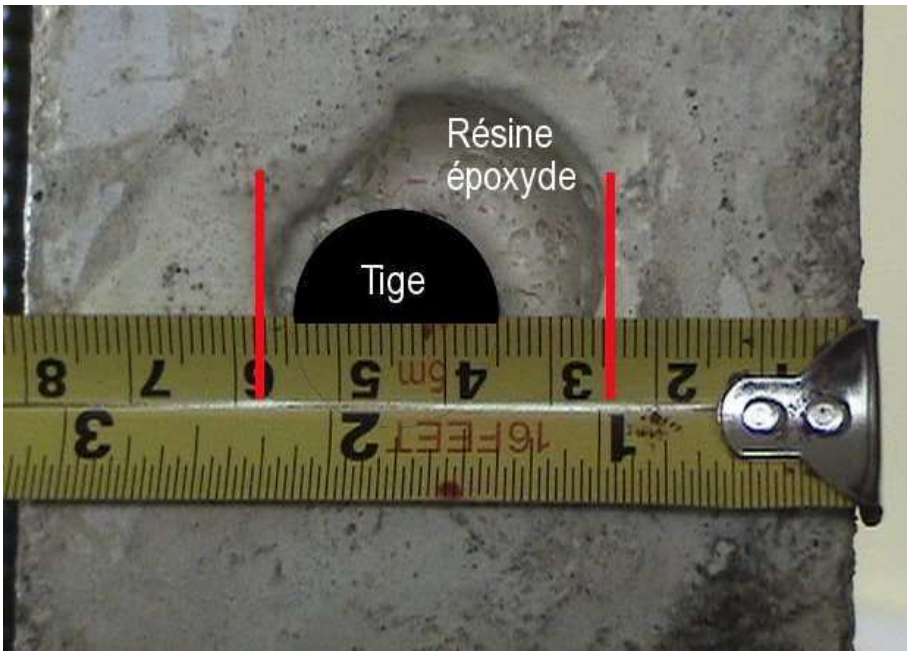


Figure 4-1 Tige en composite.

- **Insérer la tige dans le trou percé**. Les tiges en carbone ou en verre sont lisses et possèdent un diamètre de 20mm.

- **Coller par de la résine époxyde**. La résine assure l'adhésion de la tige à l'élément réparé ou renforcé (la poutre). La fonction de cette résine époxyde est de transmettre les efforts de la poutre à la tige en carbone.

4.3.2. Collage de plaque en composite

La deuxième méthode employée est la réparation par le collage de plaques en composite. C'est une méthode facile à mettre en place. Il faut tout d'abord préparer les plaques en composite, le support ou

la surface du béton et la Résine Epoxyde (RE). Ce processus est présenté dans la section sur la plaque en composite/résine (§2.3.3. page 86).

Ensuite, la colle est appliquée par double encollage : une couche sur le béton avec une épaisseur d'un millimètre environ et une couche sur la plaque en composite (1 à 2 mm). En outre, il faut positionner et plaquer manuellement la plaque sur le support ; ceci doit se faire en respectant un temps limite d'assemblage indiqué par le fabricant (maximum 50 minutes environ à 22°C). Enfin, il est recommandé de presser fortement à l'aide d'un rouleau maroufleur ; le marouflage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les bords de la plaque. L'excédent de la colle est enlevé avec une spatule.

Le processus de réparation par le collage de plaque en composite est illustré dans les figures suivantes : **Figure 4-2**, **Figure 4-3** et **Figure 4-4**.

Figure 4-2 Couche de RE appliquée sur la face tendue de l'éprouvette.

Figure 4-3 Couche de RE sur la plaque en composite.

Figure 4-4 Marouflage.

Le décollement aux extrémités de la plaque et celui observé à proximité de la mi-portée sont les raisons principales qui provoquent la rupture prématurée des poutres renforcées par matériaux composites. Ancrer la plaque aux extrémités ou aux voisinages de la mi-portée peut éviter cette rupture.

L'ancrage améliore la résistance ultime et augmente la ductilité des poutres renforcées. Il peut être réalisé de plusieurs façons : par des verrous, des plats ou des pinces en acier, par des mèches de carbone, par un collage de tissu ceinturant la section en forme de « U », ou bien encore par un ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appuis) [QUA_96, QUA_96a].

Pour toutes les éprouvettes réparées ou renforcées par le collage d'une plaque en composite, les appuis ont été utilisés comme ancrage pour éviter la rupture prématurée due au décollement de la plaque en composite située à l'extrémité. Dans la réalité cette configuration semble impossible mais l'ancrage par les appuis simule un ancrage réalisé par une plaque longitudinale plus longue que la portée.

4.4. Calculs d'une poutre renforcée par des composites

Dans cette section, les méthodes de FIB (page 63) et d'AFGC (page 65) sont utilisées pour le calcul des éléments en béton armé (BA) renforcés par le collage du composite sur la face tendue à l'ELU. L'effort tranchant qui produit le décollement de la plaque dû à une fissure oblique critique dans la face tendue (voir §1.5.5. page 52) est évalué.

A partir des concepts de base pour le calcul du moment fléchissant ultime d'une poutre en BA, des équations pour l'estimation de la résistance ultime d'une poutre renforcée par l'insertion d'une tige en composite sont utilisées, ainsi que la charge maximale de traction dans l'interface béton/tige (§1.5.5. page 55).

4.4.1. Tige en composite

Le moment fléchissant ultime de la poutre en béton armé (BA) renforcée par l'insertion d'une tige collée en composite a été déterminé par l'équilibre des forces de la **Figure 4-5 (c)**. La tige est insérée au-dessus de l'acier inférieur (A_s) dans la zone tendue de la section transversale de la poutre. Cette méthode n'est pas réglementaire, cependant les hypothèses basiques appliquées au béton armé sont suivies.

L'équation (4.1) est l'expression résultante du moment fléchissant de la poutre renforcée par l'insertion d'une tige collée. L'axe de référence pour l'équilibre des forces est celui qui est défini par la face inférieure de la poutre.

$$M_u = C_s\,(h - d') + C_c\,(h - 0{,}5\lambda\, x) - T_f\, d_f - T_s\, d_1 \qquad (4.1)$$

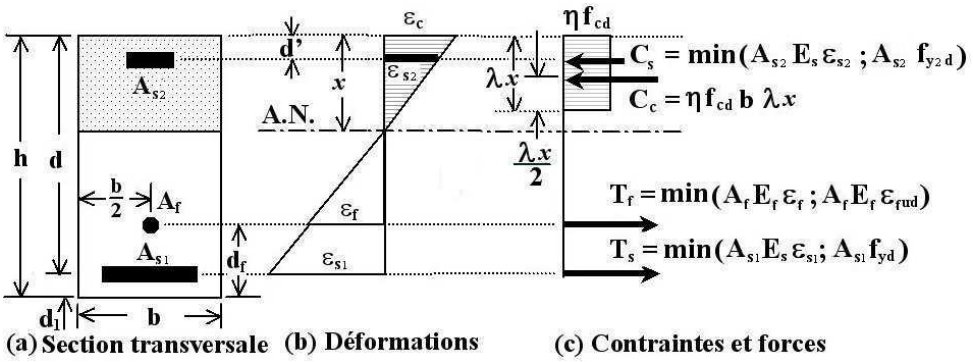


Figure 4-5 Représentation graphique d'une section transversale d'une poutre en BA et renforcée par une tige.

L'adhérence entre la tige et le béton est évaluée en utilisant les équations adaptées du modèle de DE LORENZIS. La quatrième colonne du **Tableau 4-2** (page 143) montre les résultats trouvés lors des essais d'arrachement réalisés par DE LORENZIS (voir §1.5.5. page 55).

DE LORENZIS a proposé deux équations qui permettent de déterminer la charge de traction maximale par rapport aux interfaces tige/colle et colle/béton. Ces équations sont respectivement les équations (1.9) et (1.10). En utilisant les valeurs adaptées à cette étude il a été constaté que l'interface colle/béton est la plus faible pour les deux types de tige (i.e. carbone ou verre). A partir de ces valeurs la charge de traction des tiges est limitée aux valeurs déterminées par ce modèle, c'est-à-dire que T_f de l'éq (4.1)

doit être inférieure ou égale à P_t estimée (cinquième colonne du **Tableau 4-2**). Cette considération a été faite car le calcul suppose une rupture d'adhérence tout le long de la tige composite.

L'équilibre des forces de la section transversale de la poutre (**Figure 4-5**), conduit à des moments (M_u) et à des charges ultimes (Q_u), pour les éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige en composite, sont ceux indiqués dans les deux dernières colonnes du **Tableau 4-2.**

Tableau 4-2 Charge de traction maximale de l'interface béton/tige.

Interface	*E* (MPa)	*d* (mm)	$\tau_m s_m/(1+\alpha)$	P_t (kN)	M_u (kN·m)	Q_u (kN)
Tige en carbone/colle	125.000	20	1,45	84,59	14,58	**104,17**
Colle/béton	9.000	32		**45,94**		
Tige en verre/colle	42.000	20	0,76	35,50	12,58	**89,90**
Colle/béton	9.000	32		**33,26**		

4.4.2. Plaque en composite

Pour déterminer le moment résistant de la section transversale renforcée par le collage d'une plaque en fibres de carbone, il faut faire l'équilibre des forces d'après le schéma de la **Figure 4-6 (c)**. Il en résulte l'équation (4.2). L'axe de référence pour l'équilibre des forces est celui défini par la face inférieure où la plaque est collée.

$$M_u = C_s\,(h - d') + C_c\,(h - 0{,}5\lambda\, x) - T_s\, d_1 \qquad (4.2)$$

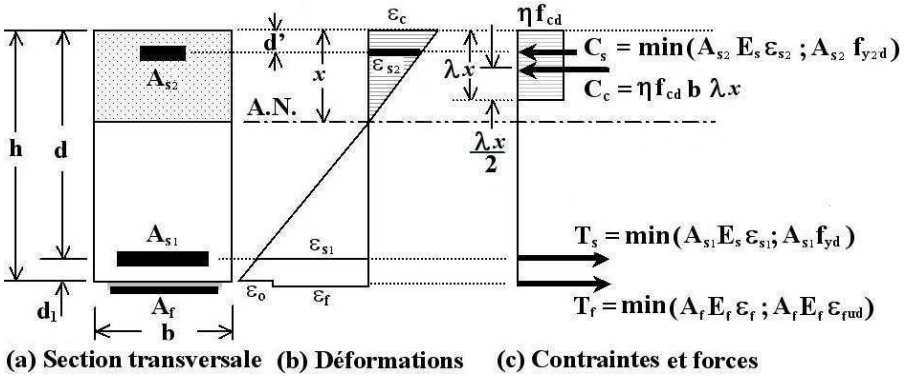


Figure 4-6 Représentation graphique de la section transversale d'une poutre en BA et renforcée par une plaque.

Il ne faut pas oublier que les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont les mêmes que pour le calcul du moment résistant du béton armé : diagramme rectangle pour le béton comprimé, élastoplastique parfaite pour l'acier. La loi de comportement du composite est toujours supposée élastique linéaire jusqu'à la rupture. Les valeurs des déformations du béton, de l'armature et du composite recommandées par les méthodes de FIB et d'AFGC sont résumées dans le **Tableau 1-13**, page 67. Le **Tableau 4-3** montre les moments et les charges ultimes estimés par ces deux méthodes.

Tableau 4-3 Moments fléchissants et charges ultimes estimés selon l'AFGC et le FIB.

Matériau de réparation	*AFGC*		*FIB*	
	M_u (kN·m)	Q_u (kN)	M_u (kN·m)	Q_u (kN)
Plaque en carbone	15,65	111,79	14,16	101,12

L'endommagement le plus courant d'une poutre réparée par le collage d'une plaque est son

décollement. Pour le considérer, les codes utilisent principalement deux méthodes : soit une limitation de la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, soit une limitation de la déformation de la plaque à l'extrémité de la longueur de transfert (§1.5.5. page 52).

Ci-après la méthode de Mohamed [MOH_05], la méthode de Chen & Teng [CHE_01] et celle recommandée par l'AFGC [AFG_03] sont évaluées. Il faut préciser que ces méthodes ne prennent pas en compte la condition d'ancrage de la plaque en composite.

La méthode de Mohamed permet d'estimer une valeur de l'effort tranchant qui produit la fissure oblique critique responsable du décollement de la plaque en carbone. Cette valeur est estimée à partir d'une distance x_a (voir **Figure 1-42**, page 54). La situation la plus critique de l'équation (1.1) se produit lorsque $x_a=a$. En remplaçant toutes les variables, une valeur de $V_{cr,tfp}$= 9,5kN est obtenue. Cette valeur est 0,8% inférieure à la valeur moyenne de la contribution du béton à la résistance aux efforts tranchants (voir **Tableau 3-4**, page 113).

En évaluant la méthode de Chen et Teng, par l'équation (1.2) expliquée en page 54, avec une valeur de la longueur du composite égale à *L/2* et une longueur effective du composite calculée par l'équation (1.5), on trouve que la résistance au cisaillement dans l'interface béton/colle époxyde est égale à 26,59kN.

L'AFGC propose un critère de rupture pour la détermination d'un moment au point critique M_E. A partir de la valeur de M_E une charge ultime (Q_u) peut être déterminée en estimant une longueur L_E qui est la longueur décollée de la plaque (voir **Figure 4-17**, page 151). Pour déterminer la valeur de M_E, équation (1.31), il faut considérer la valeur de l_p, recommandée par l'AFGC, comme étant égale à la distance entre les cadres (130mm). On trouve que M_E=0,478kN·m. Pour notre configuration d'essai : $Q_u=2M_E/L_E$.

Le **Tableau 4-4** montre des charges ultimes estimées par rapport aux différentes valeurs de L_E. Dû à la géométrie de l'éprouvette ce critère de rupture est déterminant si $L_E \geq$ 8,12mm, car la charge ultime déterminée par cette condition est inférieure à celle due au moment par la méthode de l'AFGC.

Tableau 4-4 Charges ultimes par rapport au L_E.

L_E (mm)	10	15	25	35	45
Q_u (kN)	95,60	63,79	38,27	27,34	21,26

Les valeurs déterminées par ces trois méthodes vont être comparées aux résultats trouvés lors des essais de flexion dans la section de l'analyse des résultats (§4.6.3. page 173).

Le renforcement par cisaillement des poutres n'a pas été amélioré après le collage de la plaque ou après l'insertion de la tige. Celui-ci est assuré par les quatre cadres faits de barres d'acier Fe E 235 de 6mm de diamètre et séparés entre eux par 130mm. Cette armature garantit un effort de cisaillement de 30,64kN qui correspond à une charge ultime de 61,27kN (voir **Tableau 3-4**, page 113).

Il est important de considérer que les matériaux composites utilisés lors de la réparation des poutres n'aident pas directement à résister aux efforts tranchants. Néanmoins, l'EC 2 prend en considération l'armature tendue pour le calcul de l'effort tranchant ultime; pour cela on estime que les matériaux de réparation doivent aussi participer à la résistance de ces efforts, seulement si la rupture ou si le

décollement prématuré du composite ne se produit pas.

4.5. Résultats

Les résultats obtenus pour chaque essai sont présentés graphiquement. L'influence des vibrations et des bruits de la machine d'essai est partiellement diminuée en réalisant une moyenne glissante. Une photographie de la poutre après l'essai est également présentée.

4.5.1. Contrôles

La fonction des poutres "contrôle" est de constituer une référence pour le reste des essais. Pour cela, quatre poutres ont été testées jusqu'à leurs résistances ultimes.

La première poutre "C7" (**Figure 4-7**) a été testée en utilisant 6 cycles de charge progressive. Les cycles de charge ont été asservis en déplacement (flèche), laquelle augmentait de 0,5mm par cycle.

Lors du 3ème cycle, la poutre C7 est arrivée à sa résistance ultime de 50,25kN pour une flèche de 1,08mm.

La photographie (**Figure 4-7**) de la poutre prise à la fin de l'essai, montre que son mécanisme d'endommagement est dû au moment fléchissant, car la fissure à 90° au milieu de la structure a produit la ruine de l'éprouvette et a permis la plastification de l'armature métallique longitudinale.

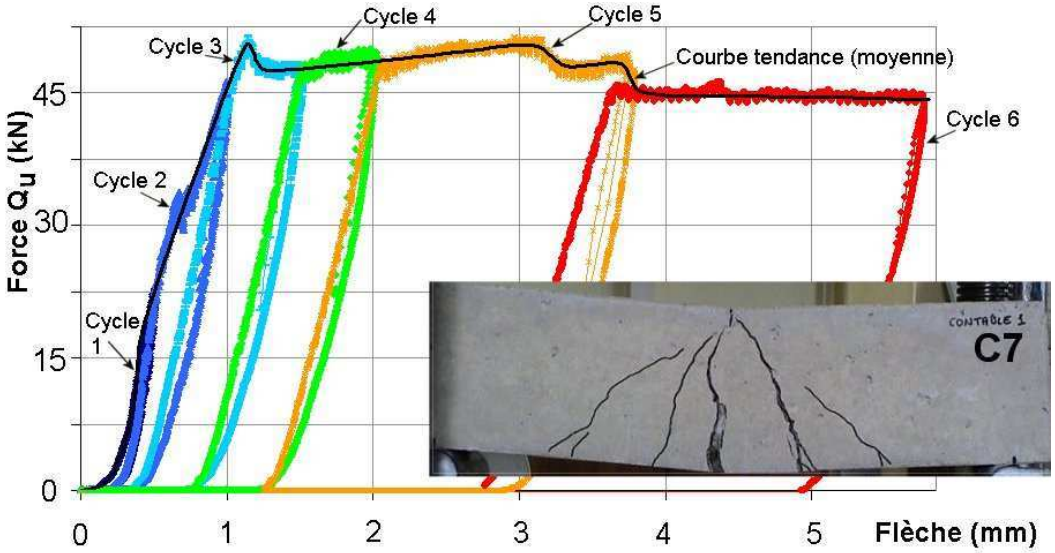


Figure 4-7 Poutre « C7 ».

Comme auparavant, il a été constaté qu'une faible quantité de cycles de chargement (entre 6 et 8 cycles pour nos essais) n'affecte pas la résistance ultime des poutres. Compte tenu de ces résultats tous les essais ont été réalisés avec un seul cycle de chargement.

La poutre « C8 » a été testée avec un seul cycle de charge en contrôlant également le déplacement. La flèche était de 1,07mm pour une résistance ultime égale à 51,75kN.

Cette poutre a été endommagée par flexion comme la précédente. Ce type de rupture est clairement identifié en observant le graphe de la force en fonction de la flèche au milieu de la poutre et l'état de l'éprouvette à la fin de l'essai. En effet, les trois phases typiques du comportement caractéristique

d'une poutre en BA endommagée par flexion sont rapportées (**Figure 4-8**, page 146) :

(1) phase élastique avant la fissuration,

(2) phase de service de l'éprouvette fissurée limitée par la plastification des armatures tendues,

(3) phase plastique : les aciers de la zone tendue sont plastifiés.

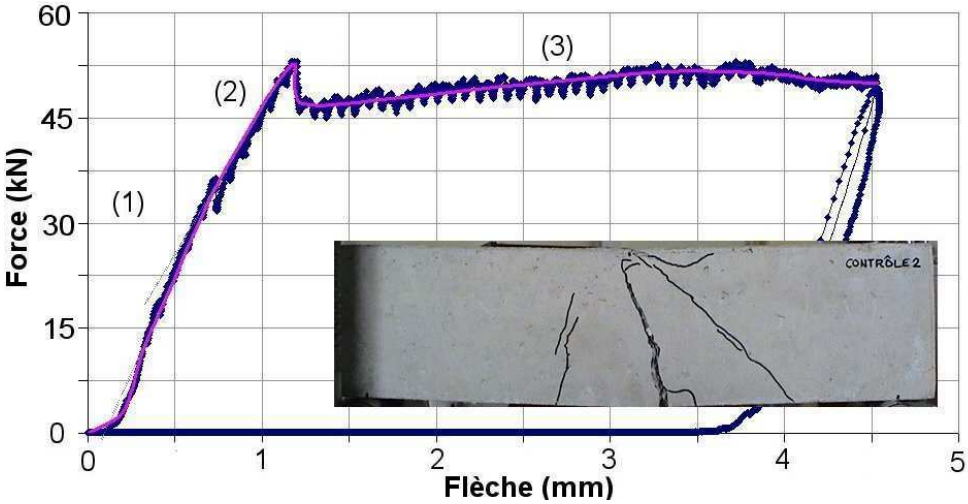


Figure 4-8 Graphe de la force en fonction de la flèche au milieu de la poutre « C8 ».

Toutes les éprouvettes "Contrôle" ont été regroupées pour déterminer la moyenne de leurs résistances.

La **Figure 4-9** montre les graphiques de la force résultante en fonction de la flèche des quatre éprouvettes (C7, C8, C9 et C10) ainsi que la courbe moyenne de ces essais. Cette nouvelle courbe "moyenne" va être utilisée comme un témoin pour les comparaisons des résultats. Lorsque la courbe moyenne sera utilisée, elle sera intitulée "Contrôle".

Les résistances maximales des poutres C7, C8, C9 et C10 sont respectivement 50,25kN ; 51,75kN, 59,29kN et 58,5kN ; cela conduit à une moyenne de 54,95kN, un écart type de 4,61kN et un coefficient de variation de 8,39%.

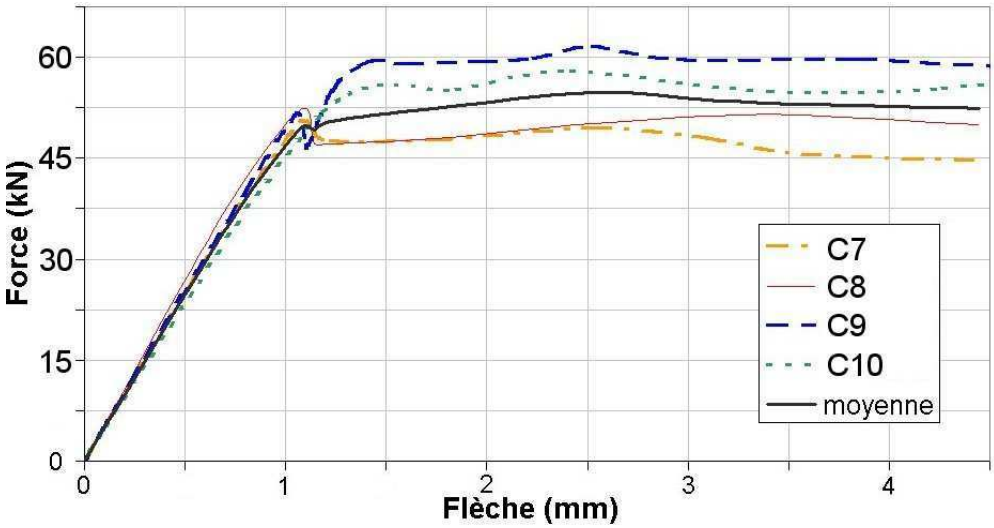


Figure 4-9 Graphe de la force en fonction de la flèche au milieu de l'éprouvette de toutes les éprouvettes de contrôle.

4.5.2. Poutres renforcées par l'insertion d'une tige en carbone collée

Poutres sans pré-fissuration (SF1-TC, SF2-TC et SF3-TC)

Les poutres : SF1-TC, SF2-TC et SF3-TC ont été renforcées par l'insertion d'une tige en fibres de carbone dans l'espoir d'améliorer, leur résistance ultime.

L'endommagement de la poutre SF1-TC a commencé avec deux fissures (**1** et **2**) d'environ 200µm de largeur. Ces fissures sont nées sur les appuis inférieurs et se sont propagées vers le point d'application du chargement supérieur avec une inclinaison d'environ 30° (tan *2h/L*) par rapport à la face inférieure de la poutre. Parmi ces deux fissures, une seule (fissure **1** de la **Figure 4-10**), s'est élargie et de nouvelles fissures sont apparues du même côté que la fissure oblique critique (FOC : fissure **1**).

Figure 4-10 Endommagement initial de la poutre « SF1-TC ».

Compte tenu du type de fissuration et de la forme de la courbe Force – flèche de la poutre, il est possible d'en déduire que l'endommagement final de la poutre est dû à l'effort tranchant. La fissuration s'est développée d'un seul côté de la poutre. Cette fissuration est due à la concentration élevée des contraintes dans l'interface colle/béton avec comme résultat une forte fissuration du béton (**Figure 4-11**). La flèche réelle de la poutre SF1-TC était de 1,44mm, pour une résistance ultime de 98,78kN.

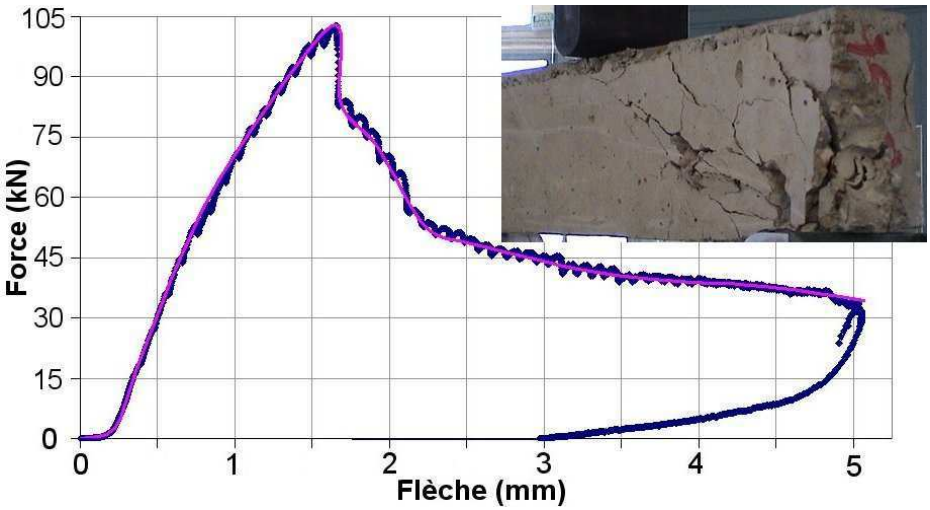


Figure 4-11 Poutre « SF1-TC ».

La tige en composite n'a présenté aucun endommagement visible. D'ailleurs, aucune tige utilisée n'est arrivée à la rupture. Cependant un endommagement interne de la tige a peut être eu lieu, il aurait fallu faire des essais plus approfondis pour vérifier l'état réel de la tige.

L'estimation de la résistance ultime par flexion, en respectant les hypothèses classiques du BA, donne une valeur de 104,17kN (voir **Tableau 4-2**, page 143) mais l'éprouvette a été endommagée par des

efforts tranchants. Théoriquement la résistance ultime par effort tranchant est de 61,27kN (voir **Tableau 3-4**, page 113), pourtant la résistance ultime réelle mesurée a été de 98,78kN. A partir de ces résultats il est possible de conclure que la tige contribue à la modification de l'inclinaison des bielles de compression (voir θ page 62). Car la résistance ultime est beaucoup plus importante (61,22%) que la résistance ultime théorique sans le biais de la tige.

Les poutres SF2-TC et SF3-TC ont eu des endommagements qui ressemblent à ceux de la poutre SF1-TC. Ils sont observables, respectivement, à la **Figure 4-12** et la **Figure 4-13**. Ces poutres (SF2-TC et SF3-TC) présentent un comportement élastique **(1)** jusqu'à une valeur de la force de 50,0kN et 40,7kN respectivement. Lors du comportement élastique, la force imposée à la poutre est supportée par le béton, l'acier et la tige. Ensuite, la phase de service fissurée **(2)** est observée. La poutre résiste à une augmentation du chargement jusqu'à céder pour une rupture soudaine.

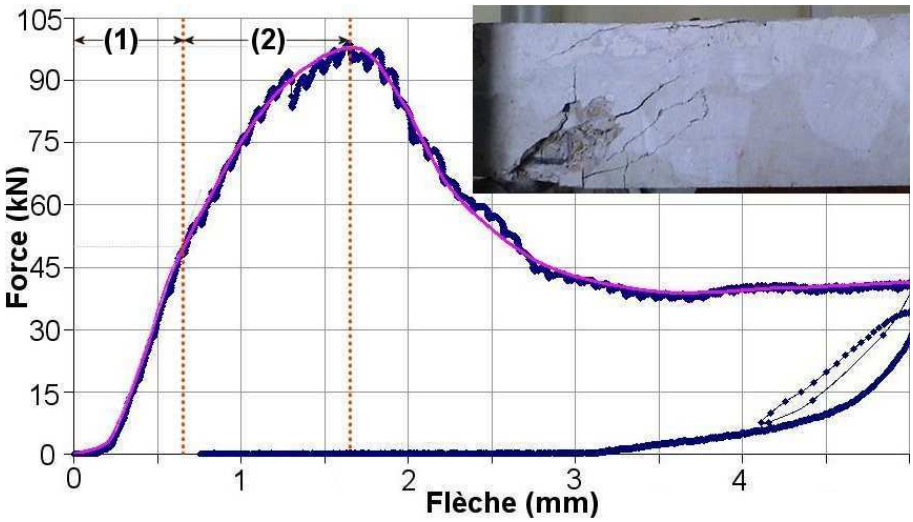


Figure 4-12 Poutre « SF2-TC».

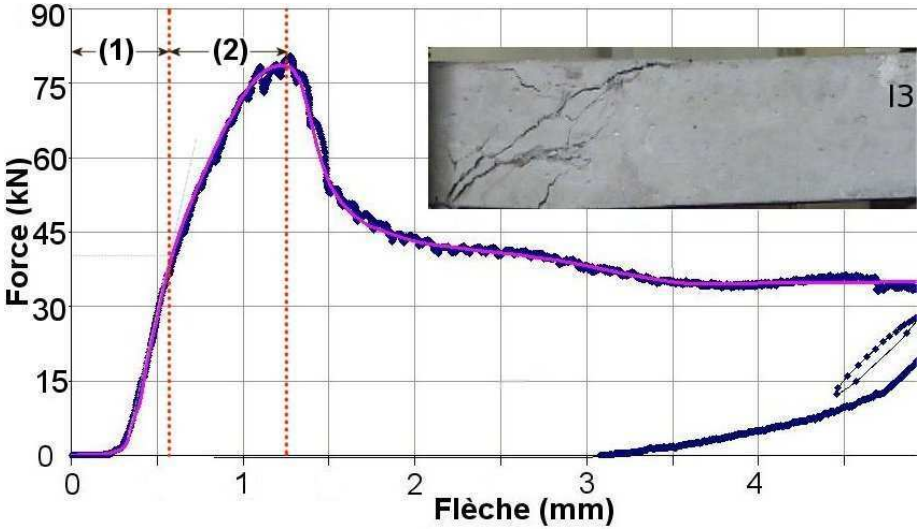


Figure 4-13 Poutre « SF3-TC».

Juste avant que la valeur de la force chute, les poutres arrivent à la nouvelle valeur limite d'effort tranchant avec la contribution de la tige. Cette rupture fragile se produit car la résistance au cisaillement de la poutre n'a pas été améliorée, même si la tige contribue à la redistribution des efforts tranchants (voir **Tableau 4-8**, page 167). En effet, la liaison de la tige avec le béton diminue avec la

propagation de la fissuration et pendant que la détérioration simultanée du béton augmente. Enfin, c'est les cadres en acier qui supportent tout le chargement. La contribution de l'armature transversale est de 42,10kN (voir **Tableau 3-4**, page 113).

La résistance ultime de la poutre SF2-TC mesurée est de 98,70kN pour une flèche (f.r.$_{SF2-TC}$) égale à 1,44mm et de 80,03kN pour la poutre SF3-TC avec une flèche de 0,89mm.

La moyenne des valeurs de la résistance de ces trois poutres sans pré-fissuration et renforcées par l'insertion d'une tige est égale à 92,50kN avec un écart type de 10,8kN. Ce groupe d'éprouvettes a eu une augmentation de la résistance ultime de 68,35% grâce à l'insertion de la tige en composite par rapport à la valeur moyenne des éprouvettes "Contrôle". Un incrément de la résistance aux efforts tranchants de 50,98% en relation avec la valeur théorique est constaté.

Poutres avec un 1er niveau de pré-fissuration (1NF1-TC et 1NF2-TC)

Deux poutres avec un premier niveau de pré-fissuration ont été réparées par l'insertion d'une tige en fibres de carbone. La différence entre ce groupe et le précédent réside dans l'endommagement préalablement imposé aux poutres 1NF1-TC et 1NF2-TC.

Il est rappelé que le but des essais des poutres pré fissurées (1NF et 2NF) était de déterminer si les fissures présentes dans une poutre avant réparation, jouaient un rôle significatif sur la résistance ultime de celle-ci.

Lors de l'essai, la poutre 1NF1-TC n'est pas arrivée à sa résistance ultime par effort tranchant avec la contribution de la tige, car une Fissure Oblique Critique (FOC) a entièrement traversé la section transversale de la poutre, sans que la tige puisse participer à la redistribution des efforts internes. Ce comportement est dû à la mise en place de la réparation car la tige n'a pas complètement traversé l'axe longitudinal de la poutre à renforcer. Ce phénomène résulte d'un problème lors de l'installation de la tige dans la poutre.

La **Figure 4-14** montre la courbe de la force en fonction de la flèche ainsi que deux photographies de l'état final de la poutre. Le graphe permet de remarquer qu'au début de l'essai, la poutre a suivi le même comportement que les poutres précédentes.

Ce comportement a changé lorsque la fissure FOC (orientée à 45°), à la droite de la **Figure 4-14** a traversé la poutre sans que la tige puisse empêcher l'évolution de celle-ci. Dans le détail de la photo de l'endommagement, l'extrémité de la tige est visible au niveau de la fissure compte tenue qu'elle ne traverse pas complètement la poutre. En effet, la fissure s'est propagée, entraînant rapidement l'effondrement de la poutre avec une rupture très fragile par effort tranchant. Malgré cette ruine, une augmentation de la résistance ultime de 9% a été constatée par rapport a la moyenne de la résistance finale des poutres en BA, avec une valeur finale de Q_u = 60,0kN (f.r.= 0,50mm). Cette Q_u est 2% inférieure à la résistance due aux efforts tranchants théorique (61,27kN).

Lorsque cette méthode est utilisée, il faut faire attention à ce que la tige soit correctement placée, autrement dit, elle doit traverser complètement l'axe longitudinal ou celui que l'on souhaite renforcer, pour éviter une rupture du type de la poutre 1NF1-TC.

La poutre 1NF2-TC (**Figure 4-15**) pour laquelle la tige en carbone la traverse complètement a montré

naturellement une meilleure résistance face au chargement par rapport à la poutre 1NF1-TC. Sa résistance ultime ($Q_{u\ 1NF2\text{-}TC}$ = 98,55kN quand $f.r._{1NF2\text{-}TC}$ = 0,9mm) a augmenté de 79% comparée à la moyenne des poutres "Contrôle".

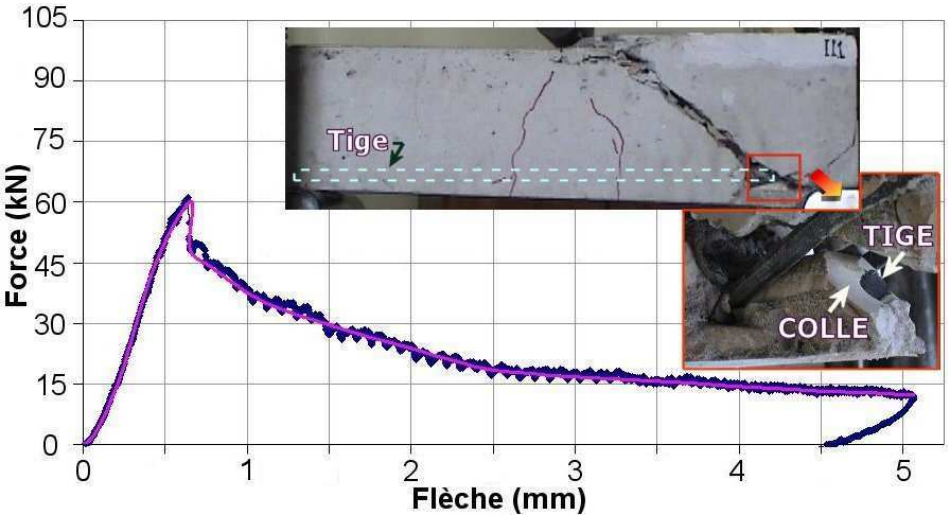


Figure 4-14 Poutre « 1NF1-TC ».

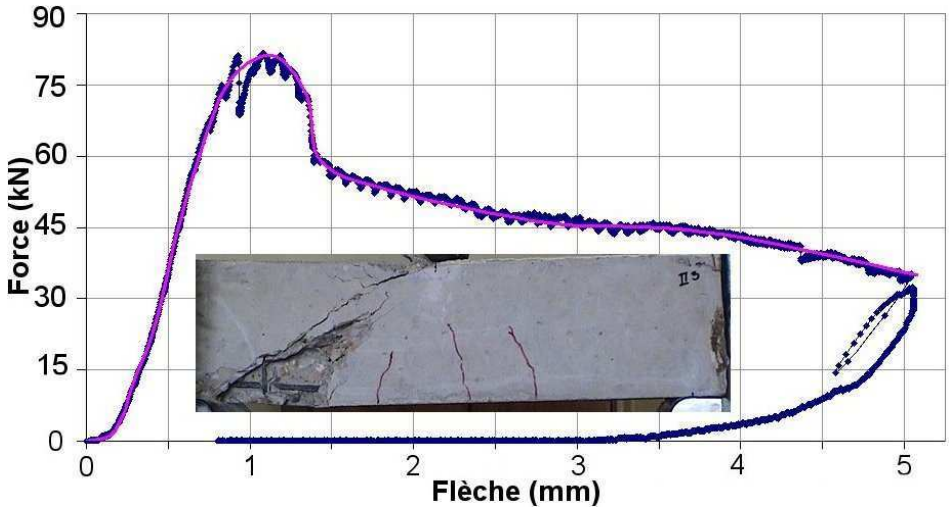


Figure 4-15 Poutre « 1NF2-TC ».

Il est important de noter que la détérioration de l'éprouvette est produite par de nouvelles fissures qui naissent à partir d'un des appuis, en continuant vers le point central où la charge est appliquée. Cette fissuration est caractéristique de la rupture par effort tranchant.

Les anciennes fissures n'évoluent plus car celles-ci sont dues aux efforts de flexion et elles se trouvent dans la partie centrale de la poutre, tandis que les nouvelles fissures dues aux efforts tranchants continuent avec une orientation d'environ 30°. Cette fissuration était attendue car le renforcement par cisaillement n'a pas été amélioré, même si la tige augmente considérablement la résistance ultime (e.g. SF1-TC, SF2-TC et SF3-TC). Les résultats sont comparés au **Tableau 4-8** (page 167).

4.5.3. Poutres renforcées par l'insertion d'une tige en verre

Les résultats de deux types différents de tiges (en carbone et en verre) ont été comparés, car les composites en verre sont moins chers que ceux en carbone. Pour cela, les poutres 1NF3-TC et 2NF3-

TC ont été renforcées par une tige en verre.

Poutre avec un 1er niveau de pré-fissuration (1NF3-TC)

Les résultats de l'essai de la poutre 1NF3-TC ont présenté une performance intéressante. En effet, une résistance ultime de 98,55kN a été enregistrée ($f.r._{1NF3-TC}$ = 1,44mm) ce qui représente une augmentation de la résistance de 79% par rapport à la poutre « Contrôle » (**Figure 4-16**).

De nouvelles fissures se sont également amorcées d'un seul côté de la poutre. Elles caractérisent un endommagement par cisaillement. Néanmoins une ancienne fissure s'est élargie. L'écrasement du béton de la partie en compression de la poutre a été observé.

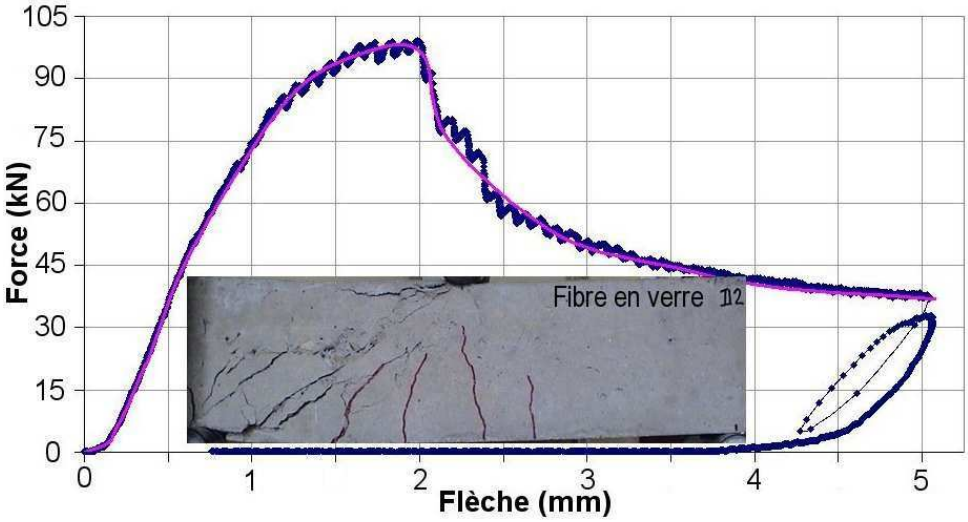


Figure 4-16 Poutre « 1NF3-TC ».

Pour une configuration d'essai de Flexion 3 Points (F3P), les efforts tranchants sont constants sur la distance ***L/2*** (***L*** est la distance entre les appuis). Ainsi, pour déterminer les zones de cisaillement prépondérant, le diagramme des efforts tranchants a été divisé en trois zone (voir **Figure 4-17**).

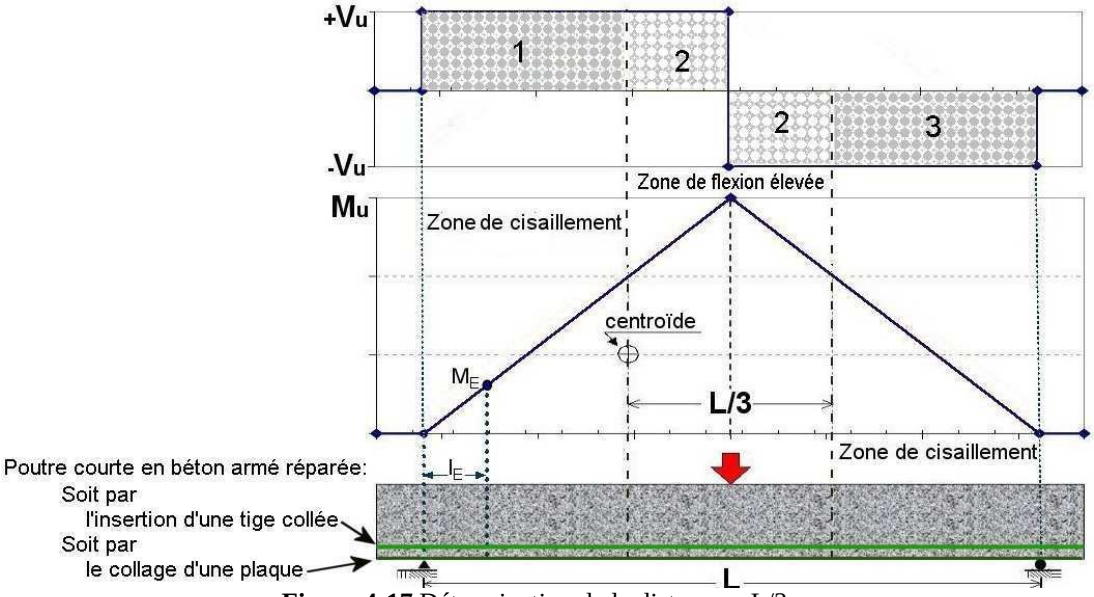


Figure 4-17 Détermination de la distance « L/3 ».

Zone 1 et 3 : le cisaillement est prépondérant compte tenu de l'évolution du moment fléchissant.

Zone 2 : l'action du moment fléchissant est prépondérante.

La limite entre ces zones a été estimée après l'analyse des résultats des essais en observant que la plupart des fissures verticales sont concentrées dans la zone 2. La largeur de cette zone coïncide avec la distance définie par les centroïdes des triangles de chaque côté du *diagramme du moment en fonction de la position* auquel la poutre est soumise, prenant en compte seulement la charge centrale.

Pour les essais en F3P, la zone de flexion élevée peut être limitée par une distance égale à *L/3* mesurées des appuis.

Le phénomène de la propagation et de l'ouverture des fissures nous permet de remarquer que : les fissures, d'une poutre chargée en F3P, se propageront après la réparation, si les fissures se trouvent dans les zones de cisaillement prépondérant, c'est-à-dire, à une distance inférieure à ***L/3*** mesurée à partir de l'appui.

La distance ***L/3*** pour ces essais est égale à 18cm et la fissure de l'éprouvette 1NF3-TC qui s'est élargie se trouve à une distance de 15cm de l'appui gauche. Comme cette valeur est inférieure à 18cm, l'élargissement de la fissure était bien prévu. Pour tous les cas précédents, les anciennes fissures n'ont pas évolué parce qu'elle se trouvent dans le tiers intermédiaire de ***L***.

Il est raisonnable d'estimer que les fissures de 1NF5-PC et 1NF6-PC qui se trouvent à respectivement 15cm et 16cm vont se propager. Pour les poutres restantes, les fissures ne doivent pas s'agrandir puisque elles sont localisées dans la zone de flexion élevée.

Poutre avec un 2ème niveau de pré-fissuration (2NF3-TC)

La poutre 2NF3-TC a été, aussi, renforcée par une tige en fibres de verre et sa résistance ultime est de 95,48kN ($f.r._{2NF3\text{-}TC}$ = 1,86mm), ce qui représente une augmentation de la force de 74% par rapport aux poutres « Contrôle ». Comme attendu, les anciennes fissures n'ont pas évoluées et de nouvelles fissures se sont produites d'un seul côté de la poutre. La fissure critique a une orientation d'environ 30° par rapport à l'horizontale.

Dans la **Figure 4-18**, l'état final de la poutre est présenté, les fissures du côté gauche de l'éprouvette se sont produites principalement à cause de la concentration des efforts dans l'interface colle/béton dans la zone du cisaillement élevé, en conduisant à la dégradation du béton autour des fissures.

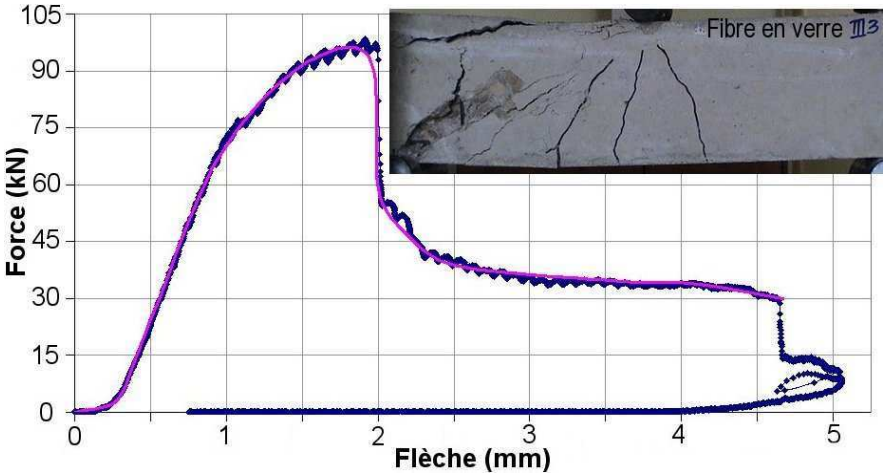


Figure 4-18 Poutre « 2NF3-TC ».

On observe clairement la fissure horizontale au niveau de l'armature comprimée du même côté gauche de l'éprouvette due à la courbure de l'armature dans cette section critique, car les aciers ont subi des déformations générant le délaminage de l'enrobage en béton de la face supérieure. Une fissure verticale dans la même zone critique au niveau du cadre est clairement aperçue.

Tous les résultats vont être analysés et comparés dans la section 4.6.1. (page 167). Dans la section suivante les résultats des poutres renforcées par le collage d'une plaque en fibres de carbone regroupées selon leurs niveaux de pré-fissuration sont présentés.

4.5.4. Poutres renforcées par le collage d'une plaque en carbone

Ce deuxième groupe de poutres (PC) a été renforcé par le collage d'une plaque en carbone sur la face tendue de l'éprouvette. La plaque est ancrée par les appuis du montage de flexion 3 points. Des endommagements par cisaillement sont attendus, car le renforcement à ce type de chargement n'a pas été amélioré.

Ci-après les résultats des neuf éprouvettes regroupés en trois groupes sont présentés : les poutres sans pré-fissuration, ainsi que celles avec un 1er et un 2ème niveaux de pré-fissuration.

Poutres sans pré-fissuration (SF4-PC, SF5-PC et SF6-PC)

Ce groupe d'éprouvettes sans aucun pré-endommagement est arrivé à la rupture par des fissures dues aux efforts tranchants et au décollement de la plaque en composite. Cet endommagement a débuté avec deux fissures très fines de chaque côté de la poutre, du même type qu'un endommagement initial typique d'une poutre en BA testée en flexion. Ensuite, une des deux fissures localisée près d'un appui s'est élargie en produisant le premier décollement de la plaque vers l'extrémité dû aux efforts tranchants. Ce type de décollement est rapporté dans la bibliographie comme le décollement de composite à mi-porté (page 47). Juste avant ce premier décollement de la plaque, la poutre réparée arrive à sa résistance ultime de nouvelles fissures peuvent apparaître. Si un deuxième décollement a lieu, celui-ci produit la propagation et l'ouverture d'une deuxième fissure importante.

Le décollement de la plaque s'est produit dans l'interface béton/colle. Des petits morceaux de béton collés sur la couche de la colle époxyde pouvaient généralement être observés.

La **Figure 4-19** illustre le comportement de SF4-PC. Avant qu'elle n'arrive à sa résistance ultime.

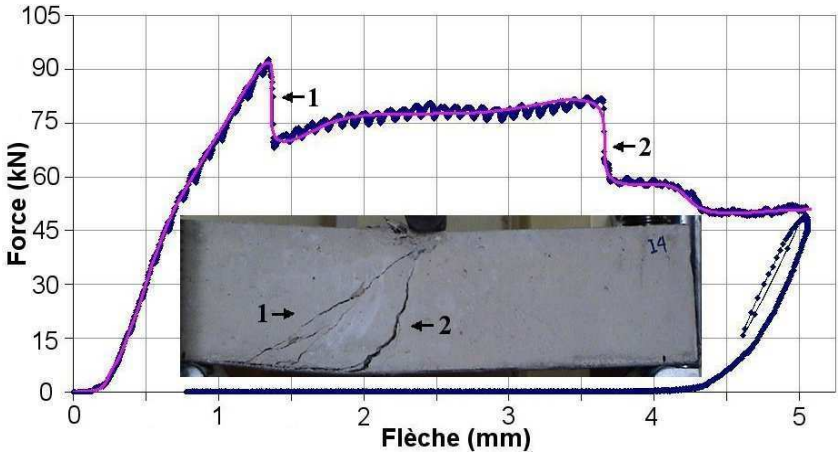


Figure 4-19 Poutre « SF4-PC ».

Deux décollements progressifs de la plaque en composite ont été clairement observés sur le graphe de la force résistance en fonction de la déformation. Nous avons noté avec deux nombres (1) et (2) l'apparition de chaque décollement et la fissure correspondante sur l'éprouvette et sur le graphique.

La première fissure est due à la concentration des efforts tranchants au sein du béton armé. Cette fissure produit le décollement de la plaque en composite (**1**). Comme la plaque est ancrée par l'appui inférieur, on observe dans le graphe un intervalle constant de la valeur de la résistance. Cet intervalle correspond encore à la contribution de la plaque jusqu'à l'apparition de la 2ème fissure dans la zone de flexion élevée. Après le 2ème décollement, la résistance est apportée par la plastification des armatures tendues ($Q_{u\ flexion\ du\ BA}$ = 45,77kN).

Les deux dernières éprouvettes ont été endommagées par cisaillement sans la plastification de l'armature tendue après le décollement de la plaque. L'armature tendue n'est pas plastifiée parce que la valeur de sa résistance lorsque la flèche est égale à 5mm est inférieure à la résistance ultime estimée d'une poutre en BA ($Q_{u\ flexion\ du\ BA}$). Les résultats sont analysés et comparés dans la section 4.6.3. (page 173).

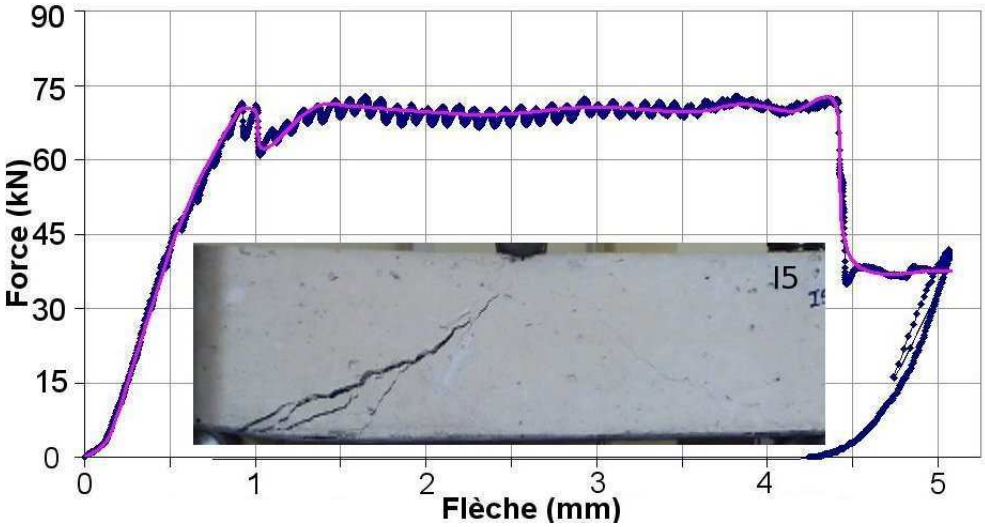


Figure 4-20 Poutre « SF5-PC ».

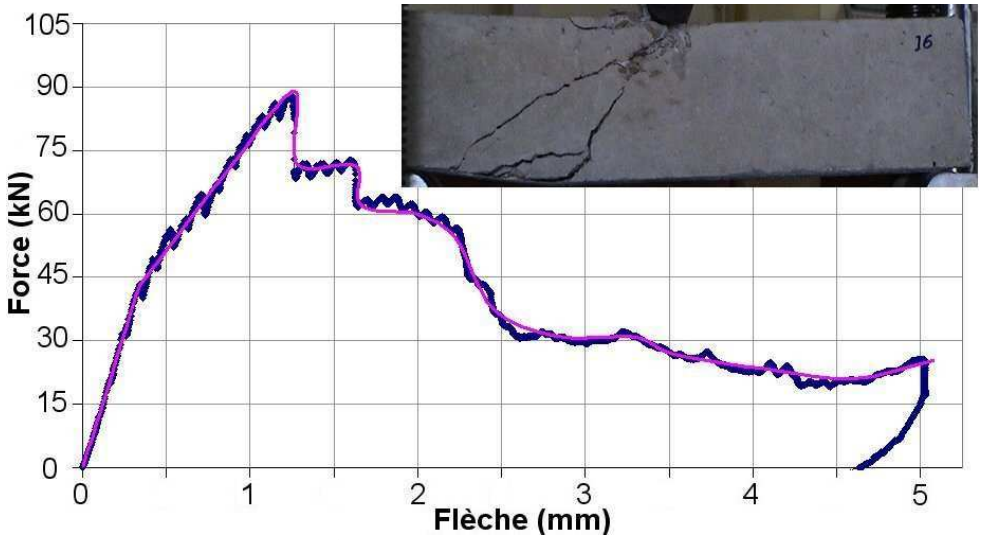


Figure 4-21 Poutre « SF6-PC ».

Les résistances ultimes de SF4-PC, SF5-PC et SF6-PC étaient respectivement de 92,32kN (f.r.$_{SF4-PC}$ = 1,13mm), 70,95kN (f.r.$_{SF5-PC}$ = 0,30mm) et 88,88kN (f.r.$_{SF6-PC}$ = 1,27mm) ; avec une moyenne de 84,05kN, un écart type de 11,47kN pour un coefficient de variation de 13,65%. Cette réparation améliore la résistance de l'éprouvette en BA d'environ 53% par rapport à la valeur moyenne des éprouvettes "contrôle".

Poutres avec un 1er niveau de pré-fissuration (INF4-PC, 1NF5-PC et 1NF6-PC)

La poutre 1NF4-PC appartient aussi au groupe (PC), mais ses résultats sont présentés dans la partie de l'émission acoustique (§4.5.5. page 157), car elle a été suivie par cette technique.

Pendant l'essai de la poutre 1NF5-PC, deux fissures (**Figure 4-22**, page 155) sont apparues sur le côté gauche de la poutre. Ce type d'endommagement est très similaire à celui de la poutre SF4-PC.

La première fissure **(1)** produit le décollement de la plaque et un 2ème décollement génère l'agrandissement de la 2ème fissure **(2)**. On observe que l'intervalle entre **(1)** et **(2)** a la même valeur que celui observé lors de l'essai de SF4-PC (≈75kN). On constate la plastification des aciers de la zone tendue car la valeur de la résistance lorsque la flèche est égale à 5mm est supérieure à 45kN.

La rupture de la poutre 1NF6-PC est produite par une seule Fissure Oblique Critique (la FOC à droite de la photo de la **Figure 4-23**, page 156), ce qui veut dire qu'un seul décollement de la plaque s'est produit. Ce type de rupture est très fragile. On observe que la plaque et l'armature tendue n'ont pas contribué à la résistance de la charge post-résistance ultime.

L'hypothèse de l'élargissement des fissures a été confirmée car les anciennes fissures des deux poutres se sont élargies. En raison de leur distance inférieure à *L/3* mesurée à partir de l'appui.

Les résistances ultimes des poutres 1NF5-PC et 1NF6-PC sont respectivement de 96,0kN (f.r.$_{1NF5-PC}$ = 1,44mm) et de 64,5kN (f.r.$_{1NF6-PC}$ = 0,85mm).

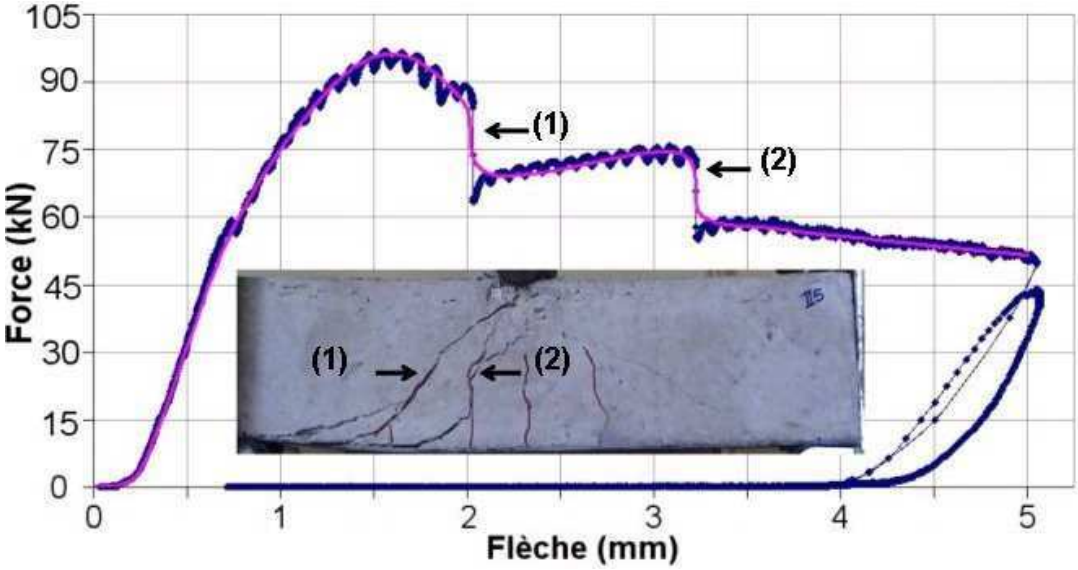


Figure 4-22 Poutre « 1NF5-PC ».

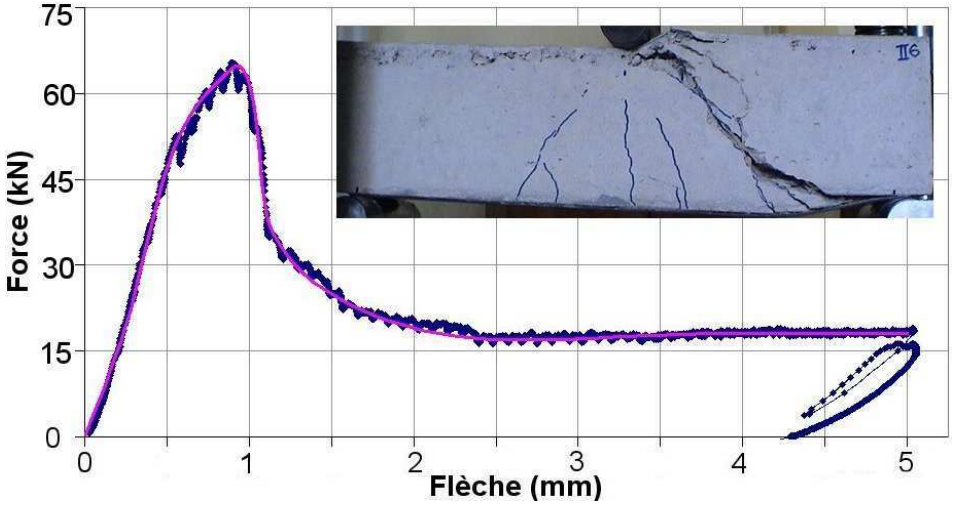


Figure 4-23 Poutre « 1NF6-PC ».

Poutres avec un 2ème niveau de pré-fissuration (2NF4-PC, 2NF5-PC et 2NF6-PC)

Les poutres 2NF4-PC, 2NF5-PC et 2NF6-PC ont une pré-fissuration de deuxième niveau qui correspond à une ouverture moyenne de fissures de 0,6mm et sont réparées par le collage d'une plaque.

L'analyse de la courbe de la poutre 2NF4-PC (**Figure 4-24**), montre que quatre décollements progressifs ont eu lieu, en produisant deux nouvelles fissures importantes. La charge ultime était de $Q_{u\ 2NF4\text{-}PC}$ = 96,75kN pour une flèche de $f.r._{2NF4\text{-}PC}$ =1,14 mm. Le mécanisme de rupture de l'éprouvette est semblable à celui des éprouvettes SF4-PC et 1NF5-PC, car on observe la contribution de la plaque par intervalle, et la 2ème fissure se place dans la zone de flexion élevée permettant la plastification de l'armature tendue.

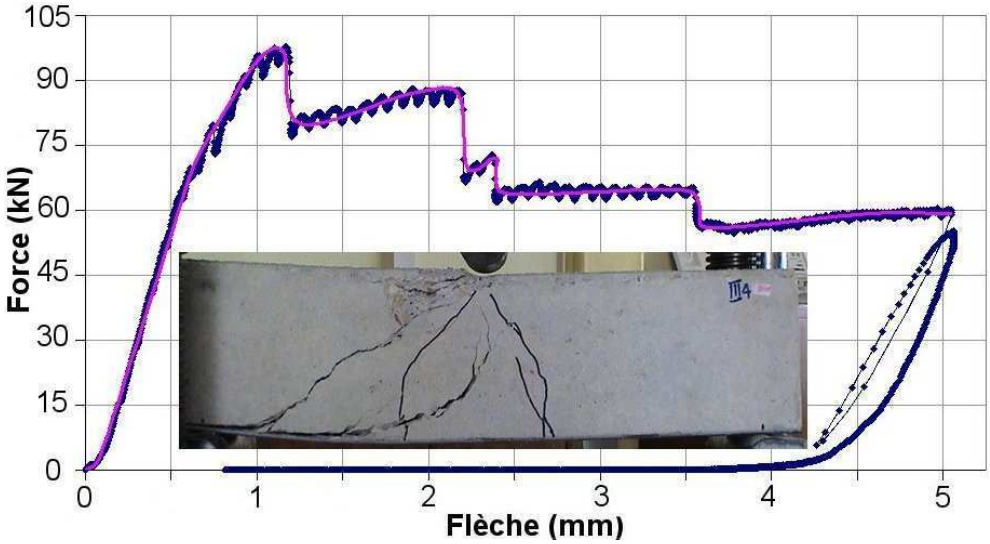


Figure 4-24 Poutre « 2NF4-PC ».

La résistance ultime de la poutre 2NF5-PC est de 97,5kN pour une flèche de 1,40mm. En observant le graphe de la force résistante en fonction de la flèche de la **Figure 4-25** (page 157), on constate que la capacité portante de la poutre est inférieure à celle de la plastification de l'armature tendue (i.e.

45,77kN), avec un seul décollement de la plaque et des fissures dues au cisaillement. La rupture de la poutre est due à la fissure oblique critique (FOC).

La courbe de la force en fonction de la flèche de la poutre 2NF6-PC (**Figure 4-26**) montre une diminution rapide, comportement typique d'une rupture fragile due à la fissure oblique critique. L résultat donne une flèche de 1,05mm, pour une résistance ultime de 80,25kN.

Aucune des anciennes fissures n'a évolué, fait qui confirme la détermination des zones d'efforts élevés et l'agrandissement des fissures pour les poutres testées en flexion 3 points.

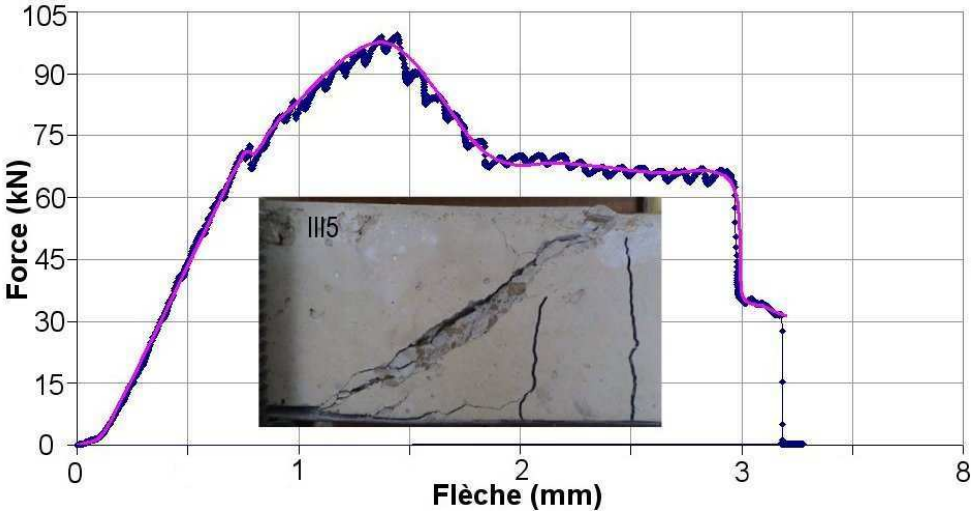


Figure 4-25 Poutre « 2NF5-PC ».

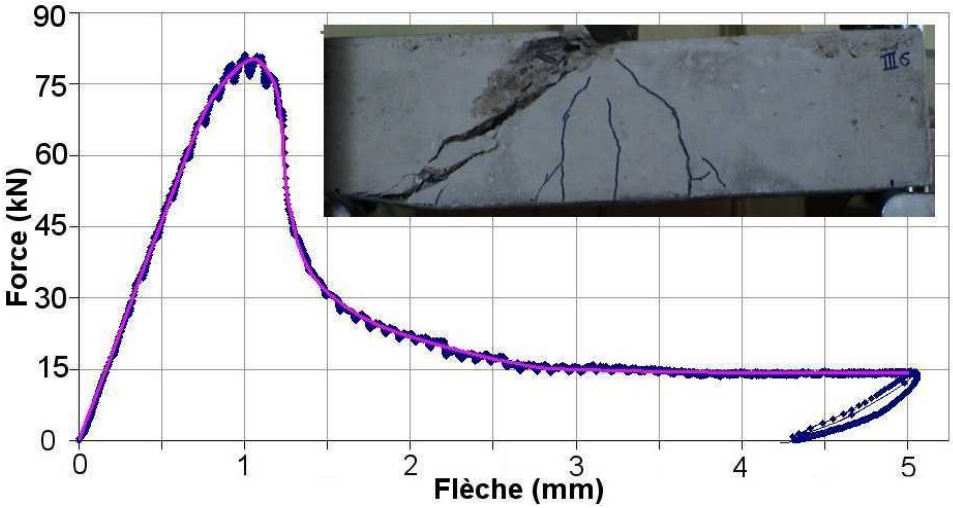


Figure 4-26 Poutre « 2NF6-PC ».

Les résultats de ces essais sont analysés et comparés dans la section 4.6.3. page 173.

Dans le paragraphe suivant les résultats des essais des éprouvettes C9 et 1NF4-PC suivies en utilisant l'émission acoustique sont présentés.

4.5.5. Emission Acoustique (EA)

Lors de ces essais des paramètres de l'EA ont été enregistrés, tels que : le nombre de coups, le nombre de salves, la durée, l'amplitude et l'énergie des signaux (voir §1.4.3. page 30). L'objectif de cette

analyse est de déterminer la localisation des endommagements internes.

Ces paramètres ont été comparés graphiquement et ils aident à mieux comprendre le comportement interne de l'éprouvette au moment de la fissuration. Par exemple, en observant le nombre de coups en fonction de la durée, nous pouvons identifier l'évolution de l'endommagement car la formation de microfissures émet des ondes sonores.

Les deux éprouvettes étudiées "C9" et "1NF4-PC" sont des poutres en béton armé (BA), l'une sans pré-endommagement et l'autre réparée par le collage d'une plaque en composite. Huit capteurs d'émission acoustique ont été utilisés pour localiser les événements en 3D. La **Figure 4-27** et **Figure 4-28** montrent le placement de ces huit capteurs. Quatre capteurs ont été collés sur la face avant et quatre autres sur la face arrière dans la zone centrale.

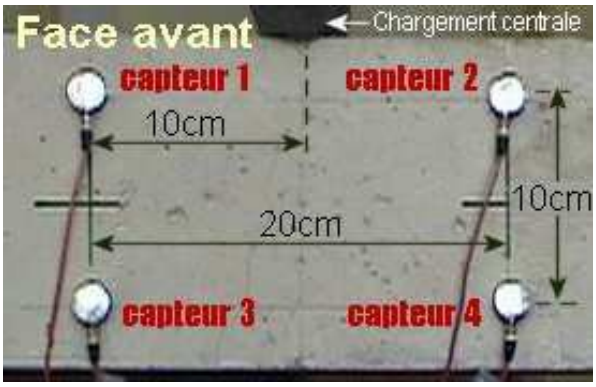


Figure 4-27 Eprouvette « C9 » (face avant) avant l'essai.

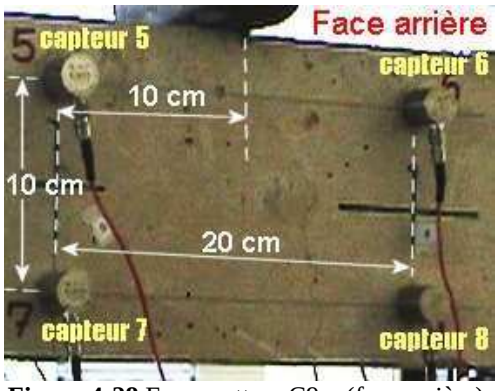


Figure 4-28 Eprouvette « C9 » (face arrière).

Ci-après, les résultats obtenus et leur analyse sont présentés. L'essai de l'éprouvette C9 a été divisé en deux cycles de chargement. Les résultats sont donc divisés comme suit : 1er cycle de l'éprouvette C9, 2ème cycle de l'éprouvette C9 et l'éprouvette 1NF4-PC.

PREMIER CYCLE DE L'EPROUVETTE « C9 »

Lors du premier cycle de chargement, une seule fissure au milieu de la poutre a été observée (**Figure 4-29**). Ce mécanisme de fissuration est dû au moment fléchissant.

Figure 4-29 1er fissure de l'éprouvette « C9 » (1er cycle de chargement).

Cette fissure a été aussi clairement identifiée par les paramètres de l'émission acoustique avant d'être perceptible à l'œil nu. La localisation des événements a pu être réalisée. La **Figure 4-30** montre les événements localisés pendant un premier intervalle de temps (de 0 à 50s) du 1er cycle de chargement de l'éprouvette "C9". La plupart des événements se situent dans la zone où la fissure est apparue.

A partir du graphique résultant (**Figure 4-31**) de la superposition des graphes de la force en fonction de

la durée, et du nombre de coups en fonction de la durée, il est possible de remarquer que :

- lorsque la force atteint une valeur de l'ordre de 7,5kN le nombre de coups augmente brutalement. On peut donc en déduire que ces nouveaux signaux sonores sont dus à la formation de nouvelles microfissures imperceptibles à l'œil nu, parce qu'elles s'amorcent à l'intérieur de la poutre courte. Cette zone correspond aux premières fissures du béton,
- le deuxième pic du nombre de coups en fonction du temps correspond à l'apparition de la fissure macroscopique au milieu de la poutre (force = 53,5kN) et qui correspond au début de la plastification de l'armature tendue.

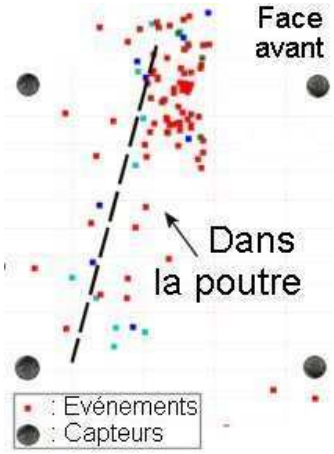


Figure 4-30 Evénements localisés lors d'un 1er intervalle de temps.

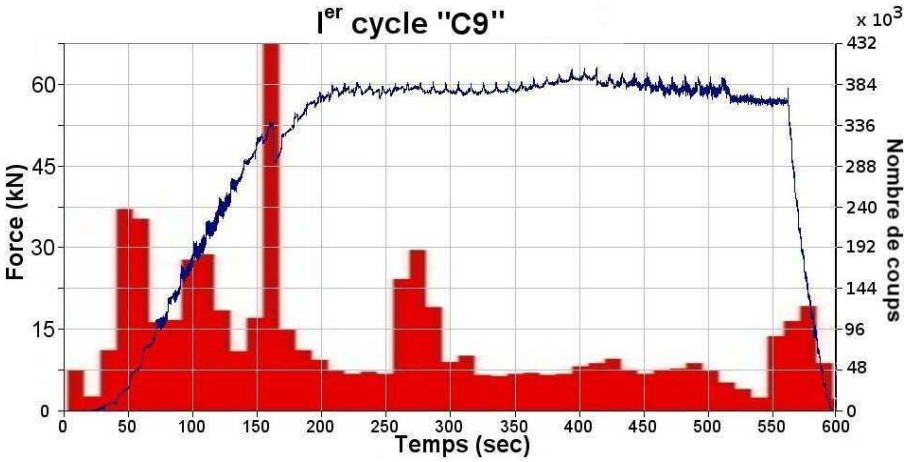


Figure 4-31 Graphe de la force et du nombre de coups en fonction de la durée du 1er cycle de l'éprouvette « C9 ».

Pour approfondir les analyses des résultats de l'émission acoustique (EA), il a été décidé de diviser l'analyse en plusieurs intervalles de temps.

Le 1er cycle de chargement de l'éprouvette "C9" a été divisé en 3 intervalles de temps de la manière suivante :

- le *premier intervalle* (0 ~ 160s) correspond à la zone de service pendant laquelle des fissures sont observées. Cette zone est limitée par la chute de la courbe de la force en fonction du temps,
- le *deuxième intervalle* (160s ~ 520s) correspond à la zone de la plastification de l'armature tendue de la poutre,
- le *dernier intervalle* (520s ~ 600s) correspond au déchargement de l'éprouvette.

Le **Tableau 4-5** montre les résultats de l'analyse détaillée des graphes (e.g. **Figure 4-32**) présentés dans l'Annexe C (voir §C.1.1. page 236) et ce, pour chaque intervalle.

Tableau 4-5 Paramètres d'EA caractéristiques du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 ».

Intervalle de temps (s)	*Nombre maximal de Coups*	*Amplitude (dB)*	*Nombre maximal de salves*	*Amplitude (dB)*	*Coups/salves du graphe 1 et 2*	*Pic maximal coups/salves du graphe 4*
0 ~ 160	140.000	99	2.500	43	56	1
160 ~ 520	750	70	5	42	15	10
520 ~ 600	25.000	58	1.900	42	13	0,1

Dans le premier intervalle de temps (0~160), le nombre de coups en fonction de l'amplitude montre que le nombre maximal de coups : 140.000 (voir 2ème colonne du **Tableau 4-5**) se produit pour une amplitude de 99dB..

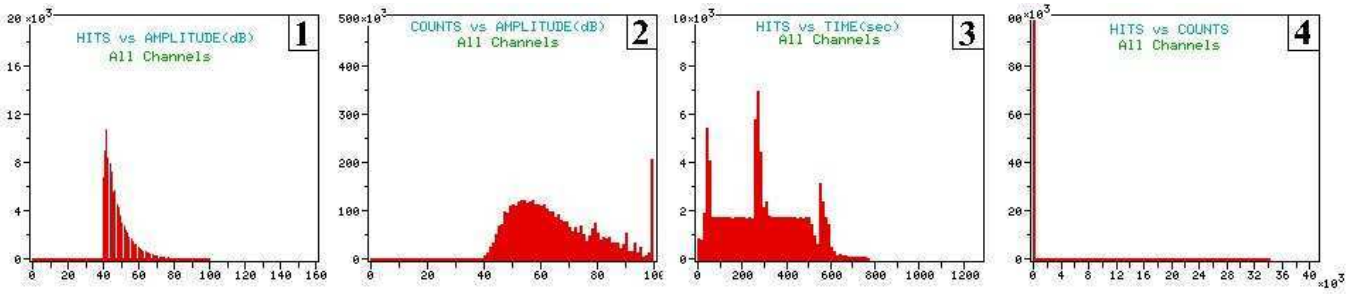


Figure 4-32 Graphiques de l'EA du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 ».

Dans l'intervalle 160~520, il n'y a pas d'activité acoustique très importante, car aucune apparition de nouvelles fissures n'est signalée.

Dans l'intervalle 520~600, le nombre de coups augmente par rapport à l'intervalle précédent mais cette augmentation ne représente qu'environ 15% du nombre de coups du 1er intervalle. L'apparition de ces nouveaux événements est probablement due à la friction (entre les côtés des fissures) pendant la décharge.

Les graphiques par intervalles ont été construits afin de comparer nos résultats avec ceux de WU (voir §1.4.3. page 30) sur la caractérisation des mécanismes d'endommagement du béton armé par l'EA.

Le ratio coups/salves des graphiques **1** et **2** est égal à 18 tant que la valeur maximale du graphique **4** (**Figure 4-32**, page 160)**,** qui met en relation le nombre de salves en fonction du nombre de coups, est de 0,2. Ces deux valeurs (18 et 0,2) comparées par WU et utilisées pour valider son hypothèse pour la détermination des mécanismes (voir §**Tableau 1-6**, page 35) sont complètement différentes alors qu'elles doivent avoir la même grandeur selon WU.

Des résultats très différents ont été obtenus lorsque nous avons comparé les ratios coups/salves des 3 intervalles de temps. En effet, lorsqu'il s'agit d'un essai en flexion 3 points d'un élément en béton préalablement entaillé, l'hypothèse énoncée par WU est fiable. En revanche, les résultats de ce 1er essai montrent que l'isolation des mécanismes d'endommagement, d'une poutre non pré-entaillée, ne suit pas le principe proposé par WU, donc plusieurs mécanismes d'endommagement se sont produits (fissuration, frottement, écrasement, …).

Dans la **Figure 4-33**, le nombre de coups en fonction de la durée pour chaque capteur est présenté. Tous les capteurs enregistrent les mêmes événements importants.

La localisation des événements d'EA a été réalisée par Euro Physical Acoustics, S.A. par la méthode de triangulation. La localisation des coups en 2D de cet essai est représentée sur la **Figure 4-34**, où les points indiquent l'activité interne la plus intense. La ligne droite noire représente la localisation de la macrofissure lors de ce 1er cycle de chargement.

La plupart des événements sont localisés dans la zone de contact entre le vérin supérieur et la zone de compression dans l'éprouvette (frottement). Plusieurs événements sont situés dans la zone où une

deuxième fissure va se produire pendant le 2ème cycle de chargement. Ce fait constate l'efficacité de l'EA de prévoir l'apparition des fissures.

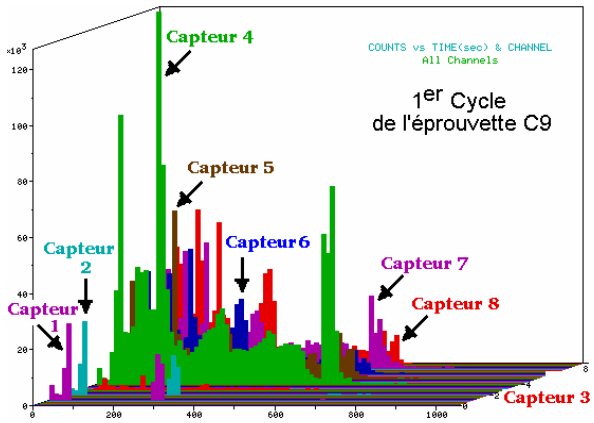


Figure 4-33 Graphique des coups en fonction de la durée de chaque capteur lors du 1er cycle de l'éprouvette « C9 ».

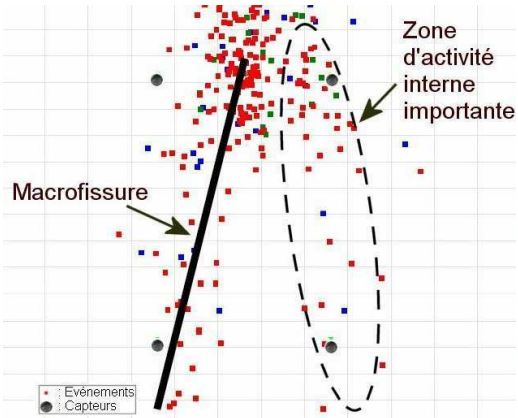


Figure 4-34 Localisation des événements de l'essai complet de « C9 » lors du 1er cycle de chargement.

DEUXIEME CYCLE DE CHARGEMENT DE L'EPROUVETTE « C9 »

Lors du deuxième cycle de chargement, une nouvelle fissure est apparue et l'ancienne s'est élargie. La **Figure 4-35** montre l'état final de l'éprouvette "C9".

Figure 4-35 État final de l'éprouvette « C9 » (2ème cycle de chargement).

La **Figure 4-36** présente la localisation des événements lors d'un premier intervalle de temps (de 0 à 300sec). Aucun événement n'est apparu dû à l'effet de Kaiser (voir page 32). La **Figure 4-37** montre le graphique où la force et le nombre de coups en fonction de la durée ont été superposés pour le 2ème cycle de chargement de la même poutre "C9".

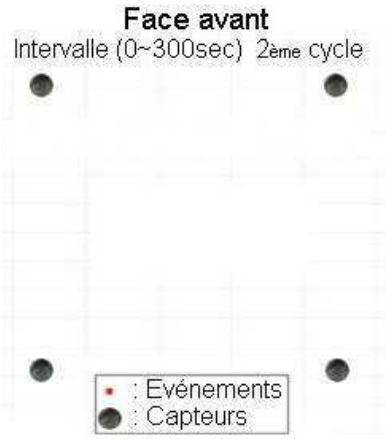


Figure 4-36 Evénements localisés lors d'un 1er intervalle de temps.

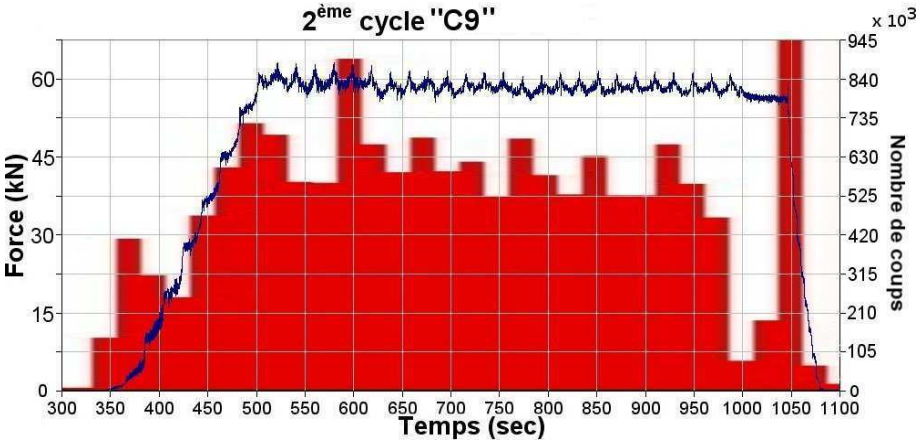


Figure 4-37 Graphique de la force et du nombre de coups en fonction de la durée du 2ème cycle de l'éprouvette « C9 ».

Dans ce cycle, il y a une activité beaucoup plus importante dans le béton que pendant le cycle précédent. Lors du 1er cycle de chargement nous avons enregistré 99.952 salves, tandis que 494.039 salves ont été enregistrées lors du 2ème cycle de chargement.

Cette différence représente une augmentation d'environ 80%. Elle est due à une activité interne beaucoup plus importante (apparition des nouvelles microfissures et fissures). Pendant tout l'essai, on observe également que le nombre de coups est plus important lors du 2ème cycle (525.000 coups environ) que lors du 1er cycle de chargement (48.000 coups environ).

Lors du 2ème cycle de chargement, la poutre déjà fissurée est rechargée jusqu'à une flèche centrale de 20mm. La grande quantité des événements est probablement due au frottement qui se produit au moment du chargement et du déchargement entre les fissures internes.

Les résultats ont été re-analysés de la même façon que lors du 1er cycle en analysant les graphes de deux intervalle de temps (voir §C.1.2. page 238) et pour obtenir les paramètres d'EA présentés du **Tableau 4-6**.

Tableau 4-6 Paramètres d'EA caractéristiques du 2ème cycle de chargement de l'éprouvette « C9 ».

Intervalle de temps (s)	***Nombre maximal de Coups***	***Amplitude (dB)***	***Nombre maximal. de Salves***	***Amplitude (dB)***	***Coups/salves du graph. 1 et 2***	***Pic maximal coups/salves du graph. 4***
300 ~ 500	200.000	50	8.000	40	25	25
500 ~ 950	68	50	2	40	34	2

En comparant les résultats pour chaque intervalle de temps, le ratio coups/salves des graphiques **1** et **2** avec celui du graphique **4**, on trouve que pour le 1er intervalle de temps le ratio est le même dans les deux cas avec une valeur de 25. Par contre, pour le 2ème intervalle de temps, les valeurs sont différentes.

Pour le 1er intervalle de temps, aucune nouvelle fissure n'est apparue, on considère par conséquent que l'ancienne fissure, celle qui a été produite lors du premier cycle de chargement, a accompli la fonction de l'entaille (par rapport aux résultats de WU de poutres en béton entaillées). C'est pour cette raison que le ratio coups/salves du premier intervalle de temps a présenté la même valeur car c'est la condition qui garantie un seul mécanisme d'endommagement (une seule fissure).

La **Figure 4-38** montre le nombre de coups en fonction de la durée pour chaque capteur, les événements les plus importants sont clairement identifiés a tous les capteurs.

La localisation des coups en 2D du 2ème cycle de chargement pour la même éprouvette C9 est représentée sur la **Figure 4-39**. Les points montrent l'endroit où l'activité interne est la plus importante. Les lignes droites noires représentent la localisation des macrofissures à la fin de l'essai. On observe que le 2ème cycle de chargement présente une activité acoustique plus importante que le 1er cycle. L'activité acoustique du 1er cycle a permis de prévoir la deuxième fissure qui est apparue en surface pendant ce 2ème cycle de chargement. Même si l'ancienne fissure est la plus large à la fin de l'essai, elle a générée moins d'événements pendant le 2ème cycle car cette fissure est apparue lors du premier cycle de chargement.

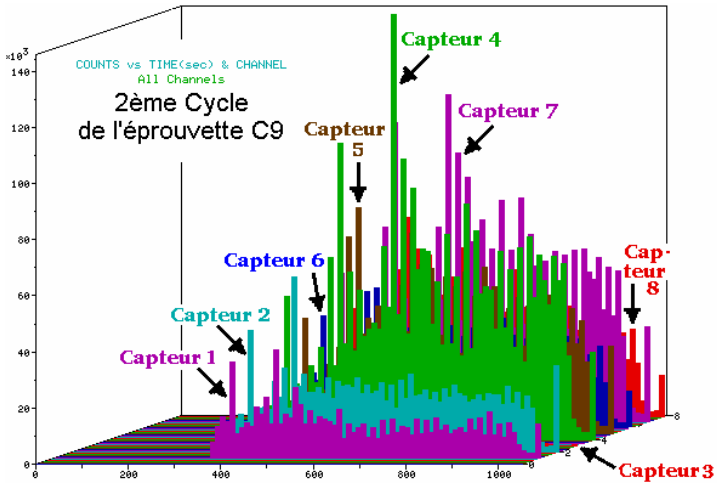


Figure 4-38 Graphique des coups en fonction de la durée de chaque capteur lors du 2ème cycle de l'éprouvette « C9 ».

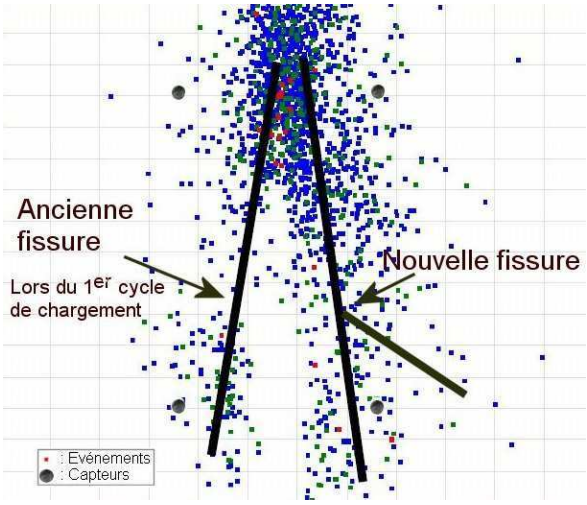


Figure 4-39 Position des événements localisés sur la poutre C9 soumise au 2ème cycle de chargement.

La localisation des événements de l'essai de la poutre C9 (Cycle 1 + Cycle 2) en 3D est présentée à la **Figure 4-40** . Les événements sont concentrés au milieu de la poutre. Dû aux conditions d'essai la localisation 2D permet une meilleure localisation des fissures.

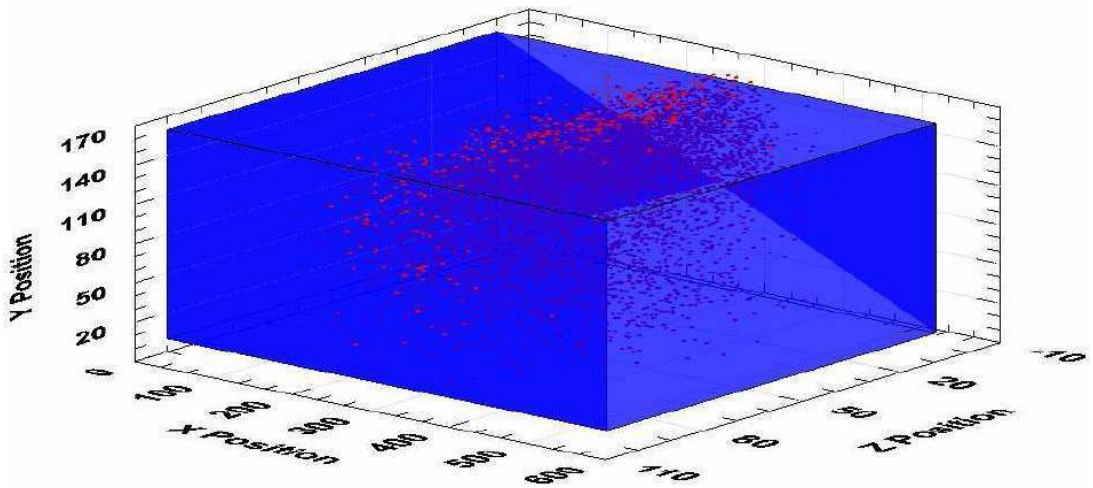


Figure 4-40 Localisation en 3D des événements sur la poutre C9.

EPROUVETTE « 1NF4-PC »

L'éprouvette "1NF4-PC" est une poutre en BA pré fissurée et réparée par le collage d'une plaque en composite. L'état final de l'éprouvette 1NF4-PC est présenté à la **Figure 4-41**.

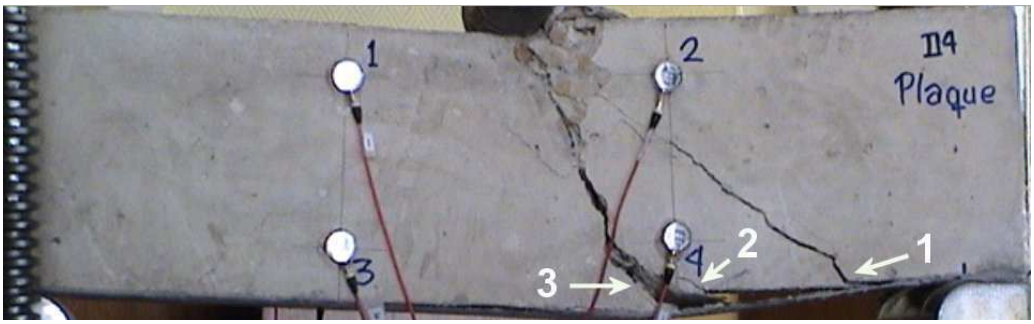


Figure 4-41 Etat final de l'éprouvette « 1NF4-PC » (face avant).

La poutre est arrivée à la rupture par le même mécanisme que les éprouvettes SF4-PC, 1NF5-PC et 2NF4-PC. Ce mécanisme de rupture est repéré par des décollements progressifs de la plaque en composite et par la plastification des armatures tendues. La 3ème fissure dans la zone de flexion élevée permettant leur plastification. Dans la **Figure 4-42**, les décollements de la plaque sont indiqués ainsi que les fissures correspondantes. L'évolution détaillée de l'endommagement de cette poutre est montrée sur une séquence de photographies à l'Annexe C (voir §C.2. page 243).

L'endommagement a commencé avec l'ouverture de la fissure la plus près du côté droit en produisant le décollement de la plaque vers l'extrémité de la poutre. Ensuite, la 2ème et la 3ème fissures se sont agrandies dues aux nouveaux décollements de la plaque. L'écrasement du béton est constaté dans la zone de contact entre le vérin supérieur et la poutre courte.

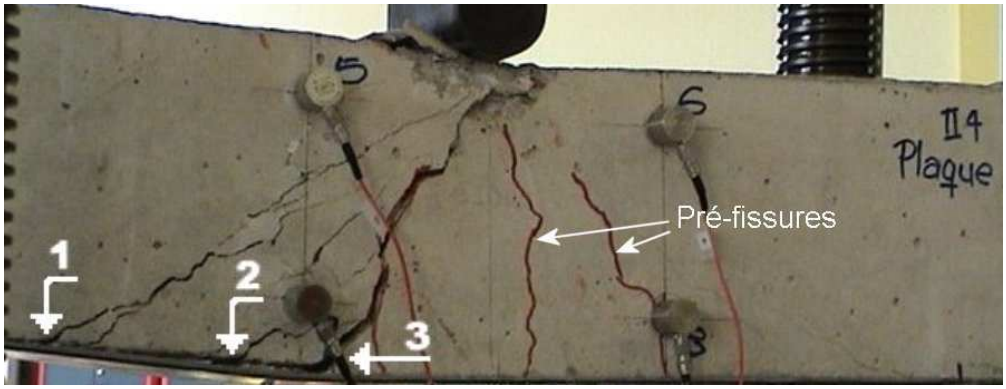


Figure 4-42 Etat final de l'éprouvette « 1NF4-PC » (face arrière).

Le décollement de la plaque s'est produit d'une façon progressive, en suivant la séquence indiquée par la numération de la **Figure 4-42**. Cette séquence correspond à chaque chute de la force supportée par la poutre tracée en fonction du temps (**Figure 4-43**, page 164).

L'histogramme du nombre de coups en fonction du temps de la **Figure 4-43**, montre que c'est le troisième décollement qui a dégagé la quantité la plus importante d'EA, lors de la plastification de l'armature tendue. Cela correspond bien à la fissure la plus importante. La transition entre la phase appelée élastique et celle de service fissurée est facilement reconnue par l'augmentation des coups.

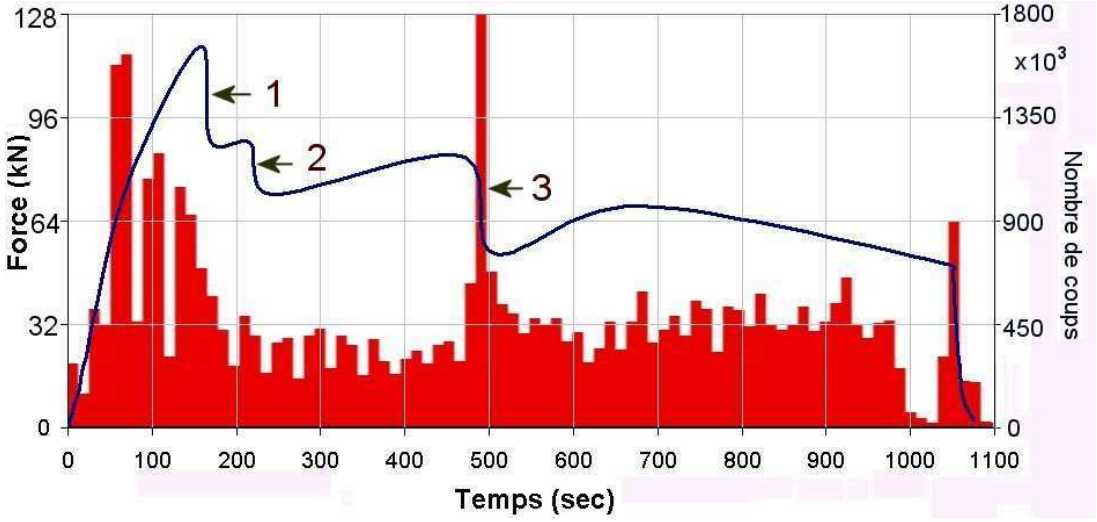


Figure 4-43 Graphique de la force et du nombre de coups en fonction du temps de l'éprouvette « 1NF4-PC ».

Le comportement de cette éprouvette a été divisé en six étapes afin de continuer l'analyse d'EA. Elles sont résumées au **Tableau 4-7**. Celui-ci décrit le nombre maximum de coups et le nombre maximum de salves avec leur amplitude correspondante pour chaque intervalle. Tous les graphiques obtenus lors de cette analyse, sont présentés dans l'Annexe C §C.1.3. (page 240).

Tableau 4-7 Paramètres d'EA caractéristiques de l'éprouvette « 1EN4-PC ».

Intervalle de temps (s)	*Nombre maximal de Coups*	*Amplitude (dB)*	*Nombre maximal. de Salves*	*Amplitude (dB)*	*Coups/salves du graph. 1 et 2*	*Pic maximal coups/salves du graph. 4*
0 ~ 60	250.000	100	3.500	40	71	0,2
60 ~ 160	33.000	95	15	40	2.200	0,2
160 ~ 220	120.000	50	8.000	40	15	0,2
220 ~ 490	550.000	50	36.000	40	15	0,2
490 ~ 1000	1.100.000	50	70.000	40	16	0,2
1000 ~ 1100	100.000	50	6.000	40	17	0,1

Cette éprouvette a développé plus d'activité acoustique que la poutre "C9". En effet, dans l'essai de la poutre réparée par le collage de la plaque en composite, il a été enregistré un total de 772.725 salves, ce qui représente une augmentation de 23% par rapport à l'essai total de la poutre "C9" (1er + 2ème cycles = 593.991 salves). A partir de l'hypothèse de WU on constate que plusieurs mécanismes d'endommagement se sont produits.

Le nombre de coups en fonction de la durée pour chaque capteur est présenté à la **Figure 4-44**. La **Figure 4-45** présente la localisation des coups enregistrés lors de l'essai en 2D. Une activité acoustique significative est détectée sur la gauche des fissures alors qu'aucun endommagement n'a été visible. La concentration la plus importante de coups est localisée dans la zone de contact entre le vérin supérieur et la poutre où l'écrasement du béton est sévère. Très peu d'activité est observée dans la zone inférieure due au décollement de la plaque.

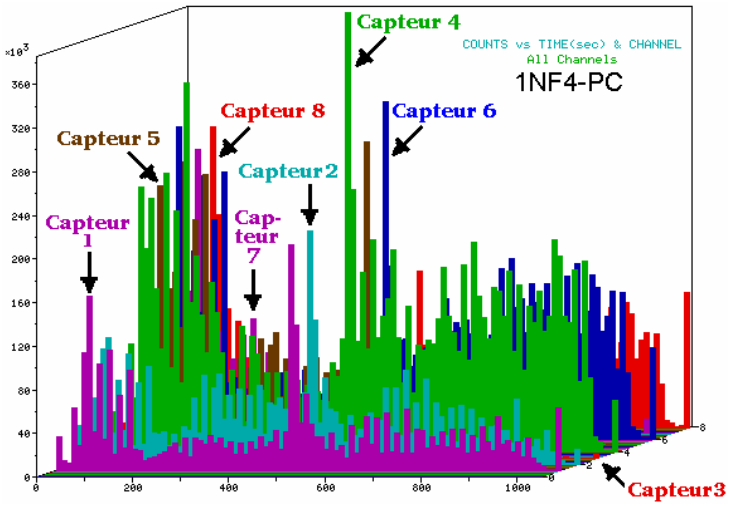


Figure 4-44 Graphique des coups en fonction de la durée de chaque capteur de l'éprouvette « 1NF4-PC ».

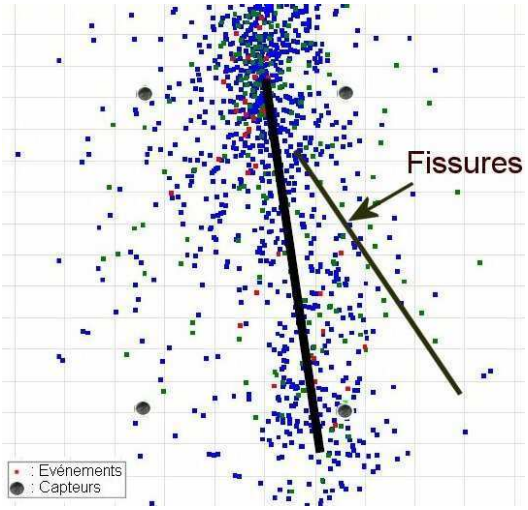


Figure 4-45 Localisation des événements de l'éprouvette « 1NF4-PC » (face avant).

Les paramètres utilisés jusqu'à maintenant permettent difficilement de savoir si plusieurs populations de défauts coexistent. Pour cela il faut intégrer l'ensemble des données qui constitue alors une signature acoustique plus précise (voir clustering, page 34). La séparation et l'identification des différentes sources émissives résultantes de divers phénomènes physiques ont été réalisées à l'aide du logiciel NOESIS, développé par *Envirocoustic S.A.*

Cette analyse a été réalisée en comparant le nombre de coups d'événements localisés avec l'énergie totale lors de chaque essai. Pour l'éprouvette "C9" (**Figure 4-46**) une seule population est apparue car on observe un seul comportement est détecté (1er cycle de "C9" et 2ème cycle de "C9"). Cette population unique nous indique l'existence d'un seul mécanisme d'endommagement (fissuration). Par contre l'éprouvette "1NF4-PC" montre l'apparition de deux populations (voir dernier graphe de la **Figure 4-46**). On rappelle que cette éprouvette en BA a été renforcée par le collage d'une plaque en composite. Les deux populations séparées indiquent la présence de deux mécanismes d'endommagemment. Ces mécanismes ont été identifiés par les essais et sont la fissuration du béton pour la population 1 et le décollement de la plaque pour la population 2.

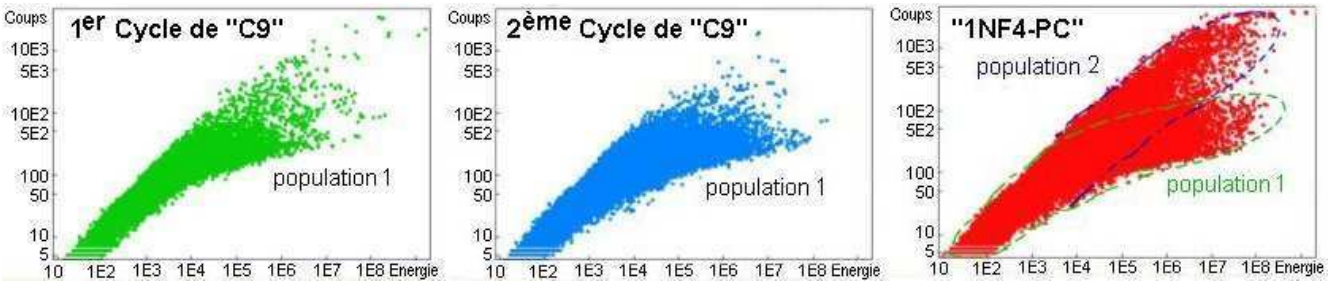


Figure 4-46 Analyse multiparamétrique de nombre de coups en fonction de l'énergie totale pour les poutres "C9" et "1NF4-PC".

Il est important de remarquer que la position des capteurs d'émission acoustique collés sur la partie centrale de l'éprouvette "1NF4-PC" n'a pas été changée, même si l'endommagement était attendu dans un de deux côtés de la poutre. Ce positionnement a été retenu car il n'était pas possible de prévoir la face oû la fissuration allait apparaître en sachant que le nombre de capteurs était limité (i.e. huit capteurs).

4.6. Analyses des résultats

Dans cette section les analyses des résultats réalisées sont présentés et regroupées par rapport à:

- la méthode de réparation utilisée (l'insertion de la tige en composite ou le collage de la plaque en composite) et
- le niveau de pré-fissuration (sans pré-fissuration, fissurées dans l'état de service, fissurées dans la phase plastique).

Enfin, un bilan des analyses est proposé.

4.6.1. Eprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige

Sept éprouvettes ont été renforcées par l'insertion d'une tige en composite, parmi lesquelles cinq par des tiges en fibres de carbone (SF1-TC, SF2-TC, SF3-TC, 1NF1-TC, 1NF2-TC) et deux par des tiges en fibres de verre (1NF3-TC et 2NF3-TC).

Les résistances ultimes des éprouvettes réparées par l'insertion de la tige en composite sont présentées au (**Tableau 4-8**). L'éprouvette 1NF1-TC n'est pas incluse dans le tableau car son renforcement (tige en carbone) n'a pas été bien installé et pour cette raison, son mécanisme d'endommagement est obtenu par cisaillement sans la contribution de la tige en composite. La tige en composite permet une meilleure distribution des efforts dans la zone de cisaillement élevé due à l'augmentation de la rigidité.

Tableau 4-8 Comparaison des résultats des éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige en composite.

Eprouvette	$Q_{u\ théorique}$ (kN)	$Q_{u\ essai}$ (kN)	% erreur de $Q_{u\ essai}$	Moyenne (kN)	Ecart type (kN)	% erreur de Q_u moyenne
SF1-TC	90,20	98,78	9,49	92,13	9,00	2,11
SF2-TC		98,70	9,40			
SF3-TC		80,03	11,29			
1NF2-TC		81,22	9,98			
1NF3-TC		98,55	9,23			
2NF3-TC		95,48	5,83			

Lors des essais des éprouvettes renforcées par l'insertion de la tige, il a été observé que la première fissure engendrée par l'effort tranchant démarre d'un des appuis avec un angle (θ) entre les bielles de compression et la fibre moyenne de la poutre égal à la $arctan\ 2hL^{-1}$= 29,74° ≈ 30°. L est la distance libre entre appuis. L'inclinaison des bielles en compression dépend de la géométrie (dimensionnement de la poutre et application de la charge) et, aussi, de la rigidité de la poutre. Si la rigidité est la même sur la longueur de la poutre, cet angle va dépendre principalement de la géométrie ; pourtant si la rigidité change (exemple : 1NF1-TC), ce changement devient un point faible de la longueur.

Pour déterminer la nouvelle contribution des armatures transversales verticales, l'équation (1.13), page 61, est utilisée en remplaçant $cot\theta$ par $0{,}5Lh^{-1}$. $V_{Rd,s}$ est alors égale à 35,52kN et $Q_{u\ théorique}$ est égale à

90,20kN, ce qui représente une augmentation de la résistance aux efforts tranchants de 47,22% (voir **Tableau 3-4**, page 113) due à la géométrie et à la même rigidité sur toute la longueur de la poutre par l'insertion de la tige en composite.

Les résistances ultimes réelles ($Q_{u\ essai}$) sont comparées avec la résistance ultime estimée par effort tranchant ($Q_{u\ théorique}$). La présence de la tige permet d'augmenter la résistance aux efforts tranchants avec une valeur moyenne du pourcentage d'erreur de 2,11% (**Tableau 4-8**, page 167).

Toutes les éprouvettes présentent un comportement très similaire pendant l'état de service, c'est-à-dire les phases : élastique et de service fissurée. Leur comportement réel ainsi que les calculs (voir §3.2.1. page 109) présentent une augmentation de la rigidité en flexion de la poutre. La **Figure 4-47** montre la comparaison des courbes de la charge en fonction de la flèche (voir **Figure 3-3,** page 112) et les résultats obtenues des poutres réparées par l'insertion de la tige en fibres de verre.

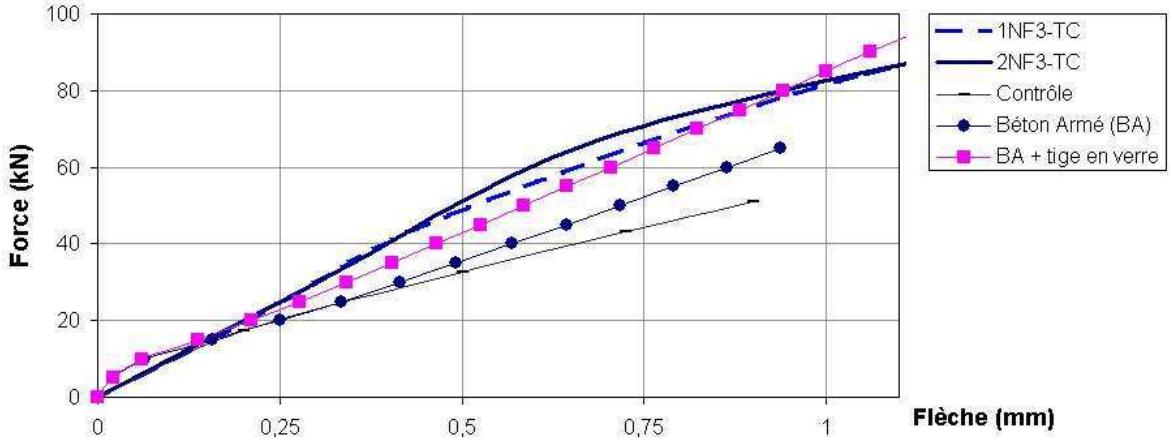


Figure 4-47 Graphique de l'état de service des éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige en fibres de verre.

La **Figure 4-48** montre, également, la comparaison des courbes estimées de la charge en fonction de la flèche (voir **Figure 3-3**, page 112) et les résultats obtenues des poutres renforcées ou réparées par l'insertion de la tige en fibres de carbone. On observe clairement l'augmentation de la rigidité en flexion de la poutre.

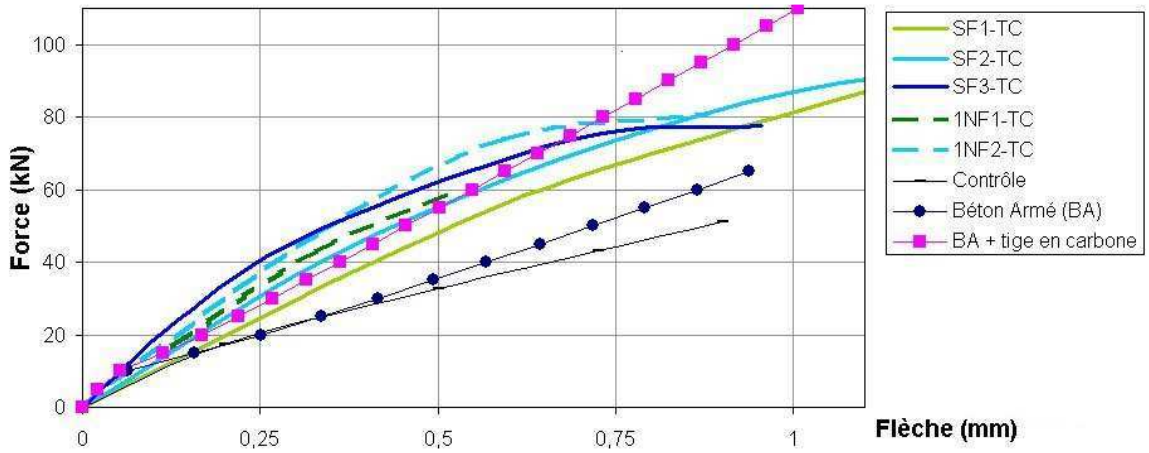


Figure 4-48 Graphique de l'état de service des éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige en fibres de carbone.

Ces résultats valident les calculs sur l'augmentation de la rigidité, determinée dans la section 3.2.1.,

due à l'insertion de la tige. Les poutres réparées par la tige en verre ont évidemment une rigidité inférieure à celles réparées par la tige en carbone compte tenu des modules de Young de ces deux matériaux.

Toutes les éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige ont été endommagées par une fissuration très importante d'un seul côté des poutres en générant une fissuration très forte du béton. La **Figure 4-49** présente un schéma du mécanisme de rupture des poutres renforcées par cette technique.

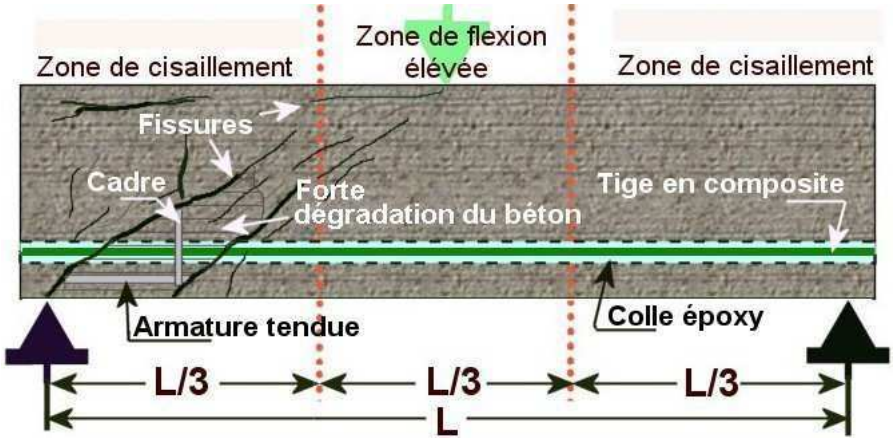


Figure 4-49 Schéma de rupture d'une poutre courte renforcée par l'insertion d'une tige en composite.

Les mécanismes de rupture typique des poutres courtes ont été repérés par de multiples fissures fines dans la zone de cisaillement élevé d'un seul côté de la poutre. La concentration des efforts dans l'interface colle/béton produit une fissuration très sévère du béton autour de la section de la tige.

Le comportement de la courbe, de la force en fonction de la flèche au milieu de la poutre de la section comprise entre la résistance ultime et la résistance finale, a été identifié par une **chute brusque** de la résistance. Toutes les éprouvettes ont présenté cette rupture brutale par cisaillement.

Les résultats de toutes les éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige en composite sont représentés dans la **Figure 4-50**.

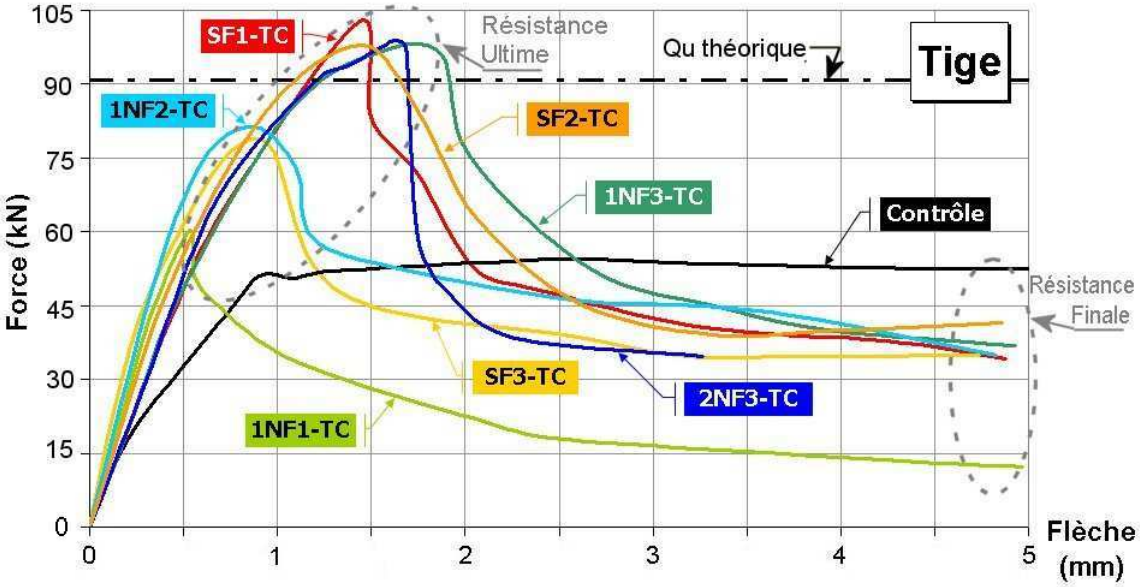


Figure 4-50 Graphique d'éprouvettes renforcées ou réparées par l'insertion d'une tige en composite.

Il n'existe pas de différence significative entre les poutres réparées par l'insertion d'une tige soit en verre soit en carbone, mise à part l'augmentation de la rigidité. La faible différence de la résistance ultime entre les deux types de tige est due au mécanisme de rupture (cisaillement) car la tige ne contribue pas directement à la résistance ultime des poutres, mais seulement à la redistribution des efforts internes.

Grâce à la tige, toutes les éprouvettes ont, en général, amélioré leur performance. On peut ainsi distinguer clairement trois comportements par rapport à leurs résistances ultimes : la meilleure performance, la bonne performance et la performance acceptable. Ces différentes catégories sont expliquées ci-dessous :

La ***meilleure performance*** *:* ce sont les éprouvettes qui ont une résistance supérieure à 95kN. Ces poutres ont amélioré leurs résistances maximales de 73% par rapport à la moyenne des éprouvettes en béton armé sans renforcement additionnel (éprouvettes « Contrôle »). Quatre éprouvettes ont présenté la meilleure performance, ce sont : les deux éprouvettes sans pré-fissuration et renforcées par l'insertion d'une tige en fibres de carbone (éprouvettes SF1-TC et SF2-TC) et les deux seules éprouvettes réparées par l'insertion d'une tige en fibres de verre (éprouvettes 1NF3-TC et 2NF3-TC).

La ***bonne performance*** *:* ce sont les éprouvettes qui ont une résistance supérieure à 80kN. Ces poutres ont augmenté leur résistance d'environ 46%. Ces éprouvettes sont : SF3-TC (éprouvette sans pré fissuration renforcée par l'insertion d'une tige en fibres de carbone) et 1NF2-TC (éprouvette avec un 1er niveau de pré-fissuration réparée par l'insertion d'une tige en fibres de carbone).

La ***performance acceptable*** *:* ce sont les éprouvettes qui ont augmenté leur résistance d'au moins 10%. Parmi cette catégorie on retrouve une seule éprouvette (1NF1-TC) qui a été réparée par l'insertion d'une tige en fibres de carbone. Cette faible performance est due à une mauvaise mise en place de la tige, car elle n'a pas traversé complètement l'axe longitudinal à renforcer. Nous avons constaté toutefois que la résistance ultime par flexion a été augmentée car l'éprouvette a été endommagée par effort tranchant.

Dans la section suivante le calcul de la résistance aux efforts tranchants prenant en compte la contribution de la plaque en composite collée sur la face tendue de la poutre est présentée.

4.6.2. Contribution à l'effort tranchant de la plaque en composite

Dans cette section la contribution de la plaque en composite à la résistance à l'effort tranchant d'une poutre courte est proposée. Pour ce calcul il sera considéré une poutre courte, celle qui correspond aux relations suivantes : $a_v/d<2,5$ et $L/d<5$ (**Figure 2-1**, page 84).

Les éprouvettes ont été endommagées par des efforts tranchants en résistant à un chargement ultime de 45,29% plus important que celui déterminé par la contribution du béton et de l'acier. Autrement dit, la résistance moyenne ultime estimée pour l'effort tranchant est de 61,27kN (**Tableau 3-4**, page 113).

Lors des essais, les éprouvettes renforcées par le collage d'une plaque en composite ont résisté à une charge moyenne ultime de 89,02kN. Cela implique que le matériau composite collé sur la face tendue

de la poutre contribue à la redistribution des efforts internes, en permettant une augmentation de la résistance aux efforts tranchants. Cela est vrai si le composite reste collé à la poutre. Il est rappelé que lors des essais, la plaque a été ancrée par les appuis pour éviter cette rupture prématurée.

En analysant le comportement des éprouvettes réparées par les plaques en composite, on peut constater que les anciennes fissures, celles des essais de pré-fissuration, n'évoluent plus lorsque la plaque en composite est collée sur la face tendue. En effet, la plaque augmente la raideur des poutres et empêche l'évolution de la fissuration.

La **Figure 4-51** montre schématiquement comment la plaque redistribue les efforts internes.

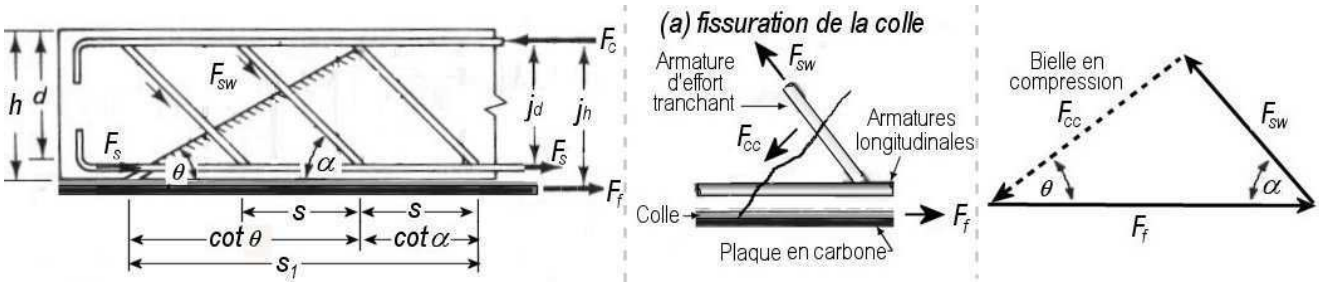


Figure 4-51 Mécanisme de rupture due à la contrainte principale oblique renforcée par la plaque en composite collée sur la face tendue de la poutre en béton armé : analogie de l'armature en 2D.

La contribution des armatures transversales à la résistance aux efforts tranchants change par rapport aux calculs réglementaires (voir §1.6.2. page 60). Compte tenu de la présence de la plaque en composite collée sur la face tendue de la poutre. Pour déterminer la nouvelle contribution des armatures transversales, on s'appuie sur les hypothèses de base du béton armé (voir §1.6. page 56) et celles utilisées pour la détermination de la contribution de l'armature transversale à la résistance des efforts tranchants des poutres en BA. A cela on ajoute deux hypothèses supplémentaires :

(1) on considère une adhésion parfaite entre la plaque et le béton juste avant le décollement de la plaque, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de rupture prématurée de la poutre due au décollement de la plaque,

(2) les armatures tendues ne sont pas prises en considération jusqu'au décollement de la plaque pour la distribution des forces internes et pour le calcul de la contribution des armatures transversales. Cette dernière hypothèse est basée sur les conclusions du travail de WU [WU_04] car elle constate que les composites collés sur la face tendue d'une poutre courte diminuent notablement les contraintes normales dans les armatures tendues.

Donc la force horizontale (F_f) du triangle des forces de la **Figure 4-51** est apportée par la plaque en composite. Cette condition change la valeur de la distance (j_d) entre les forces horizontales (F_c et F_s voir **Figure 4-51**). Les méthodes de type réglementaire, l'EC2 et le BAEL indiquent que $j_d = 0{,}9d$; l'ACI utilise une valeur de $j_d = d$.

Avec la nouvelle condition de la plaque collée sur la face tendue, la distance entre les forces (F_c et F_f) devient $j_h=0{,}9h$. Avec cette condition la contribution de l'armature transversale est réécrite de la manière suivante :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd} 0{,}9h}{s}\left[\sin\alpha\left(\cot\theta + \cot\alpha\right)\right] \tag{4.3}$$

Toutes les variables sont définies dans la liste des notations (page 7). Pour les conditions particulières (géométrie) de nos essais : les armatures transversales verticales α=90° et l'essai de flexion 3 points en utilisant des poutres courtes, il a été observé que l'orientation des bielles en compression les plus critiques, est déterminée par la distance du décollement de la plaque (L_E) et les dimensions de la poutre courte, ainsi l'angle $\theta = arctan\ [h/(0{,}5L-L_E)]$. En remplaçant ces valeurs dans l'équation (4.3), on obtient la nouvelle contribution des armatures transversales :

$$V_{Rd,s} = \frac{0{,}9A_{sw} f_{ywd}}{s}\left(0{,}5L - L_E\right) \tag{4.4}$$

La contribution de la plaque en composite est indirecte car elle modifie la distribution des efforts internes en changeant deux paramètres de l'équation (1.13) recommandée par l'EC2, page 61, la distance *d* et la $cot\theta$. La nouvelle valeur de $cot\theta$ reste dans les limites préconisées par ce code.

Le **Tableau 4-9** montre les résultats obtenus avec la nouvelle contribution des armatures transversales verticales. Pour la détermination du $Q_{u\ théorique}$ la contribution du béton déterminée par l'EC2 ne change pas (voir **Tableau 3-4**, page 113). Le pourcentage d'erreurs des valeurs moyennes des résistances est de 1,38%. Ce faible pourcentage n'est pas représentatif car l'écart type est important. Pour valider cette hypothèse il faut faire des essais additionnels pour prendre en compte d'autres paramètres comme les dimensions des éprouvettes.

Tableau 4-9 Charge ultime estimée par effort tranchant en considérant la contribution de la plaque.

Eprouvettes	L_E *(mm)*	θ *(°)*	$V_{Rd,s}$ *(kN)*	$Q_{u\ théorique}$ *(kN)*	$Q_{u\ essai}$ *(kN)*	*% erreur*
SF4-PC	68	37,04	30,74	83,07	92,32	11,13%
SF5-PC	33	32,93	35,81	93,22	70,95	23,89%
SF6-PC	46	34,36	33,93	89,45	88,88	0,64%
1NF4-PC	67	36,91	30,88	83,36	114,00	36,75%
1NF5-PC	17	31,31	38,13	97,86	96,00	1,90%
1NF6-PC	54	35,30	32,77	87,13	64,50	25,97%
2NF4-PC	57	35,66	32,33	86,26	96,75	12,16%
2NF5-PC	58	35,78	32,19	85,97	97,50	13,41%
2NF6-PC	65	36,66	31,17	83,94	80,25	4,40%
Moyenne	**51,67**	**35,11**	**33,10**	**87,81**	**89,02**	
Variance	292,00	3,73	6,14	24,55	227,50	**1,38%**
Ecart type	17,09	1,93	2,48	4,95	15,08	

Lors des essais, il a été constaté que la moyenne de l'angle, entre la bielle de compression et la fibre moyenne de la poutre courte la plus critique était, $\theta = arctan\ [h/(0{,}5L-L_E)]$ = 35,11°.

Dans la section suivante, l'analyse et la comparaison de résultats des poutres renforcées par le collage de la plaque en composite sont présentées. La valeur de la résistance ultime théorique utilisée pour comparer nos résultats expérimentaux est celle qui vient d'être déterminée, $Q_{u\ théorique}$ = 87,81kN.

4.6.3. Eprouvettes renforcées par le collage d'une plaque

Neuf éprouvettes on été renforcées par le collage d'une plaque en composite sur la face tendue de la poutre en BA.

Avant d'aborder l'analyse, la charge ultime théorique est déterminée en utilisant le critère de rupture recommandé par l'AFGC par rapport au moment au point critique M_E (voir §1.6.3. page 67). La **Figure 4-52** montre le point critique des neuf poutres réparées par le collage d'une plaque en carbone.

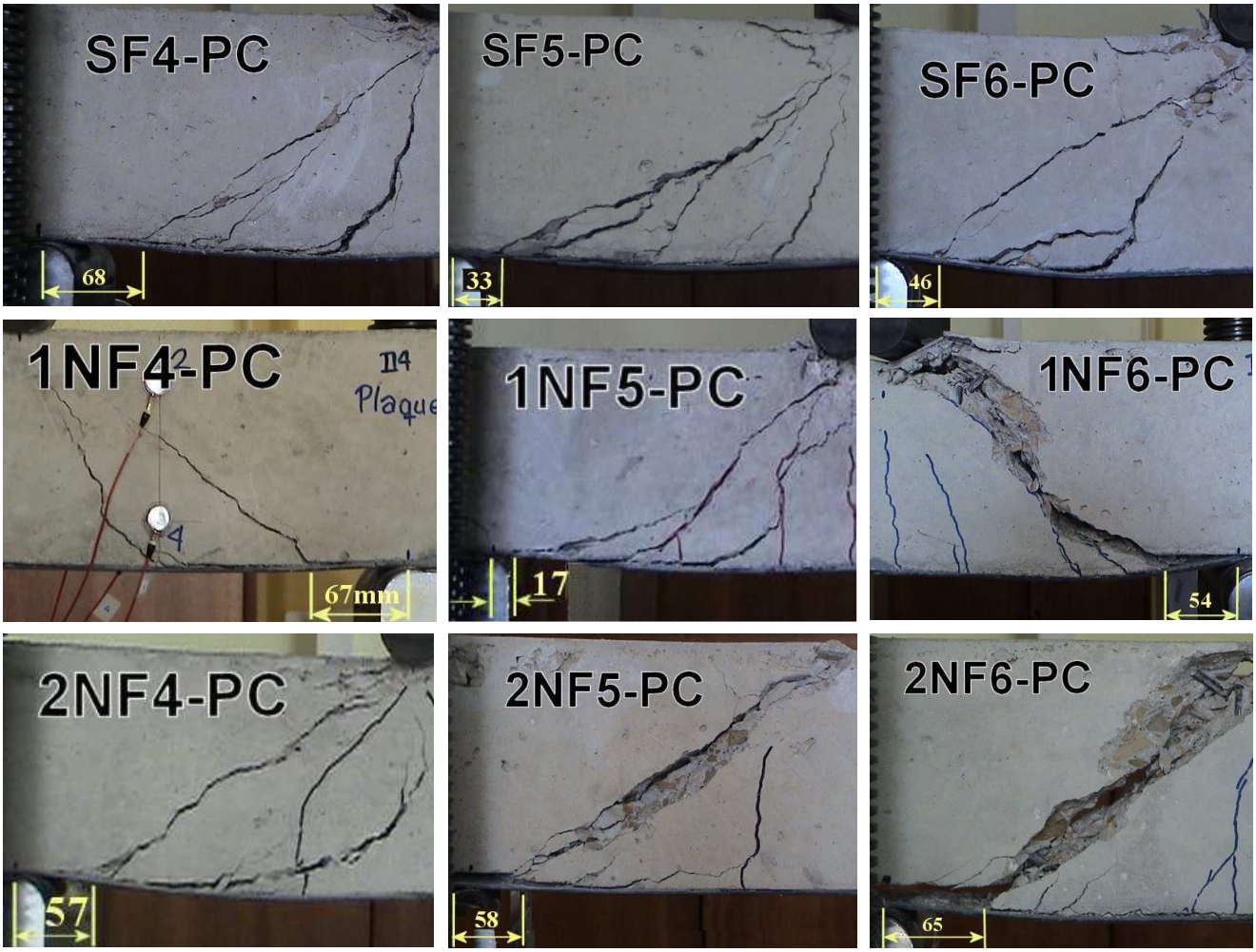


Figure 4-52 Distance décollée initialement (L_E) et mesurée après l'essai sur les éprouvettes renforcées par le collage d'une plaque en carbone. Les dimensions sont exprimées en mm.

Le **Tableau 4-10** (page 174) présente la distance L_E, la charge ultime théorique (***$Q_{u\ théorique}$***) calculée en utilisant le critère de rupture de M_E recommandé par l'AFGC, la charge ultime réelle (***$Q_{u\ essai}$***) mesurée lors des essais et le mécanisme de rupture identifié pour chaque éprouvette renforcée par le collage de la plaque.

Tableau 4-10 Charge ultime estimée par le critère de rupture de l'AFGC.

Eprouvettes	L_E *(mm)*	$Q_{u\ théorique}$ *(kN)*	$Q_{u\ essai}$ *(kN)*	*Mécanismes de rupture*
SF4-PC	68	14,07	92,32	2D, P et E.
SF5-PC	33	28,99	70,95	2D, FOC et E.
SF6-PC	46	20,80	88,88	3D, FOC et E.
1NF4-PC	67	14,28	114,00	2D, P et E.
1NF5-PC	17	56,28	96,00	2D, P et E.
1NF6-PC	54	17,72	64,50	1D, FOC et E.
2NF4-PC	57	16,78	96,75	4D, P et E.
2NF5-PC	58	16,50	97,50	1D, FOC et E.
2NF6-PC	65	14,72	80,25	1D, FOC et E.
Moyenne	**51,67**	**22,24**	**89,02**	D : Décollement de la plaque en carbone.
Variance	292,00	184,53	227,50	P : Plastification de l'armature tendue.
Ecart type	17,09	13,58	15,08	E : écrasement du béton (zone comprimée). FOC : rupture par la fissure oblique critique.

Les deux méthodes utilisées, pour déterminer la charge ultime qui produit la rupture des poutres due au décollement de la plaque, la méthode de MOHAMED (voir §4.4.2. page 144) et le critère de rupture de l'AFGC (**Tableau 4-10**), sous-estiment les résistances ultimes des éprouvettes lorsque la plaque est ancrée par les appuis. En effet, les plaques préfabriquées ancrées à petite échelle ne suivent pas le comportement modélisé par ces méthodes. La méthode de MOHAMED et le critère de rupture de l'AFGC donnent des résultats qui ne représentent respectivement que 10,67% et 24,98% de la résistance moyenne ultime réelle (Q_u = 89,02kN) des éprouvettes. L'ancrage par les appuis joue donc un rôle très important.

Chen & Teng recommandent une valeur du coefficient α_{ct} de l'équation (1.2), page 54, qui prend en compte l'adhérence, de 0,427 pour la meilleure condition. La résistance au cisaillement de l'interface colle/béton déterminée par l'éq (1.2) est égale à 26,59kN pour cette meilleure condition. Cette valeur est 41,93% inférieure à celle déterminée par le triangle des forces (**Figure 4-51**, $V_{Rd,s} * cot\theta$ = 45,79kN). En effet, le coefficient α_{ct} doit être égal à 0,736 pour qu'il satisfasse la condition de la plaque ancrée par rapport à nos résultats.

Comme cela a été énoncé auparavant la comparaison des résultats des éprouvettes réparées par le collage d'une plaque en composite va être faite avec la valeur moyenne théorique estimée par effort tranchant (**Tableau 4-9**, page 172), car toutes ces poutres ont été endommagées par cisaillement.

Pour toutes les poutres renforcées par le collage de la plaque en composite, un comportement similaire a été observé pendant l'état de service (phase élastique et phase de service fissurée). Ces résultats sont comparés à la **Figure 4-53** (page 175) avec la courbe, théorique des phases : élastique et de service fissurée, intitulée "BA + plaque en carbone" (voir page 112).

Les résultats obtenus ainsi que les calculs réalisés (§3.2.1. page 109) démontrent que la rigidité en flexion des poutres est augmentée par le collage de la plaque en composite. Ce résultat était attendue compte tenu que la rigidité en flexion pour un empilement se calcule par l'addition des rigidités de

flexion de chaque couche : "EI"= ΣEI. Le module de Young et le moment d'inertie sont importants pour la plaque composite.

L'endommagement de ces éprouvettes commence avec deux fissures très fines avec une orientation moyenne de 35° (**Figure 4-54**, page 176) de chaque côté de la poutre. Une de ces fissures, s'élargie et produit le décollement de la plaque. Au même instant, la poutre réparée arrive à sa résistance ultime. Ensuite, des décollements successifs de la plaque produisent l'agrandissement d'autres fissures du même côté.

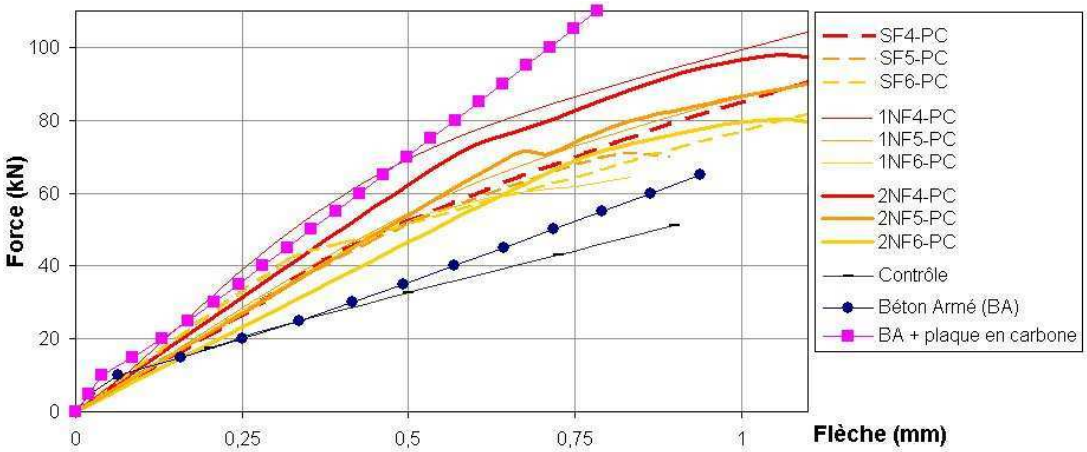


Figure 4-53 Graphique de l'état de service des éprouvettes renforcées ou réparées par le collage de la plaque en carbone.

Lorsque les poutres sont arrivées à leurs résistants ultimes, deux mécanismes de rupture ont été identifiés : la Plastification de l'armature tendue (P) et l'évolution de la Fissure Oblique Critique (FOC). Ci-après, on explique brièvement la différence entre ces deux mécanismes de rupture est expliquée brièvement.

Plastification de l'armature tendue (P)

Les deux mécanismes (voir **Figure 4-54**) commencent de la même façon, avec l'apparition de la fissure (1) oblique qui produit le premier décollement de la plaque. Ensuite, un autre décollement de la plaque produit l'agrandissement d'une deuxième fissure (2). La différence principale entre les deux mécanismes réside dans le fait que la fissure (1) oblique n'évolue plus dans ce mécanisme P, tandis que, pour l'autre mécanisme FOC, la fissure (1) évolue. La fissure (2) de mécanisme P s'est élargie vers la zone de flexion élevée et devient la fissure (2) critique. Les armatures tendues qui sont traversées par la fissure (2) critique se plastifient et ainsi limitent la chute de la résistance de l'éprouvette.

La **Figure 4-54** montre le schéma de ce mécanisme de rupture. L'écrasement du béton dans la zone comprimée situé au-dessous de l'appui supérieur est toujours observé.

Quatre des neuf éprouvettes ont présenté ce mécanisme de rupture. Ce sont les éprouvettes : SF4-PC, 1NF4-PC, 1NF5-PC et 2NF4-PC.

Dans le graphe de la **Figure 4-56** (page 177), la résistance finale, lorsque la flèche au milieu de la poutre est de 4,5mm ; est toujours supérieure à la résistance ultime estimée, en utilisant le concept du moment fléchissant d'une poutre en béton armé, sans renforcement additionnel (45,77kN).

La perte de la résistance de ce groupe d'éprouvettes, après être arrivé à leur résistance ultime, a été caractérisée par des **intervalles,** et chaque décollement de la plaque correspond à une chute brusque de la résistance, jusqu'à arriver à la valeur de la résistance ultime d'une poutre en béton armé.

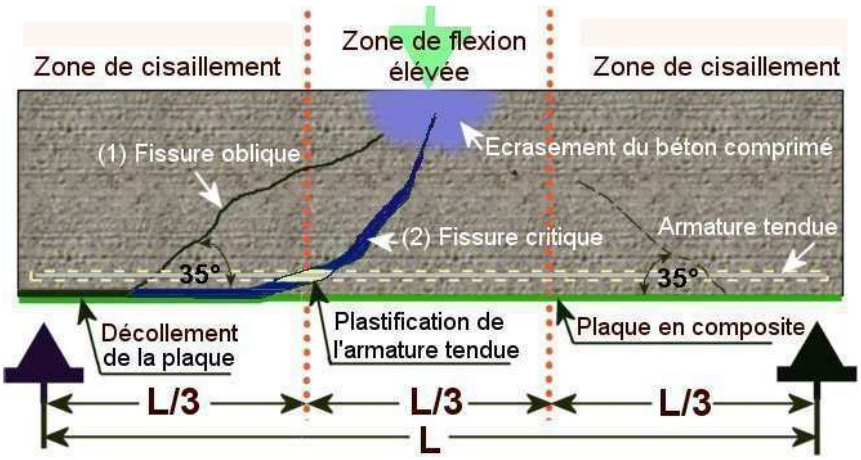


Figure 4-54 Schéma de rupture d'une poutre courte renforcée par le collage d'une plaque en carbone par la plastification de l'armature tendue.

Evolution de la fissure oblique critique (FOC)

L'endommagement de toutes les éprouvettes a démarré avec l'apparition de la fissure oblique (voir **Figure 4-55**), mais ce mécanisme de rupture se différencie du précédent car la fissure (1) oblique continue à évoluer, tandis que pour le mécanisme P, cette fissure n'occasionne pas la rupture de l'éprouvette. Dans certains cas du mécanisme FOC, on observe un deuxième décollement de la plaque est observé et il génère d'autres fissures (2). Mais la fissure critique demeure la fissure (1) oblique.

Un autre paramètre qui permet d'identifier ce mécanisme est la résistance finale de l'éprouvette. En effet, cette résistance est toujours inférieure à la résistance ultime estimée par le moment fléchissant de la poutre en béton armé car l'armature tendue ne se plastifie pas.

La **Figure 4-55** présente un schéma du mécanisme de rupture par l'évolution de la fissure oblique critique. A la fin de l'essai on observe l'écrasement du béton dans la zone de contact entre l'appui supérieur et l'éprouvette.

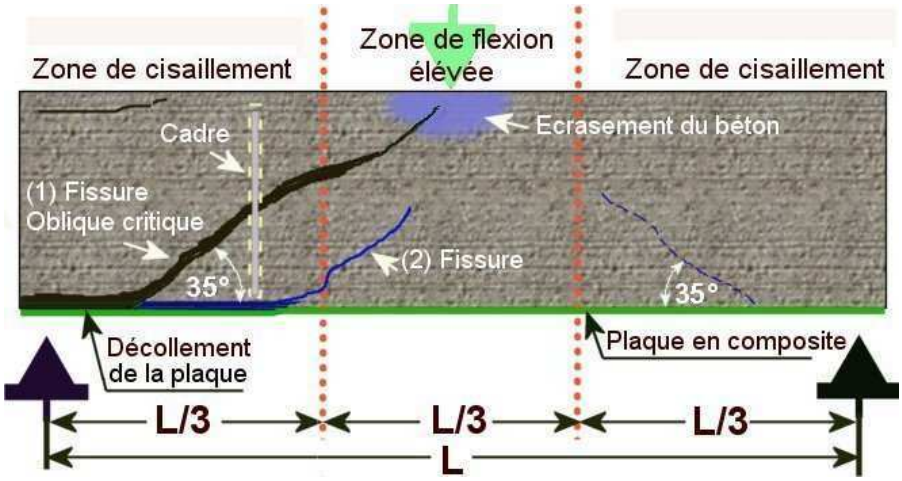


Figure 4-55 Schéma de la rupture d'une poutre courte renforcée par le collage d'une plaque en carbone par l'évolution de la fissure oblique critique.

Cinq des neuf éprouvettes ont présenté le mécanisme de rupture par FOC. Ce sont les éprouvettes : SF5-PC, SF6-PC, 1NF6-PC, 2NF5-PC et 2NF6-PC. Dans la **Figure 4-56** il est possible de constater que leur résistance finale, lorsque la flèche au milieu de la poutre est de 4,5mm, est toujours inférieure à la résistance ultime estimée, par rapport au moment fléchissant d'une poutre en béton armé sans renforcement additionnel (45,77kN).

La perte de la résistance de ce groupe d'éprouvettes renforcées par le collage de la plaque sur la face tendue, après avoir atteint leur résistance ultime, se distingue par deux tendances :

1. De brusques chutes de la force qui s'expliquent principalement par des décollements rapides de la plaque en composite. Cette tendance est caractérisée par plusieurs fissures. Toutes les éprouvettes du mécanisme P et certaines du FOC (SF5-PC, SF6-PC et 2NF5-PC) ont présenté cette tendance. Mais la différence est que la résistance finale du groupe FOC est toujours inférieure à la résistance ultime d'une poutre en BA déterminée par le moment fléchissant.
2. La **brusque chute** de la force est caractérisée par l'apparition d'une seule fissure et un seul décollement de la plaque. Les éprouvettes : 1NF6-PC et 2NF6-PC ont présenté cette tendance, ce comportement est similaire au comportement des éprouvettes renforcées par l'insertion d'une tige.

La **Figure 4-56** montre graphiquement les résultats obtenus pour toutes les éprouvettes qui ont été renforcées par le collage d'une plaque en carbone et montre la résistance ultime théorique estimée par rapport aux efforts tranchants.

Grâce à cette plaque, toutes les éprouvettes ont amélioré leur performance. Elles ont été regroupées par rapport à leur résistance ultime de la manière suivante:

La meilleure performance : les éprouvettes : 1NF4-PC, 1NF5-PC, 2NF4-PC et 2NF5-PC.

La bonne performance : les éprouvettes : SF4-PC, SF6-PC et 2NF6-PC.

La performance acceptable : les éprouvettes : SF5-PC et 1NF6-PC.

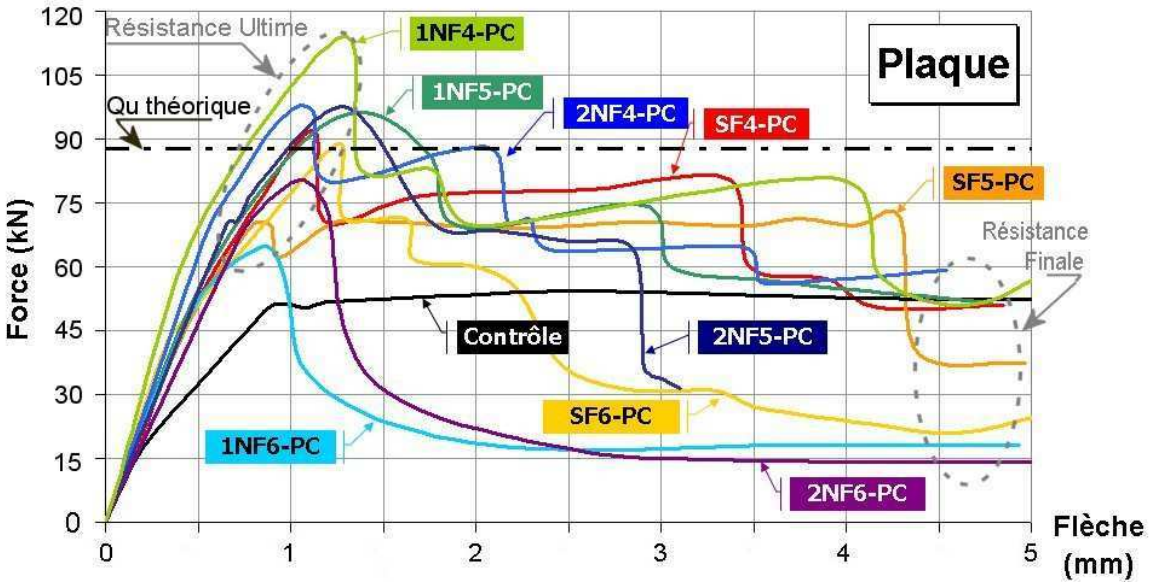


Figure 4-56 Graphique d'éprouvettes renforcées ou réparées par le collage d'une plaque en carbone.

4.6.4. Niveau de pré fissuration

Les résultats ont été également analysés selon l'état initial de l'éprouvette, c'est-à-dire par rapport au niveau de pré-fissuration. Trois conditions ont été évaluées : sans pré-fissuration, 1er niveau de pré fissuration (§3.5.2. page 133) et 2ème niveau de pré-fissuration (§3.5.3. page 134).

Pour chaque groupe, deux courbes ont été tracées. Le premier type présente l'ensemble des résultats des essais pour les éprouvettes qui appartiennent au groupe indiqué. Le deuxième type montre les résultats de chaque éprouvette jusqu'à la valeur de sa résistance ultime.

Dans la **Figure 4-57** le premier groupe d'éprouvettes renforcées par l'insertion de la tige ou par le collage de la plaque sans pré fissuration et la **Figure 4-58** montre leurs performances jusqu'à leur résistance ultime.

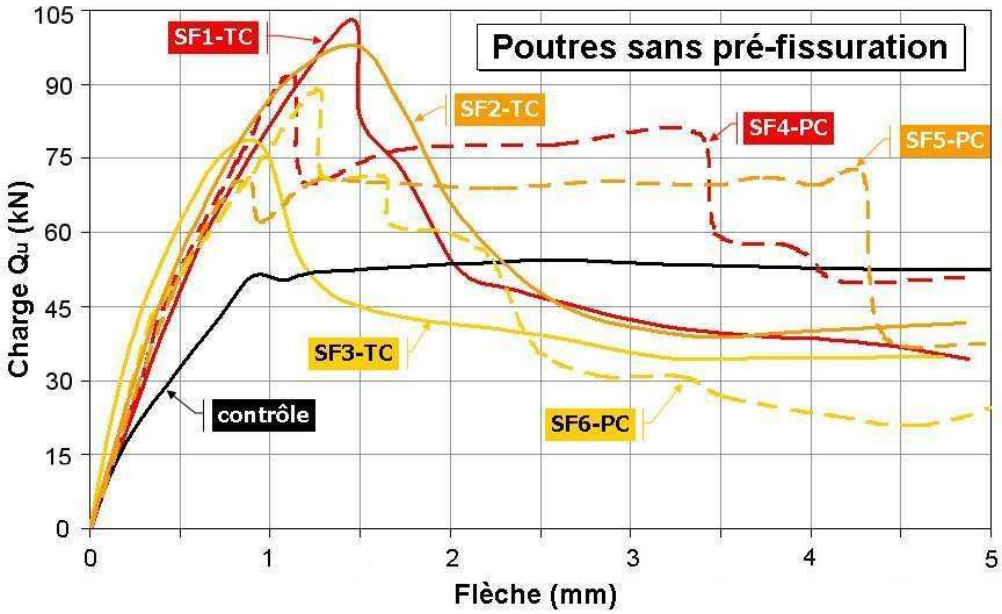


Figure 4-57 Graphique de la force en fonction de la flèche de toutes les poutres sans pré-fissuration (SF).

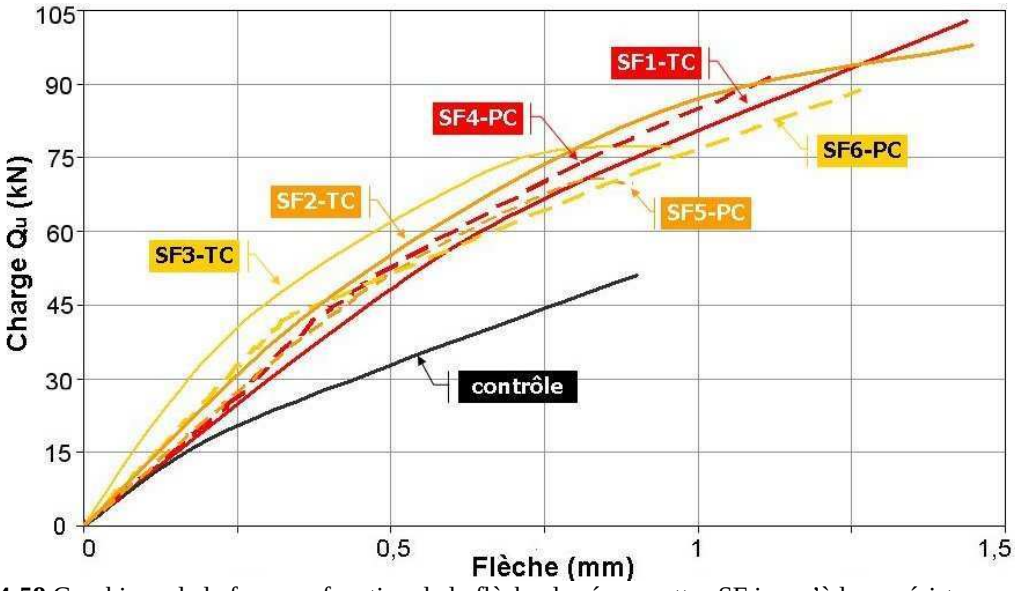


Figure 4-58 Graphique de la force en fonction de la flèche des éprouvettes SF jusqu'à leurs résistances ultimes.

La **Figure 4-59** montre le deuxième groupe d'éprouvettes renforcées par l'insertion de la tige ou par le collage de la plaque avec un premier niveau de pré fissuration qui correspond à une ouverture moyenne de fissures de 0,3mm. La **Figure 4-60** montre leur performance jusqu'à leur résistance ultime.

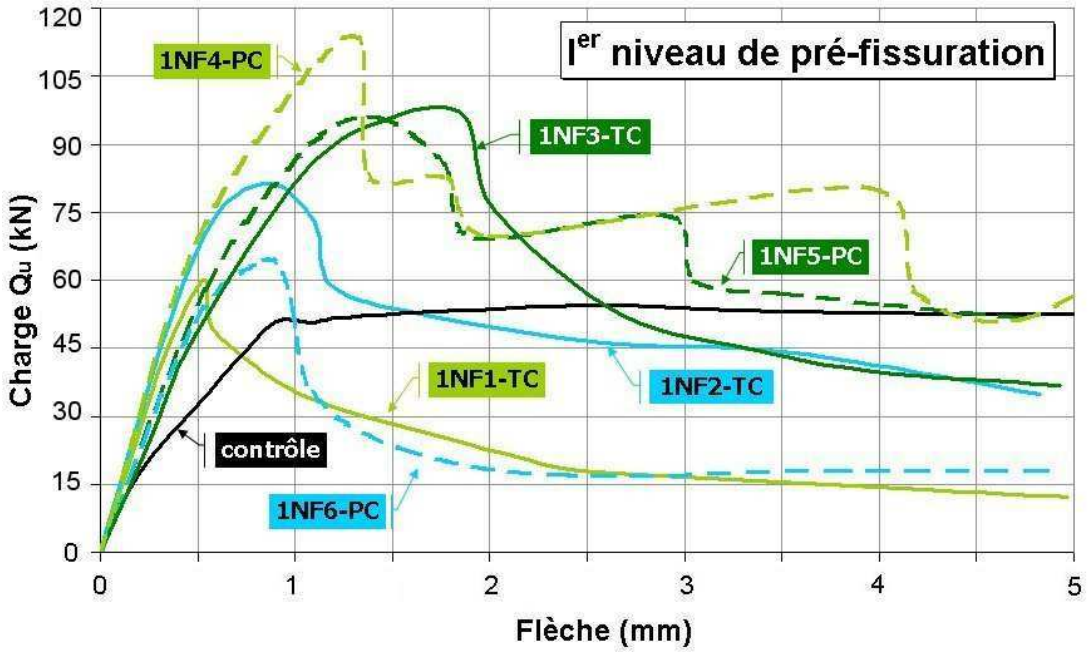


Figure 4-59 Graphique de la force en fonction de la flèche de toutes les poutres du premier niveau de pré-fissuration (1NF).

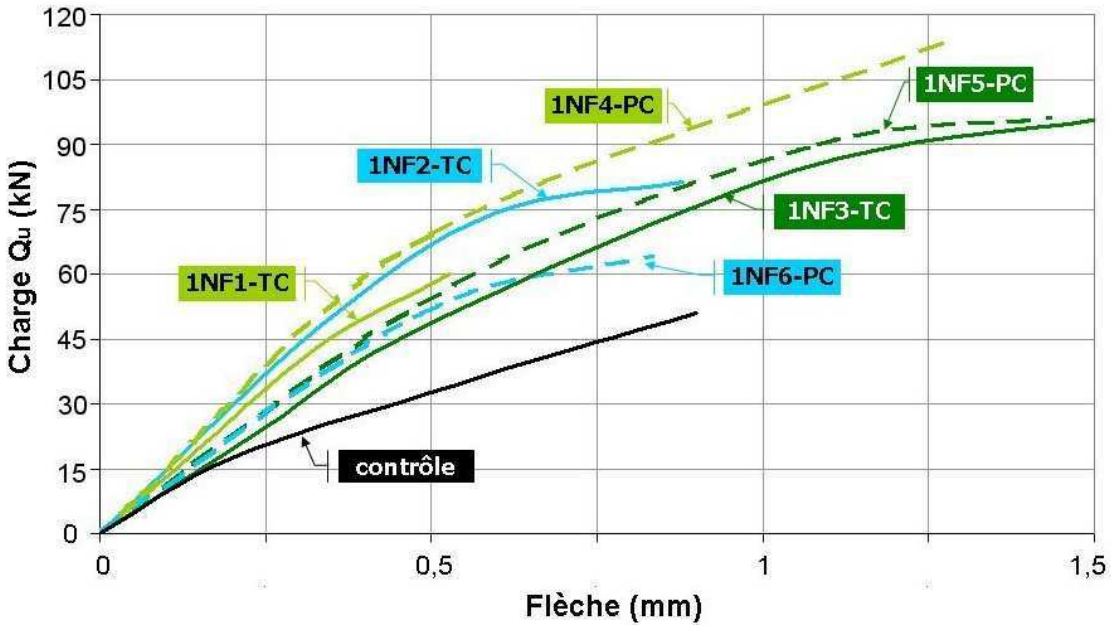


Figure 4-60 Graphique de la force en fonction de la flèche des éprouvettes 1NF jusqu'à leurs résistances ultimes.

La **Figure 4-61** montre le troisième groupe d'éprouvettes renforcées par l'insertion de la tige ou par le collage de la plaque qui correspond à un deuxième niveau de pré-fissuration avec une ouverture moyenne de fissures de 0,6mm. La **Figure 4-62** nous montre leur performance jusqu'à leur résistance ultime.

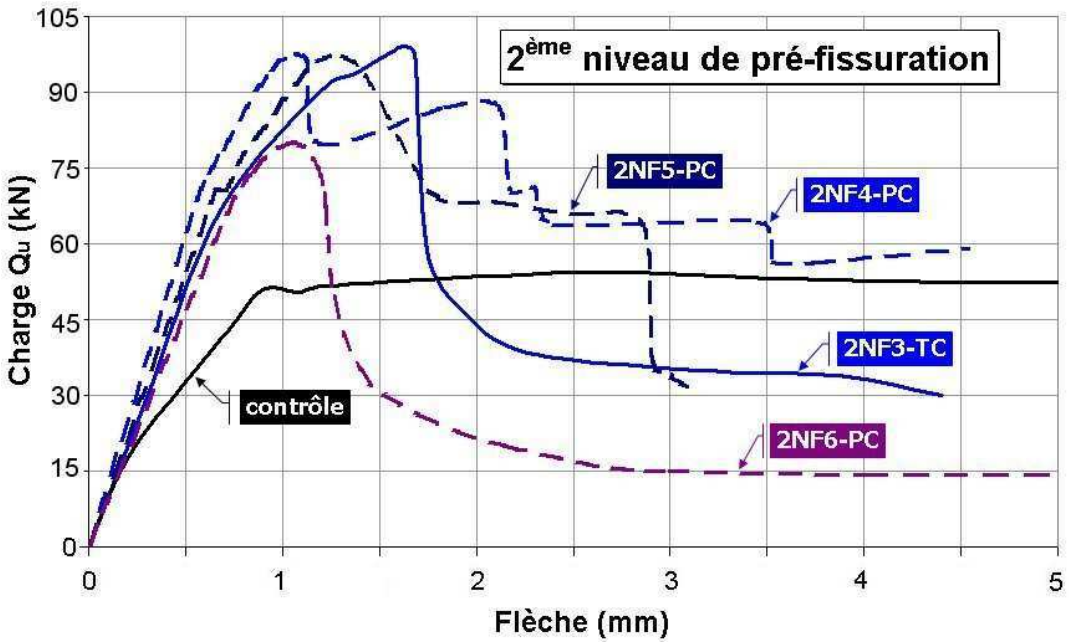


Figure 4-61 Graphique de la force en fonction de la flèche de toutes les poutres du deuxième niveau de pré-fissuration (2NF).

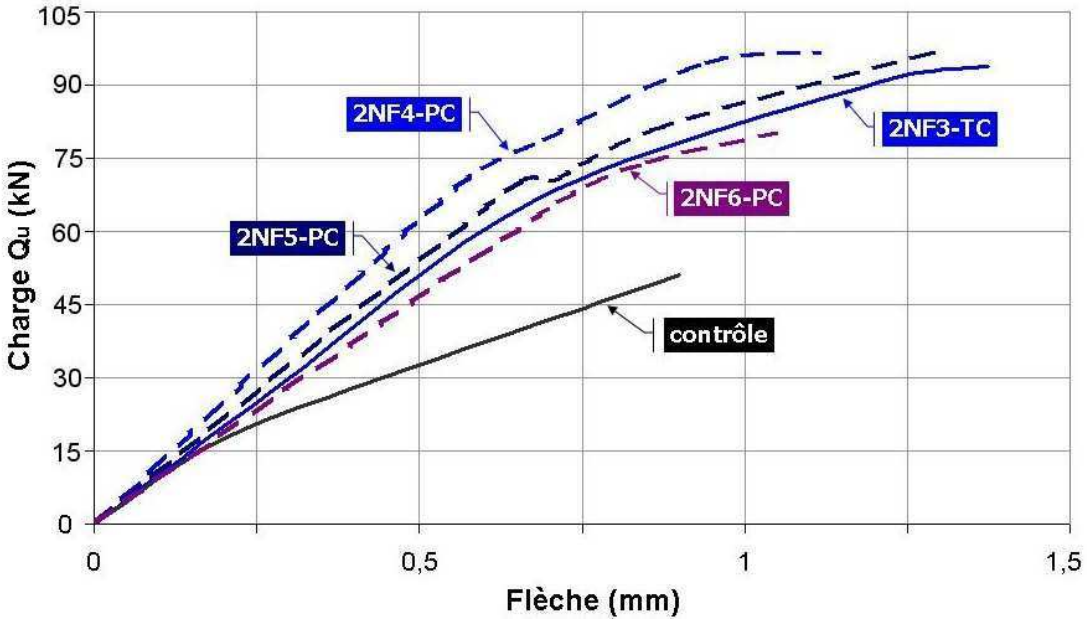


Figure 4-62 Graphique de la force en fonction de la flèche des éprouvettes 2NF jusqu'à leurs résistances ultimes.

A partir de ces graphiques, il est possible de constater que le niveau d'endommagement n'affecte pas la valeur de la résistance ultime des éprouvettes réparées. En effet les valeurs moyennes des résistances ultimes de ces trois groupes ne gardent aucune relation par rapport aux niveaux de pré-fissuration (voir **Tableau 4-11**) et aucune relation non plus selon les mécanismes de rupture expliqués auparavant (mécanismes P et FOC).

Le groupe avec le niveau de fissuration (NF) le plus important (2NF, ouverture de fissure de 0,6mm) présente la résistance moyenne la plus importante avec une augmentation de 68,32% par rapport au groupe contrôle. Le groupe 1NF (ouverture de fissures de 0,3mm) a eu une amélioration de la résistance moyenne de 55,98% et le groupe SF (sans pré-fissuration), un incrément de 60,66%. On

constate que leur résistance ultime est indépendante du niveau de pré-fissuration, car la rupture des éprouvettes est due au cisaillant tandis que la pré-fissuration est due à la flexion.

Toutes les éprouvettes ont amélioré leur résistance ultime au moins de 55%.

Tableau 4-11 Résistances ultimes (Q_u) par rapport au niveau de pré fissuration.

SF		***1NF***		***2NF***	
Eprouvettes	Q_u *(kN)*	Eprouvettes	Q_u *(kN)*	Eprouvettes	Q_u *(kN)*
SF1-TC	98,78	1NF1-TC	60,00	2NF3-TC	95,48
SF2-TC	98,70	1NF2-TC	81,23		
SF3-TC	80,03	1NF3-TC	98,55		
SF4-PC	92,33	1NF4-PC	114,00	2NF4-PC	96,75
SF5-PC	70,95	1NF5-PC	96,00	2NF5-PC	97,50
SF6-PC	88,88	1NF6-PC	64,50	2NF6-PC	80,25
Moyenne (μ)	88,28	μ	85,71	μ	92,49
Ecart type (σ)	10,99	σ	20,99	σ	8,21

4.6.5. Bilan

Les résistances ultimes enregistrées lors de tous les essais sont résumées au **Tableau 4-12** (page 181). Ces résultats sont regroupés par rapport à leurs performances (meilleure performance, bonne performance et performance acceptable). La moyenne et l'écart type de chaque groupe ont été également calculés. Cette comparaison a été faite avec 3 structures composites différentes (tige en fibres de verres, tige en fibres de carbone et plaque en carbone), car on veut évaluer l'apport de ces différentes solutions.

Grâce aux matériaux composites, 50% de nos éprouvettes ont augmenté leurs résistances ultimes de 81,02% et si on prend en considération tous les résultats il est possible de constater que leur résistance ultime a augmenté de 60,82% par rapport à l'éprouvette en béton armé non réparée.

Tableau 4-12 Résistances ultimes (Q_u) enregistrées lors des essais.

Contrôle		***Meilleure performance***		***Bonne performance***		***Performance acceptable***	
Eprouvettes	Q_u *(kN)*	Eprouvettes	Q_u *(kN)*	Eprouvettes	Q_u *(kN)*	Eprouvettes	Q_u *(kN)*
C7	50,25	SF1-TC	98,78	SF3-TC	80,03	SF5-PC	70,95
		SF2-TC	98,70				
C8	51,75	1NF3-TC	98,55	SF4-PC	92,32		
		1NF4-PC	114,00	SF6-PC	88,88	1NF1-TC	60,00
C9	59,29	1NF5-PC	96,00				
		2NF3-TC	95,48	1NF2-TC	81,22	1NF6-PC	64,50
C10	58,50	2NF4-PC	96,75	2NF6-PC	80,25		
		2NF5-PC	97,50				
Moyenne (μ)	54,95	μ	99,47	μ	84,54	μ	67,73
Ecart type (σ)	4,61	σ	6,00	σ	5,68	σ	4,56

Les deux méthodes de réparation ont présenté des résultats semblables. Toutefois, s'il fallait choisir

entre les deux, le collage de la plaque en composite est une méthode facile à mettre en place, tandis que l'insertion de la tige en composite collée est plus complexe et se révèle même impossible de mettre en œuvre dans certains cas. S'il s'agit de respecter l'aspect esthétique extérieur de l'ouvrage d'art, la méthode de l'insertion de la tige est la plus adaptée car la plaque en composite doit être collée sur la surface à renforcer et nuit ainsi à l'aspect extérieur.

Pour une mise en œuvre optimale de la tige en composite, il faut avoir l'accès aux deux côtés de l'élément à réparer ou à renforcer pour garantir que la tige traverse complètement la poutre. Ceci représente une contrainte supplémentaire pour la mise en œuvre de cette technique, même si les tiges en composite peuvent être insérées dans une entaille, comme la technique de *NSM FRP rod* le fait.

Ces essais ont permis de montrer que les deux techniques de réparation par composites évaluées contribuent aussi à la résistance ultime aux efforts tranchants mais n'empêche pas la rupture fragile de l'éprouvette. Pour cela on recommande fortement l'amélioration du renforcement par cisaillement pour éviter cette rupture fragile par effort tranchant de la poutre. Les recherches indiquent que le collage des matériaux composites, en forme de "U" en recouvrant toute la hauteur de la section transversale (voir **Figure 1-22**, page 39), donne les meilleures performances.

Par rapport au comportement après la résistance ultime, deux ruptures fragiles ont été identifiées :

- chute brusque de la force résistante : toutes les éprouvettes réparées par l'insertion d'une tige et certaines éprouvettes réparées par le collage d'une plaque (seulement celles qui présentent une seule fissure et un seul décollement de la plaque), ont montré ce comportement,
- perte de la force résistante par intervalles. Ce comportement a été observé pour les poutres réparées par le collage de la plaque en composite, il est dû au décollement de la plaque en carbone.

4.7. Conclusions

Dans le but d'étudier, en première approche, les deux techniques de réparation par des matériaux composites sur le comportement des poutres en BA, seize poutres ont été chargées en flexion 3 points avec un chargement monotone croissant jusqu'à la rupture.

Deux techniques de réparation ont été évaluées. Ce techniques sont : l'insertion d'une Tige en Composite (TC) collée dans la zone tendue de la section transversale de la poutre en BA et le collage d'une Plaque en Composite préfabriquée(PC) sur la face tendue de la poutre en BA.

Trois structures de réparation ont été utilisées :

- une **tige en fibres de verre** insérée dans deux éprouvettes, chacune avec un niveau de fissuration différent,
- une **tige en fibres de carbone** insérée dans cinq éprouvettes parmi lesquelles trois sans aucun endommagement et deux avec une fissuration faible et
- une **plaque en carbone** collée sur neuf éprouvettes divisées en trois groupes : non fissurées, 1er niveau de fissuration et fissuration considérable.

Il est important de noter que la rupture des éprouvettes, renforcées par n'importe laquelle des deux techniques de réparation utilisées, est produite par des nouvelles fissures. Ces fissures naissent à un des appuis en continuant vers le point central où la charge a été appliquée. Les anciennes fissures (pré fissuration) n'évoluent pas si elles se trouvent dans la zone de flexion. La présence du composite augmente la raideur structurelle de la poutre et limite l'ouverture et la propagation des fissures de flexion.

La présence du composite ancré dans la zone ou dans la face tendue améliore considérablement la résistance ultime vis-à-vis du moment fléchissant. Le raidissement des poutres par des matériaux composites permet de changer la distribution des efforts internes, en augmentant la résistance aux efforts tranchants des armatures transversales. La résistance moyenne ultime des éprouvettes après réparation est égale à 88,37kN pour un écart type de 14,42kN. Cette valeur représente une augmentation par rapport à la résistance moyenne ultime des poutres en béton armé de 60,82%.

Deux équations ont été évaluées, elles permettent de déterminer la valeur du moment fléchissant ultime d'une poutre en béton armée renforcée par le collage d'une plaque en composite (les méthodes proposées par l'AFGC et par la FIB). La valeur du moment fléchissant ultime a été estimée en utilisant les hypothèses basiques appliquées au béton armé. La résistance ultime par les efforts tranchants a été calculée en prenant en compte la nouvelle contribution de l'armature transversale due à la présence des matériaux composites.

L'émission acoustique (EA), est une méthode non-destructive intéressante pour l'auscultation du béton, car elle permet d'anticiper d'éventuels endommagements internes dans la structure. Les événements, dans le béton, peuvent être bien identifiés par l'analyse des signaux sonores émis avant qu'ils soient perceptibles à l'œil nu. De toute façon, il est recommandé de prendre des mesures pour

obtenir des résultats fiables des essais d'EA, par exemple : diminuer le bruit machine pour éviter des mesures parasites.

Dans le chapitre suivant, l'approche probabiliste réalisée est présentée en prenant en compte les donées statistiques déterminées lors des essais précédents.

CHAPITRE 5: APPROCHE PROBABILISTE : MONTE CARLO ET FORM

5.1. Introduction

La conception des ouvrages en béton armé, consiste à déterminer les dimensions et les caractéristiques de leurs éléments pour qu'ils accomplissent certaines fonctions avec un degré de sécurité visé et qu'ils se comportent d'une manière satisfaisante lors de leur utilisation. Pour cela, une relation doit être établie entre l'action que subit la structure (le chargement : S) et sa réponse (la résistance : R).

Le dimensionnement traditionnel des structures mécaniques est basé sur des modèles de conception déterministes. Il faut largement appel à la notion de coefficient de sécurité $(\gamma=R/S)$ afin de se prémunir des défaillances éventuelles d'une structure, liées aux aléas existants sur l'ensemble des paramètres physiques qui caractérisent l'état mécanique de celle-ci. Ces coefficients ne reposaient que sur des approches empiriques, leur validation est souvent estimée par le retour d'expériences. Ces approches ont d'abord donné lieu à une réglementation de type «contraintes admissibles » dans laquelle il était imposé que les sollicitations ne dépassent pas une fraction de la limite des matériaux (limite d'élasticité pour l'acier, résistance à la compression pour le béton…).

Aujourd'hui, ces coefficients sont calculés dans le cadre de codifications strictes qui dépendent du type de structure ainsi que du milieu dans lequel ces structures évoluent. Globalement, la conception des structures s'appuie sur une démarche essentiellement déterministe dans laquelle des facteurs partiels de sécurité et des coefficients d'accompagnement sont appliqués. Ces facteurs et ces coeffients dépendent des combinaisons d'actions considérées et traduisent la probabilité d'occurrence simultanée d'actions différentes de niveaux donnés.

Les formalismes réglementations modernes (Eurocode, notamment) prennent en considération la vérification de la fiabilité de format de niveau I [CON_96]. Un formalisme de vérification de la fiabilité

de ***format de niveau I*** est un format réglementaire dans lequel les chargements et les résistances sont pondérés par des facteurs partiels de sécurité établis selon des méthodes qui tiennent compte des incertitudes. Pour certains éléments, ces dernières peuvent être déterminées par voie statistique si des informations nécessaires sont disponibles, pour d'autres, elles sont prises forfaitairement afin de tenir compte de la pratique antérieure et de ce qui est supposé connu de la réalité. Il existe, aussi, un formalisme de vérification de la fiabilité de ***format de niveau II***, pour l'instant c'est un outil de recherche et de calibrage de la sécurité des règlements dans lequel les sollicitations et les résistances seraient des variables aléatoires caractérisées par leur loi de densité de probabilités ou par leurs estimations statistiques, et dans lequel également serait indiqué, pour chaque état limite, un niveau de probabilité de défaillance. Le terme de défaillance, plus général que celui de ruine ou de rupture, traduit ici l'atteinte d'un état limite quelconque, que ce soit un état limite ultime ou un état limite de service [CON_96, pages 40-41].

Une approche probabiliste s'appuyant sur les outils de la fiabilité mécanique a été utilisée dans le but d'évaluer l'influence de la variabilité des paramètres employés pour la détermination de l'état limite d'une poutre en BA soumise à un effort tranchant et un moment fléchissant.

L'approche fiabiliste ne se substitue pas à la description fine de la physique du problème. Cela signifie qu'il est important d'analyser tout système selon la démarche suivante :

1. **analyse fonctionnelle** : cette méthode fait appel à des outils spécifiques qui permettent de lister l'ensemble des fonctions d'un système,
2. **analyse des modes de défaillance de leurs effets et de leur criticité** (AMDEC) : sur la base du travail précédent, les modes de défaillance pour chaque fonction sont listés,
3. pour chaque mode de défaillance ou scénario il convient d'écrire un **modèle** permettant de décrire la **physique impliquée**. Pour certains cas complexes une expression analytique n'est pas toujours disponible, le recours à des techniques plus lourdes peut être demandé, par exemple : la méthode des éléments finis,
4. les variables du modèle physique, qui sont considérés comme prenant une seule valeur sont maintenant remplacées par des **distributions statistiques**. Afin de les intégrer dans les équations il faut disposer d'approches spécifiques. L'objectif final est donc de pouvoir estimer la probabilité de défaillance du système à travers la ou les fonctions étudiées.

Cette approche fiabiliste à été découpée en deux parties principales : une approche *déterministe* et une approche *probabiliste*.

La première partie, qui traite du cas déterministe, est divisée en une partie qui traite de la résistance ($\boldsymbol{V_R}$ et $\boldsymbol{M_R}$) d'une poutre courte en BA renforcée par le collage d'une plaque sur sa face tendue par rapport aux efforts tranchants et au moment fléchissant et une deuxième partie qui décrit le chargement imposé ($\boldsymbol{V_S}$ et $\boldsymbol{M_S}$) à cette même poutre.

Ces deux situations seront indispensables pour définir le scénario de défaillance pour l'approche probabiliste. Pour celle-ci, une analyse de sensibilité pour chaque variable permet de déterminer

l'influence statistique pour pouvoir réaliser l'approche probabiliste en utilisant seulement les variables les plus significatives et ainsi réduire les temps d'analyse qui généralement sont très longs.

Les variables sont représentées selon une loi de densité de probabilité normale. L'étude des variabilités sur des ouvrages en béton armé [BD_01, SIL_04] semble montrer que cette distribution est adéquate pour représenter statistiquement leurs caractéristiques. La distribution normale est définie par deux paramètres : la moyenne (μ) et l'écart type (σ). La valeur de la moyenne sera celle qui a été utilisée dans l'étape expérimentale (voir §2.3.3. page 86) ou qui est inhérente au matériau, tandis que l'écart type sera estimé par rapport aux résultats obtenus pendant les essais (**Tableau 4-9** page 172).

5.2. Approche déterministe

Il est rappelé que notre structure est une poutre en béton armé (BA) soumise en flexion 3 points et renforcée par le collage d'une plaque en composite sur sa face tendue. Cette partie est destinée à présenter les conditions de résistance (5.2.1. V_R et M_R) et de chargement (5.2.2. V_S et M_S) pour définir les fonctions de performance concernant l'état limite.

Deux conditions d'état limite seront examinés suite aux résultats des parties précédentes : la résistance à l'effort tranchant (lors de la partie expérimentale tous les poutres courtes sont arrivées à la ruine par ce mécanisme) et la résistance au moment fléchissant. Aucune poutre n'a été endommagée par flexion, cependant on va introduire cette analyse pour étudier le scénario de défaillance pour cette condition.

5.2.1. Résistance

La résistance d'une poutre soumise à un effort tranchant est déterminée par l'éq. (1.11) présentée page 61. Cette équation considère la contribution du béton et des armatures transversales (les cadres). La contribution du béton est déterminée en utilisant le premier terme de l'éq. (1.15), page 62, recommandé par le BAEL [BAE_91]. La contribution des armatures transversales est déterminée par l'éq (4.4), page 172, qui prend en compte la modification des efforts internes due au collage de la plaque en composite.

La prise en compte de toutes ces situations conduit à l'expression suivante :

$$V_R = \left(0{,}3 f_{ct} \cdot k \cdot b \cdot d + \frac{0{,}9 A_{sw} f_{yw}}{s} \left(0{,}5L - L_E \right) \right) \tag{5.1}$$

Le premier terme de l'expression correspond à la résistance du béton, le deuxième représente la contribution des armatures transversales en considérant la modification des efforts internes à cause de la plaque en composite. Les valeurs des variables utilisées pour le calcul sont indiquées dans le chapitre 2. Toutes les variables sont définies dans la Liste des Notations (page 7). L'utilisation des valeurs moyennes pour variable dans l'équation (5.1) donne une valeur de$\boldsymbol{V_R}$ égale à 83,67kN.

La résistance ultime correspondant au moment fléchissant (M_R) est évaluée par l'équation (4.2) page 143 et indiqué ci-après :

$$M_R = 0{,}85\, f_c\, b\, 0{,}8\, x\, (h - 0{,}4\, x) + A_{s2}\, E_s\, \varepsilon_{s2} (h - d_p) - A_{s1}\, E_s\, \varepsilon_{s1}\, (h - d) \tag{5.2}$$

Cette équation est déterminée en utilisant comme axe de référence pour l'équilibre des forces l'axe qui est défini par la plaque en composite. Le premier terme correspond à l'apport du béton comprimé, le deuxième terme indique la contribution de l'armature dans la zone comprimée et le dernier est l'apport de l'armature tendue. La variable « x » correspond à la position de l'axe neutre de la poutre en béton armé par rapport à la fibre supérieure aux ELU, sa valeur est déterminée à partir de la solution de l'équation bicarrée (5.3).

$$\frac{0{,}85 \cdot 0{,}8 f_c b}{\varepsilon_{cu}} x^2 + \left[(A_{s1} + A_{s2})E_s + t_{ftp} b_{ftp} E_{ftp}\right] x - \left[(A_{s1} d + A_{s2} d_p)E_s + t_{ftp} b_{ftp} h E_{ftp}\right] = 0 \qquad (5.3)$$

Comme précédemment, l'utilisation des valeurs moyennes pout l'ensemble des variables conduit à des valeurs déterministes pour $\boldsymbol{x}$ et pour $\boldsymbol{M_R}$ respectivement égales à 81,25mm et à14,16kN·m.

5.2.2. Chargement

Le chargement est déterminé pour les deux conditions présentées précédemment : effort tranchant et moment fléchissant.

Les efforts tranchants qui résultent du chargement dans la section critique (*E*) sont déterminés par l'équation suivante:

$$V_S = Q_u/2 + w \cdot b \cdot (d + d_1) \cdot L_E \qquad (5.4)$$

Q_u est la charge ultime supportée par la poutre en BA renforcée par le collage de la plaque en composite. Le deuxième terme prend en compte le poids propre du béton (ces variables sont définies dans la liste de notations, page 7), L_E correspond à la longueur décollée de la plaque en composite.

Le moment maximum, dû à l'essai en flexion 3 points, s'obtient au centre de la poutre. Il est calculé par l'équation suivante :

$$M_S = \frac{7 Q_u L_t}{32} + \frac{3 w b h L_t^2}{256} \qquad (5.5)$$

Le premier terme de l'équation est le moment produit par la charge ultime et le deuxième terme est le moment dû au poids propre de la poutre en béton armé. Toutes les variables sont définies dans la Liste de Notations (page 7). (Pour produire une moment résistant ultime (M_S) de 14,16kN, il faut applique un effort extérieur de 101,12kN.

Le deuxième terme relatif au poids propre du béton est insignifiant par rapport au chargement (**Figure 5-1**), néanmoins pour l'analyse de sensibilité les équations complètes sont considérées.

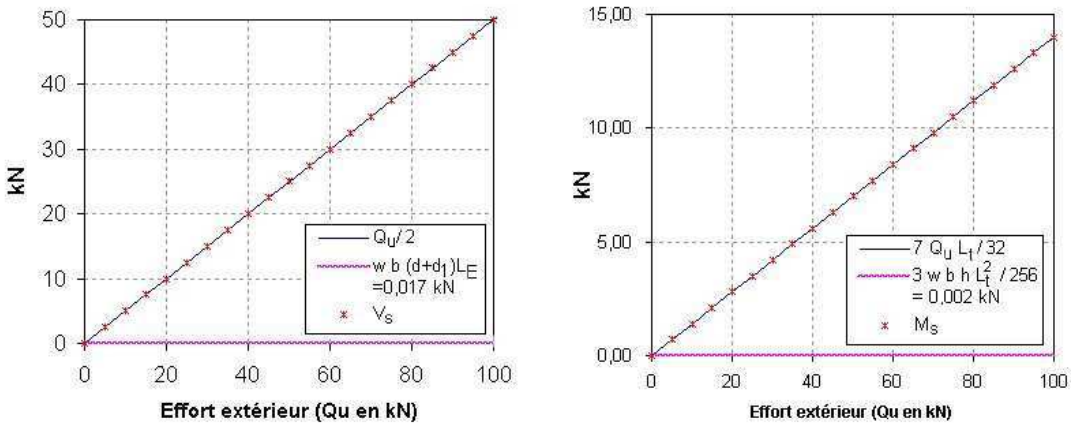


Figure 5-1 Influence du poids propre de la poutre sur le chargement.

Dans les sections suivantes, les concepts de base de la fiabilité mécanique sont présentés.

5.3. Approche probabiliste

Pour réaliser une approche probabiliste d'un système mécanique, ici, (une poutre en BA renforcée par le collage d'une plaque en composite sur la face tendu), des hypothèses, des principes et des scénarios de défaillance doivent être définis. Ces aspects sont abordés dans les paragraphes suivants.

5.3.1. Hypothèses

Dans le cadre de l'approche fiabiliste, la modélisation d'une structure est déterminée par :

- La définition d'un vecteur de variables aléatoires *{X}*. Ce vecteur aléatoire contient les variables représentant les données géométriques, les propriétés mécaniques, les variables de chargement... Chaque variable sera, alors, décrite par une distribution statistique.
- Un scénario décrivant la défaillance d'une fonction du système.
- Un modèle et/ou une solution numérique qui va traduire la physique de ce scénario. Cela va permettre de construire une fonction de performance G(*{X}*) qui compare la résistance au chargement.

5.3.2. Principes

Lorsque la fonction $G(\{X\})=R-S$ est posée égale à zéro, elle définie un état limite. Elle correspond à la frontière entre le domaine de sécurité (ou de fonctionnement normal), $G(\{X\}) > 0$, et le domaine de défaillance (ou de dysfonctionnement), $G(\{X\}) < 0$ (voir §1.7. page 68). Un des objectifs des outils de la fiabilité est donc de pouvoir estimer le nombre d'occurrences qui rendent la fonction *G* négative ou positive afin d'obtenir un niveau de probabilité.

5.3.3. Scénario de défaillance

Deux scénarios de défaillance ont été définis dans cette étude : l'un est lié à la rupture de la poutre par fissuration due à l'effort tranchant et l'autre par le moment fléchissant. Dans cet esprit, $G(\{X\})$ vis-à-vis de l'ELU est :

Pour l'effort tranchant : $G(\{X\}) = V_R\,(f_{ct}, b, d, A_{sw}, f_{yw}\ldots) - V_S(Q_u, b, d\ldots)$ (5.6)

Pour le moment fléchissant : $G(\{X\}) = M_R\,(A_{s1}, E_s, d, f_c, b\ldots) - M_S(Q_u, L_t, w\ldots)$ (5.7)

où les équations de résistance (V_R et M_R) et de chargement (V_S et M_S) ont été définies respectivement dans les sections 5.2.1. page 189 et 5.2.2. page 190. L'ensemble des variables concernées dans ce calcul est résumé dans la section 5.4.1. page 192. La probabilité de défaillance est $P_f = P(V_S \geq V_R)$ ou $P_f = P(M_S \geq M_R)$.

L'intérêt de considérer l'ensemble des variables dans la définition de l'état limite permet d'obtenir leur sensibilité "déterministe" et "statistique". Cela permet des actions plus efficaces dans le dimensionnement des structures et d'éliminer des variables du vecteur aléatoire ce qui rend les calculs fiabilistes plus accessibles.

5.4. Analyse de sensibilité

L'étude de la sensibilité statistique des variables est importante afin de choisir celles qui seront retenues dans le vecteur aléatoire. Toutefois, il est important de coupler à cette analyse une étude de la sensibilité mécanique Plus leur nombre est important et plus les calculs seront longs. Toutefois, la probabilité calculée sera toujours fonction du nombre de variables retenues et de leur description statistique.

5.4.1. Variables aléatoires

Les variables aléatoires, concernant la fonction de performance pour une poutre en BA renforcée par le collage d'une plaque en composite en prenant en compte l'effort tranchant et le moment fléchissant, sont divisées en trois catégories : les variables liées à la géométrie, celles liées aux propriétés mécaniques internes du système et celles liées au chargement.

Les variables aléatoires liées à la géométrie sont indiquées dans le **Tableau 5-1**. Elles sont modélisées selon une loi normale. Les valeurs des moyennes de ces variables ont été déterminées par la géométrie des éprouvettes utilisées dans la partie expérimentale. Les coefficients de variation ont été déterminés :

(1) soit du calcul suivant $CV_i = \sigma_i/\mu_i$ où la moyenne (μ_i) et l'écart type (σ_i) sont issus des résultats expérimentaux (e.g. 33,08),

(2) soit des valeurs issues des autres études [BD_01, SIL_04] (e.g. 1,00 et 2,50), en vérifiant que ces valeurs sont représentatives des mesures des éprouvettes.

Lorsque le coefficient de variation est déterminé par la seconde condition (2), les valeurs des écarts types sont estimées à partir de la relation $\sigma_i = CV_i * \mu_i$.

Tableau 5-1 Caractéristiques des variables aléatoires liées à la géométrie.

Paramètres	*Symbole*	*Unité*	μ	σ	*CV (%)*
Aire de la section d'armatures d'effort tranchant	A_{sw}	mm^2	56,60	0,57	1,00
Aire de la section d'armatures inférieures tendues	A_{s1}	mm^2	56,60	0,57	
Aire de la section d'acier supérieur comprimé ($x \geq d_p$)	A_{s2}	mm^2	100,60	1,01	
Portée de l'éprouvette	L	mm	560,00	5,60	
Longueur totale de l'éprouvette	L_t	mm	640,00	6,40	
Longueur décollée de la plaque	L_E*	mm	51,67*	17,09*	33,08
Largeur de la section droite transversale de la poutre	b	mm	80,00	2,00	2,50
Distance entre les armatures transversales	s	mm	130,00	3,25	
Distance du cg de A_{s1} à la fibre la plus tendue (béton)	d_1	mm	20,0	0,50	
Hauteur de la section droite transversale de la poutre	h	mm	160,00	4,00	
Distance du c g de A_{s2} à la fibre la plus comprimée (béton)	d_p	mm	20,00	0,50	
Hauteur utile d'une section droite	d	mm	140,00	3,50	

* La moyenne et l'écart type ont été déterminés par les essais. (**Tableau 4-9** page 172).

Les variables concernant les propriétés mécaniques des matériaux sont données dans le **Tableau 5-2**. La loi normale est également utilisée. Les coefficients de variation de 22,0 et 4,0 sont déterminés par des essais et celui relatif à la densité du béton (CV=10,0) par les recommandations faites par [SIL_04].

Tableau 5-2 Caractéristiques des variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques.

Paramètres	*Symbole*	*Unité*	μ	σ	*CV %*
Résistance en traction du béton	f_{ct}^{*}	MPa	2,90*	0,64*	22,00
Résistance en compression du béton	f_c^{*}	MPa	21,0*	4,62 *	
Module d'élasticité de l'acier	E_s	MPa	2E5	8E3	4,00
Limite d'élasticité des armatures d'effort tranchant	f_{yw}^{*}	MPa	370,00*	14,80*	
Densité du béton	w	N/mm^3	25E-6	2,5E-6	10,00

* La moyenne et l'écart type ont été déterminés à partir des essais (voir §2.3.3. page 86).

Le **Tableau 5-3** fournit les caractéristiques des variables aléatoires liées au chargement. Dans cette étude la force est mesurée avec une bonne précision car elle vient d'un capteur peu dispersé mais l'idée est de traiter le chargement comme une variable aléatoire. La charge ultime (Q_u) qui pour les deux types d'état limite est modélisée par une loi normale. La moyenne et l'écart type de Q_u, qui pour le chargement du type effort tranchant, ont été déterminés à partir des résultats des essais (voir **Tableau 4-9** page 172). Pour le chargement de type moment fléchissant la moyenne est estimée par le calcul car aucune poutre réparée n'a été endommagée par flexion et l'écart type par les essais sur des éprouvettes endommagées par flexion selon le **Tableau 3-9** (page 133).

Le coefficient de variation affecté à la charge maximale générant l'effort tranchant ($Q_{u\,ET}$) est beaucoup plus important que celui pour le moment fléchissant. Ces valeurs ont été trouvées expérimentalement, on estime que la forte variation de la $Q_{u\,ET}$ est due à l'inclinaison des bielles en compression du béton. Lors des essais cette inclinaison a présenté un coefficient de variation de 5,50% (voir **Tableau 4-9**).

Tableau 5-3 Caractéristiques des variables aléatoires liées aux chargements.

Paramètres	*Symbole*	*Unité*	μ	σ	*CV %*
Charge ultime par l'effort tranchant	$Q_{u\,ET}$	N	89.020,00	1.3424,22	15,08
Charge ultime par le moment fléchissant	$Q_{u\,MF}$	N	107.120,00	1.296,15	1,21

5.4.2. Sensibilité mécanique

La sensibilité mécanique S_i est définie comme étant la dérivée de la fonction de performance par rapport à la variable X_i en une valeur X_r représentative des différentes variables comme la moyenne, par exemple :

$$S_i = \frac{\partial G(X)}{\partial x_i}\left(X = x_r\right) \tag{5.8}$$

Cependant, cette valeur n'est pas adimensionnelle et elle ne permet pas une comparaison objective de l'ensemble des variables (5.8). Afin de pouvoir effectuer ces comparaisons, les résultats sont normés de la manière suivante :

$$\overline{S_i} = \frac{\partial G(X)}{\partial x_i}\left(X = x_r\right)\frac{x_r}{G(x_r)} \tag{5.9}$$

Une telle quantité adimensionnelle est appelée *élasticité mécanique*. Celle-ci peut être définie en tout point x_r tel que $G(x_r)\neq 0$, ce qui n'est pas le cas pour le point de conception déterministe ($R = S$).

Cette analyse est utile pour savoir si la variable participe plutôt à la résistance ou au chargement : si la variable est de type résistance, alors l'élasticité est positive et, inversement, si la variable est de type chargement, alors l'élasticité est négative. L'analyse de sensibilité est aussi très utile pour identifier les variables dont l'influence est amplifiée ou atténuée par la transformation mécanique.

Il convient d'être prudent car les sensibilités aux valeurs représentatives peuvent être très différentes de celle au point de conception, avec des gradients différents. Il faut également noter que les variables peuvent avoir une faible influence mécanique mais avoir une variabilité très importante, donc une forte influence sur la valeur de la probabilité de défaillance. C'est pour cela qu'il est recommande de faire aussi une analyse de sensibilité statistique.

Le but principal de l'étude de la sensibilité est de réduire le nombre de variables donc le temps d'analyse lors de l'utilisation de l'approche probabiliste. En effet, pour réaliser ces approches de longs calculs peuvent être impliqués (e.g. Monte Carlo). Malheureusement, pour réaliser cette analyse de sensibilité statistique, il faut utiliser également les méthodes fiabilistes (e.g. Monte Carlo) pour déterminer les variables statistiquement sensibles. Cela signifie que le gain de temps n'est pas acquis à cette étape mais pour les applications futures pour lesquelles les variables probabilisables sont maintenant connues.

Le résultat de l'analyse de sensibilité mécanique du système est présenté au **Tableau 5-4**.

Tableau 5-4 L'analyse de sensibilité mécanique.

Symbole	***Unité***	μ_i	CV_i ***(%)***	S_i	$\overline{S_i}$	***Type de variable***
Etat Limit défini par l'Effort Tranchant (EL_{ET})						
A_{sw}	mm^2	56,60	2,50	566,95	3,5655	Résistance
L	mm	560,00	2,50	72,49	4,5106	
d	mm	140,00	2,50	69,48	1,0808	
b	mm	80,00	2,50	121,57	1,0806	
f_{ct}	MPa	2,90	22,00	3360,00	1,0827	
f_{yw}	MPa	370,00	4,00	86,73	3,5655	
k	-	1,00	-	9744,00	1,0827	
d_1	mm	20,00	2,50	-0,12	-0,0003	Chargement
s	mm	130,00	2,50	-246,84	-3,5655	
w	N/mm^3	2,5E-5	10,00	-750976,0	-0,0021	
Q_u	N	89020	16,94	-0,50	-4,9456	
L_E	mm	51,67	33,08	-145,30	-0,9472	
Etat limite défini par le Moment Fléchissant (EL_{MF})						
A_{s2}	mm^2	56,60	1,00	63323,08	1,1947	Résistance
d	mm	140,00	2,50	43644,92	2,0368	
E_s	MPa	2E5	4,00	13,56	0,9037	
f_c	MPa	21,00	22,00	563550,00	3,9449	
b	mm	80,00	2,50	147912,68	3,9443	
L_t	mm	640,00	1,00	-23437,30	-5,0000	Chargement
d'	mm	20,00	2,50	-25600,62	-0,1707	
Q	N	107120	16,94	-140,00	-4,9989	
w	N/mm^3	2,5E-5	10,00	-61,44E6	-0,0005	
A_{s1}	mm^2	100,60	1,00	-8676,92	-0,2910	
h	mm	160,00	2,50	-19,66E4	-10,4848	

La colonne présentant l'élasticité mécanique ($\overline{S_i}$) indique que la portée de la poutre et la charge concentrée sont les paramètres les plus influents positivement, par contre elle atténue l'influence de la densité du béton (w) pour les deux scénarios de défaillance.

- Les variables de type "Résistance" (valeur positive) les plus importantes sont pour l'effort tranchant : la portée (L), l'aire des cadres (A_{sw}) et la limite d'élasticité (f_{yw}). Pour le scénario défini par le moment fléchissant : la résistance en compression du béton (f_c) et la largeur de la section transversale (b).
- Les variables de type "Chargement" (valeur négative) les plus significatives sont pour le scénario défini par l'effort tranchant : la charge ultime (Q_u) et la distance entre les cadres (s). Pour le scénario défini par le moment fléchissant : la hauteur totale de la section transversale (h), la longueur totale (L_t), et aussi la charge ultime (Q_u).

5.4.3. Sensibilité statistique

Le principe utilisé pour la détermination de la sensibilité statistique consiste à estimer la probabilité de défaillance par un calcul fiabiliste classique, pour exemple de Monte-Carlo, en considérant soit qu'une des variables du vecteur aléatoire est considérée déterministe soit que les données statistiques d'une variable sont modifiées.

En pratique, seul l'indice de fiabilité β sera calculé et cela pour trois situations : (1) modification de l'écart type : deux niveaux, (2) modification de la valeur moyenne : 2 niveaux et (3) calcul du facteur d'omission.

Pour les deux premières situations les valeurs des écart-types et des moyennes utilisées sont présentées au **Tableau 5-5** (page 196), Il faut noter que lorsqu'une donnée d'une variable est modifiée alors toutes les autres sont maintenues constantes pour le calcul. Pour la troisième situation il convient de préciser la notion de facteur d'omission. Le principe consiste à fixer une variable du vecteur aléatoire à une valeur unique. Cette variable devient donc déterministe. Ensuite, l'indice β est calculé pour cette situation et il est comparé à celui pour lequel toutes les variables du vecteur aléatoire sont considérées. Le coefficient d'omission est alors défini par [SIL_04, page 77] :

$$\gamma_i = \frac{\beta_{X_i=\chi_i}}{\beta} \tag{5.10}$$

où $\beta_{Xi=\chi i}$ correspond au calcul de l'indice de fiabilité où toutes les variables sont aléatoires, sauf X_i qui est déterministe pour une valeur : χ_i. La variable « β » est l'indice de fiabilité lorsque toutes les variables sont probabilistes.

Une valeur proche de l'unité de ce coefficient indique que l'aspect statistique de la variable évaluée est sans effet sur la probabilité de défaillance. Etant donné que les études fiabilistes peuvent conduire à des calculs longs, cette vérification envisage la possibilité de ne pas probabiliser l'ensemble des variables et garantir ainsi une simplification des calculs.

Si la valeur du facteur d'omission est supérieure à l'unité, cela met en évidence un niveau de sécurité surestimé. En revanche, un résultat inférieur à l'unité, indique un niveau de sécurité sous estimé. Pour ces deux situations, la variable doit être considérée comme stochastique. Le **Tableau 5-5** contient les variations paramétriques pour chacune des variables.

Tableau 5-5 Paramètres proposés pour les variables aléatoires de l'état limit défini par l'effort tranchant.

Symbole	***Unité***	***Moyennes***		***Ecarts types***	
		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})					
b	mm	160,00	320,00	4,00	8,00
d	mm	280,00	560,00	7,00	14,00
A_{sw}	mm^2	113,20	226,40	2,84	5,68
s	mm	260,00	520,00	6,50	13,00
L	mm	1.120,00	2.240,00	11,20	22,40
L_E	mm	8,50	68,00	14,00	28,00
d_1	mm	40,00	60,00	1,00	2,00
f_{ct}	MPa	2,20	3,30	1,28	2,56
f_{yw}	MPa	400,00	500,00	29,60	59,20
w	N/mm^3	3,75E-05	5,00E-05	5,00E-06	1,25E-06
Q_u	N	178.040,00	44.510,00	30.160,00	60.320,00
Etat limite défini pour le Moment Fléchissant (EL_{MF})					
b	mm	160,00	320,00	4,00	8,00
h	mm	320,00	640,00	8,00	16,00
d	mm	280,00	560,00	7,00	14,00
d_p	mm	40,00	80,00	1,00	2,00
A_{s2}	mm^2	113,20	226,40	1,13	2,26
A_{s1}	mm^2	201,20	402,40	2,01	4,02
L_t	mm	1.280,00	2.560,00	12,80	25,60
E_s	MPa	2,10E+05	1,90E+05	1,60E+04	4,00E+03
f_c	MPa	10,50	42,00	9,24	18,48
w	N/mm^3	3,75E-05	5,00E-05	5,00E-06	1,25E-06
Q_u	N	214.240,00	53.560,00	2.592,30	646,08

L'indice de fiabilité (β) est calculé en utilisant l'équation (1.44), page 74, où la moyenne (μ_G) et l'écart type (σ_G) de la fonction d'état limite (G) sont déterminés par la méthode Monte Carlo avec un million de tirages. Lorsque toutes les variables sont probabilistes avec les moyennes et les écarts types d'origine (voir §5.4.1. page 192), l'indice de fiabilité (β) est égal à 0,3293 pour l'état limite défini par l'effort tranchant et β est égal à 0,5134 pour l'état limite défini par le moment fléchissant.

Les résultats du facteur d'omission pour chaque variable aléatoire sont présentés dans le **Tableau 5-6** (page 197), où :

- la deuxième colonne de ce tableau présente l'indice de fiabilité ($\beta_{Xi=\chi i}$) où toutes les variables sont aléatoires, sauf la variable correspondante à la 1ère colonne qui est déterministe et prend une valeur égale à sa moyenne,
- la troisième colonne montre les facteurs d'omission déterminés pour chacune de ces

variables en évaluant l'équation (5.10), page 195,

- la quatrième colonne indique le pourcentage de variation du facteur d'omission par rapport à l'unité,
- la dernière colonne résume le niveau de sécurité pour chaque variable lorsque le facteur d'omission est supérieur ou inférieur à l'unité de façon importante.

A partir de ces résultats il faut noter les variables aléatoires de forte influence pour le calcul fiabiliste, selon le coefficient d'omission, sont : la charge ultime (Q_u) pour les deux scénarios de défaillance ; la résistance à la traction du béton (f_{ct}) pour le scénario défini par l'effort tranchant et les hauteurs utile (d) et totale (h) de la section transversale et la résistance en compression du béton (f_c) pour le scénario de défaillance défini par le moment ultime. La plupart de variables sont proches de l'unité, sauf Q_u=2,73 et f_c=3,10. Donc ces variables ne reflètent pas une forte sensibilité statistique au point de vue du coefficient d'omission. Ces résultats sont comparés avec les résultats de la sensibilité mécanique dans le **Tableau 5-9**, page 200.

Tableau 5-6 Facteur d'omission et indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne des variables.

Variables	$\beta_{Xi=\chi i}$	γ_i	*% de variation de* γ_i	*Niveau de Sécurité*
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})				
b	0,3279	0,996	0,43%	*Facteurs d'omission proches de l'unité*
d	0,3291	0,999	0,07%	
A_{sw}	0,3304	1,003	0,33%	
L_E	0,3322	1,009	0,87%	
d_1	0,3312	1,006	0,57%	
w	0,3296	1,001	0,09%	
s	0,3329	1,011	1,09%	*Surestimé*
L	0,3329	1,011	1,09%	
f_{ct}	0,3409	1,035	3,52%	
f_{yw}	0,3327	1,010	1,03%	
Q_u	0,8986	2,729	172,87%	
Etat limite défini pour le Moment Fléchissant (EL_{MF})				
b	0,5157	1,004	0,45%	*Facteurs d'omission proches de l'unité*
d_p	0,5126	0,998	0,16%	
A_{s2}	0,5132	1,000	0,04%	
A_{s1}	0,5123	0,998	0,21%	
L_t	0,5136	1,000	0,04%	
E_s	0,5132	1,000	0,04%	
w	0,5130	0,999	0,08%	
h	0,5261	1,025	2,47%	*Surestimé*
f_c	1,5913	3,100	209,95%	
d	0,5191	1,011	1,11%	
Q_u	0,5342	1,041	4,05%	

Pour évaluer l'influence de la variation de la moyenne ou de l'écart type pour chaque variable nous avons réalisé une étude de sensibilité par rapport à la variation de ces paramètres selon le **Tableau 5-5**.

Par exemple : pour déterminer l'indice de fiabilité *(β - Cas 1)* de la première variable « *b* », toutes les variables suivent la loi normale avec les moyennes et les écarts-types d'origine (voir §5.4.1. page 192) sauf la moyenne de "*b*"qui est égale à 160,00mm (voir **Tableau 5-5**, Cas 1 pour « *b* » page 196), ce même processus est suivi pour chaque cas et chaque variable. La sensibilité est considérée « forte » si l'indice de fiabilité varie de plus de 50% par rapport au β d'origine (voir le dernier paragraphe de la page 196), la sensibilité est moyenne si β varie d'au moins 5% et pour une variation plus faible on considère la sensibilité est considérée comme faible. Ces frontières ont été choisies en observant le comportement de l'ensemble des variables lors de l'analyse.

Les résultats obtenus après cette étude de sensibilité sont résumés dans le **Tableau 5-7**.

Tableau 5-7 Valeur de β en fontion de la variation de la moyenne et de l'écart type pour l'étude de sensibilité statistique.

Variables	***Influence de la moyenne***			***Influence de l'écart type***			***Proposition***
	β-Cas 1	***β- Cas 2***	***Sensibilité***	***β- Cas 3***	***β- Cas 4***	***Sensibilité***	
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})							
b	-0,786	-2,261	Forte	0,328	0,326	Faible	Déterministe
d	-0,786	-2,260		0,326	0,323		
A_{sw}	-3,255	-7,875		0,322	0,306		
L	-4,198	-9,832		0,329	0,326		
d_1	0,330	0,332	Faible	0,329	0,331		
w	0,332	0,332		0,331	0,329		
L_E	-0,417	0,497	Moyenne	0,323	0,297	Moyenne	Probabiliste (loi normale)
f_{ct}	0,631	0,163		0,299	0,233		
f_{yw}	0,010	-1,035		0,318	0,281		
s	2,363	3,401	Forte	0,316	0,270		
Q_u	3,069	-4,078		0,174	0,087	Forte	
Etat limite défini pour le Moment Fléchissant (EL_{MF})							
E_s	0,424	0,603	Faible	0,509	0,512	Faible	Déterministe
w	0,513	0,514		0,515	0,514		
b	-2,063	-3,786	Forte	0,504	0,472		Probabiliste (loi normale)
d	-3,838	-6,890		0,504	0,476		
d_p	1,154	1,850		0,512	0,511		
A_{s2}	-0,866	-3,681		0,512	0,512		
A_{s1}	0,175	-0,147		0,512	0,513		
L_t	8,120	21,583		0,508	0,490		
Q_u	8,114	-3,400		0,497	0,424	Moyenne	
h	-4,752	-7,216		0,486	0,411		
f_c	4,619	2,062		0,310	0,258	Forte	

Pour prévoir l'influence du point de vue statistique (variabilité) des variables sans faire une analyse de sensibilité statistique proprement dite, on propose faire une analyse de sensibilité mécanique en prenant en compte les coefficients de variations. Cette analyse on l'appelle la sensibilité couplée, laquelle est expliquée dans le paragraphe suivante.

5.4.4. Sensibilité couplée

Une bonne approximation du point de vue statistique peut être faite en reliant l'élasticité mécanique ($\overline{S_i}$) au coefficient de variation (CV_i) de chaque variable. Cette sensibilité couple la sensibilité mécanique et un paramètre de la sensibilité statistique (CV_i). Pour estimer la sensibilité couplée seule la valeur absolue de la sensibilité mécanique est considérée car il s'agit d'évaluer le poids d'une variable sur le modèle. Cette variabilité qui est définie par ($\overline{S_i}$ *CV_i) va être comparée avec sa moyenne pour déterminer si la variable a une forte influence ou pas. Si la variabilité est supérieure à la moyenne, on estime que la variabilité est forte dans le cas contraire la variabilité est faible.

La sensibilité mécanique, l'élasticité mécanique et la variabilité selon $\overline{S_i}$ *CV_i sont déterminées par rapport aux deux fonctions d'état limite défini dans la section 5.3.3. (page 191). La moyenne de la variabilité est de 0,154 pour l'EL défini par l'effort tranchant et de 0,203 pour l'EL défini par le moment fléchissant. La dernière colonne du **Tableau 5-8** présente l'influence de la variabilité.

Tableau 5-8 L'analyse de sensibilité couplée.

Symbole	***Unité***	***CV_i (%)***	$\overline{S_i}$	***Type de variable***	$\overline{S_i}$ ***CV_i***	***Variabilité***
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})						
A_{sw}	mm^2	2,50	3,5655	Résistance	0,092	Faible
L	mm	2,50	4,5106		0,113	
d	mm	2,50	1,0808		0,027	
b	mm	2,50	1,0806		0,027	
f_{ct}	MPa	22,00	1,0827		0,238	Forte
f_{yw}	MPa	4,00	3,5655		0,147	Faible
k	-	-	1,0827		0,000	
d_1	mm	2,50	-0,0003	Chargement	0,000	
s	mm	2,50	-3,5655		0,092	
w	N/mm^3	10,00	-0,0021		0,000	
Q_u	N	16,94	-4,9456		0,838	Forte
L_E	mm	33,08	-0,9472		0,276	
Etat limite défini pour le Moment Fléchissant (EL_{MF})						
A_{s2}	mm^2	1,00	1,1947	Résistance	0,012	Faible
d	mm	2,50	2,0368		0,051	
E_s	MPa	4,00	0,9037		0,036	
f_c	MPa	22,00	3,9449		0,868	Forte
b	mm	2,50	3,9443		0,099	Faible
L_t	mm	1,00	-5,0000	Chargement	0,050	
d'	mm	2,50	-0,1707		0,004	
Q	N	16,94	-4,9989		0,847	Forte
w	N/mm^3	10,00	-0,0005		0,000	Faible
A_{s1}	mm^2	1,00	-0,2910		0,003	
h	mm	2,50	-10,4848		0,262	Forte

La comparaison des résultats de la sensibilité mécanique ($\overline{S_i}$) avec ceux de la sensibilité couplée ($\overline{S_i}$ *CV_i), montre que le nombre des variables est inférieure en intégrant la nature.

Le **Tableau 5-9** compile les résultats des analyses de sensibilité (mécanique, statistique et couplée). L'influence de chaque variable est déterminée par rapport à l'élasticité mécanique (sensibilité mécanique), au facteur d'omission (sensibilité statistique) et à la variation de la moyenne et de l'écart type (sensibilité statistique) et l'élasticité mécanique multipliée par le coefficient de variation (sensibilité couplée).

La sensibilité mécanique d'une variable n'est généralement pas équivalente à sa sensibilité statistique (A_{sw}, L_E, b, L_t …). Par contre, la sensibilité couplée permet de réaliser une première approche sur la sensibilité globale des variables car celles possédant l'influence la plus forte (EL_{ET} : Q_u, L_E, f_{ct} et EL_{MF} : Q_u, h, f_c) et les plus faibles (EL_{ET} : d_1, w, h et EL_{MF} : w, E_s) sont reconnues par les deux analyses de sensibilité prises séparément. En plus, pour réaliser l'analyse de sensibilité couplée il ne faut pas faire appelle aux méthodes fiabilistes (exemple : Monte Carlo, FORM).

Tableau 5-9 Comparaison entre la sensibilité mécanique, la sensibilité statistique et la sensibilité couplée.

Variables	*Sensibilité mécanique*		*Sensibilité statistique*					*Sensibilité couplée*	
	$\overline{S_i}$	*Influence*	γ_i (%)	*Influence*	*Variation de μ*	*Variation de σ*	*Influence*	$\overline{S_i}$ *CV_i	*Influence*
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})									
b	1,081	✯	0,43	✯	Forte	Faible	✯✯	Faible	✯
d	1,081	✯	0,07	✯			✯✯		
A_{sw}	3,566	✯✯	0,33	✯			✯✯		
L	4,511	✯✯✯	1,09	✯✯			✯✯		
d_1	-3E-4	✯	0,57	✯	Faible		✯		
w	-0,002	✯	0,09	✯			✯		
L_E	-0,947	✯	0,87	✯	Moyenne	Moyenne	✯✯	Forte	✯✯✯
f_{ct}	1,083	✯	3,52	✯✯✯			✯✯		
f_{yw}	3,566	✯✯	1,03	✯✯			✯✯	Faible	✯
s	-3,566	✯✯	1,09	✯✯	Forte		✯✯✯		
Q_u	-4,946	✯✯✯	172,87	✯✯✯		Forte	✯✯✯	Forte	✯✯✯
Etat limite défini par le Moment Fléchissant (EL_{MF})									
E_s	0,904	✯	0,04	✯	Faible	Faible	✯	Faible	✯
w	-5E-4	✯	0,08	✯			✯		
b	3,944	✯✯✯	0,45	✯	Forte		✯✯		
d	2,037	✯✯	1,11	✯✯			✯✯		
d_p	-0,171	✯	0,16	✯			✯✯		
A_{s2}	1,195	✯	0,04	✯			✯✯		
A_{s1}	-0,291	✯	0,21	✯			✯✯		
L_t	-5,000	✯✯✯	0,04	✯			✯✯		
Q_u	-4,999	✯✯✯	4,05	✯✯✯		Moyenne	✯✯✯	Forte	✯✯✯
h	-10,485	✯✯✯	2,47	✯✯✯			✯✯✯		
f_c	3,945	✯✯✯	209,95	✯✯✯		Forte	✯✯✯		

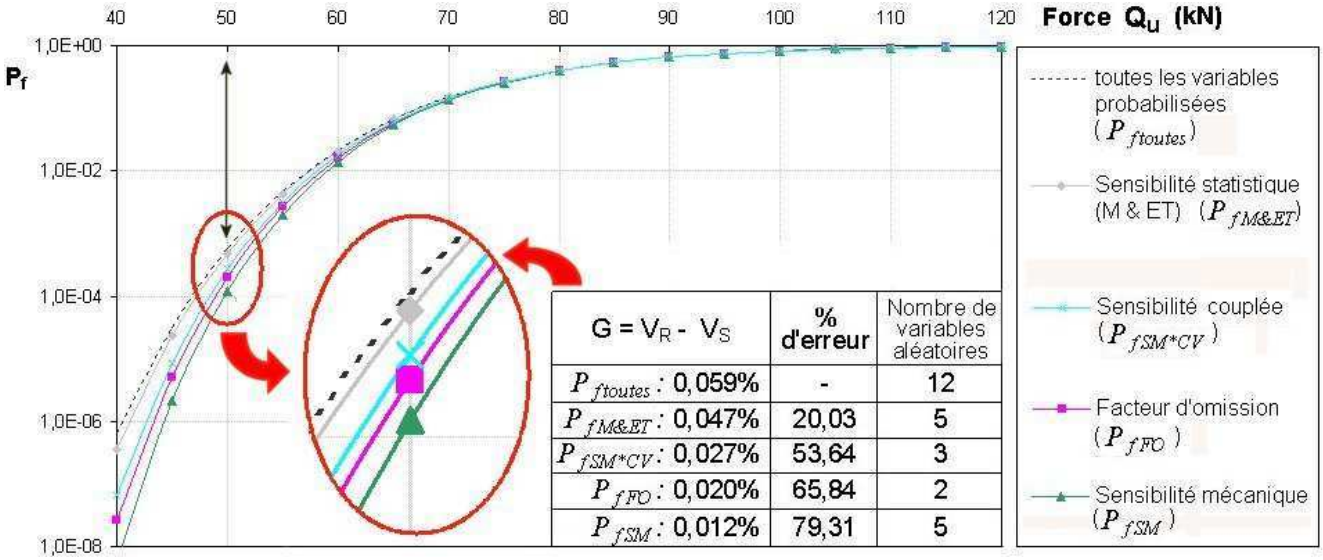
✯✯✯ : influence forte. ✯✯ : influence moyenne. ✯ : influence faible.

A partir de ces résultats l'influence du choix des variables probabilisées est regardée sur la probabilité de défaillance. La première situation correspond au cas où toutes les variables sont probabilisées, la deuxième avec les variables probabilisées indiquées dans le **Tableau 5-7** (page 198), la troisième avec les variables probabilisées les plus sensibles par rapport aux facteurs d'omission (γ_i), la quatrième selon la condition de la sensibilité couplée et la dernière avec les variables probabilisées les plus sensibles qui sont issues de l'analyses de sensibilité mécanique **Tableau 5-4** (page 194). La **Figure 5-2** et la **Figure 5-3** (page 202) présentent l'évolution des probabilités de défaillance pour le scénario de défaillance défini respectivement par l'effort tranchant et par le moment fléchissant, en utilisant la loi de densité normale pour les variables probabilisées.

Un bon accord est constaté entre les probabilités de défaillance (P_f) en fonction de la charge appliquée (Q_u) avec toutes les variables aléatoires et l'évolution avec un nombre réduit de variables aléatoires retenues après l'étude de sensibilité statistique en prenant en compte la variation de la moyenne et de l'écart type de chaque variable. Considérons les notations suivantes : $\boldsymbol{P_{f\ toutes}}$ la probabilité de défaillance avec toutes les variables probabilisées, $\boldsymbol{P_{f\ M\&ET}}$ celle après l'étude de sensibilité statistique par rapport à la Moyenne & Ecart Type, $\boldsymbol{P_{f\ SM*CV}}$ celle après l'étude de sensibilité couplée modifiée, $\boldsymbol{P_{f\ FO}}$ celle après étude de sensibilité statistique par rapport au Facteur d'Omission et $\boldsymbol{P_{f\ SM}}$ celle après étude de sensibilité mécanique.

Pour l'état limite défini par l'effort tranchant, lorsque la force (Q_u) est de 80kN, ces cinq probabilités valent respectivement $P_{f\ toutes}$= 40,19% ; $P_{f\ M\&ET}$ = 40,12% ; $P_{f\ SM*CV}$ = 40,00%, $P_{f\ FO}$ = 39,97% et $P_{f\ SM}$ = 39,65%. La différence entre toutes ces probabilités n'est pas très importante. Il semble donc que pour ce niveau de probabilité la réduction du nombre de variables stochastiques soit efficace.

Les probabilités lorsque la force est maintenant de 50kN montrent un désaccord significatif dans le tableau de la **Figure 5-2**.



G = V_R - V_S	% d'erreur	Nombre de variables aléatoires
$P_{ftoutes}$: 0,059%	-	12
$P_{fM\&ET}$: 0,047%	20,03	5
P_{fSM*CV} : 0,027%	53,64	3
P_{fFO} : 0,020%	65,84	2
P_{fSM} : 0,012%	79,31	5

Figure 5-2 Evolution de la probabilité de défaillance avant et après l'étude de sensibilité pour le scénario de défaillance défini par l'effort tranchant.

Les probabilités les plus près de la $P_{f\ toutes}$ sont en premier lieu celles de la $P_{f\ M\&ET}$ avec le même nombre de variables aléatoires (5) que $P_{f\ SM}$ et en deuxième lieu celles de la $P_{f\ SM*CV}$. La différence

entre les P_f est due à l'identification des variables avec une forte influence statistique car l'analyse de sensibilité mécanique, sans prendre en compte le coefficient de variation, n'a pas pu reconnaître une des variables avec une forte influence statistique (f_{ct}), ce qui est normal.

Pour l'état limite défini par le moment fléchissant la $\boldsymbol{P_{f\,SM*CV}}$ est égale à la $\boldsymbol{P_{f\,FO}}$, car les deux analyses ont identifié les mêmes variables importantes (i.e. Q_u, h et f_c). On confirme que la sensibilité mécanique multipliée par le coefficient de variation ($\boldsymbol{P_{f\,SM*CV}}$) est un bon repère pour déterminer les variables statistiquement sensibles sans faire des longues analyses. Les P_f pour l'EL_{MF} lorsque la force est égale à 80kN (**Figure 5-3**), valent : $P_{f\,toutes}$ = 7,42% ; $P_{f\,M\&ET}$ = 7,31% ; $P_{f\,SM*CV} = P_{f\,FO}$ = 7,16% et $P_{f\,SM}$ = 7,25%. L'écart entre les P_f est toujours inférieur à 5%.

L'analyse de sensibilité mécanique a bien reconnue les trois variables les plus influentes statistiquement pour l'état limite défini par le moment fléchissant. Pour cela on constate que la $P_{f\,SM}$ (avec un nombre de variables aléatoires de 5) donne une meilleure estimation de la P_f que la $P_{f\,FO}$ (avec un nombre de variables aléatoires de 3) (**Figure 5-3**), c'est le cas contraire à l'état limite défini par l'effort tranchant.

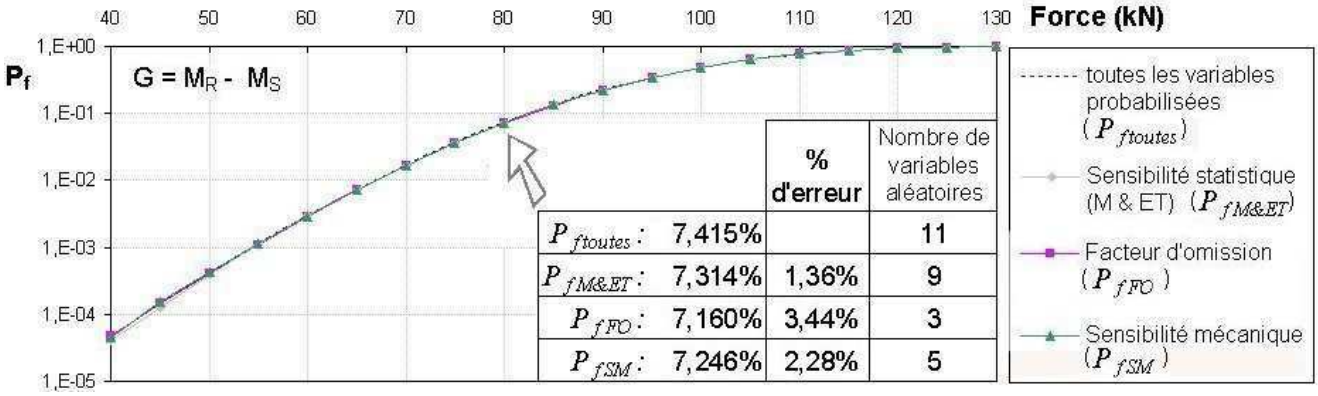


Figure 5-3 Evolution de la probabilité de défaillance avant et après l'étude de sensibilité pour le scénario de défaillance défini par le moment fléchissant.

La différence entre les P_f est due au choix des variables aléatoires statistiquement importantes, au nombre des variables considérées aléatoires ainsi qu'à la fonction d'état limite évaluée. Les pourcentages d'erreur de la **Figure 5-2** et de la **Figure 5-3** ont été calculés en estimant la $P_{f\,toutes}$ comme la valeur correcte, car le but est de probabiliser le moins de variables possibles qui représentent le mieux la fonction d'état limite lorsque toutes les variables sont probabilisées.

Pour les deux scénarios de défaillance, la probabilité de défaillance avec les variables aléatoires retenues par l'étude de sensibilité statistique par rapport à la moyenne et à l'écart type est celle qui est la plus proche de la $P_{f\,toutes}$. Pourtant, la sensibilité couplée donne une bonne idée de la P_f.

Dans la section suivante, l'étude probabiliste par les méthodes Monte Carlo et FORM sont présentées en utilisant les moyennes et les écarts types proposées dans le **Tableau 5-10**. Cette étude de sensibilité étant faite la probabilité de défaillance va être maintenant analysée plus finement. Les méthodes de Monte Carlo et FORM seront comparées. Les données nécessaires sont rassemblées au même **Tableau 5-10**.

5.5. Application des méthodes Monte Carlo et FORM

L'analyse d'une structure en béton armé introduit plusieurs incertitudes relatives aux propriétés du béton, de l'acier et de tous les autres matériaux utilisés pour la construction ; aux dimensions de la structure et au placement de l'armature métallique ; aux charges et aux conditions aux limites.

Ces variabilités doivent être intégrées dans des outils fiabiliste pour permettre l'établissement de la distribution des réponses du système. Les méthodes Monte Carlo et FORM on été utilisées pour déterminer la probabilité de défaillance (P_f) de notre système mécanique. Les principaux points abordés sont les suivants : • Vérifier l'influence du nombre de tirages 1E4, 1E5 et 1E6. • Confirmer l'équivalence des résultats à partir des méthodes Monte Carlo et FORM. • Etudier les relations existantes entre la force appliquée, les coefficients de variations et la probabilité de défaillance, de façon à pouvoir prédire une de ces trois variables en connaissant les autres deux.

Cette analyse a été faite à partir de programmes spécifiques développés avec MATLAB. Ces programmes nous permettent de déterminer la probabilité de défaillance par les méthodes Monte Carlo et FORM selon la fonction d'état limite.

Les deux situations traitées dans ce travail ont été considérées : (1) l'état limite (EL) dû à l'effort tranchant (éq (5.6), page 191) et (2) l'EL dû au moment fléchissant (éq (5.7), page 191).

Les variables probabilisées utilisées ont été sélectionnées grâce à l'analyse de sensibilité statistique (σ_i et μ_i). Le **Tableau 5-10**, page 203 indique les valeurs des moyennes (μ_i), des écarts types (σ_i) et des coefficients de variation ($CV_i=\sigma_i/\mu_i$) utilisées pour les calculs. Les propriétés des variables sont définies dans la section 5.4.1. page 192.

Tableau 5-10 Résumé des modèles de variables adoptées pour l'approche probabiliste.

Variables	*Unité*	*Moyenne*	*Ecart type*	*CV (%)*	*Loi de densité*
Etat Limite défini pour l'Effort Tranchant (EL_{ET})					
Q_u	*N*	89020,00	15080	16,94	Normale
L_E	*mm*	51,67	17,09	33,08	
f_{ct}	*MPa*	2,90	0,64	22,00	
s	*mm*	130,00	-		Déterministe
f_{yw}	*MPa*	370,00			
d_1	*mm*	20,00			
L	*mm*	560,00			
w	*N/mm³*	2,5E-5			
b	*mm*	80,00			
d	*mm*	140,00			
A_{sw}	*mm²*	56,60			
k	-	1,00			
Etat limite défini par le Moment Fléchissant (EL_{MF})					
f_c	MPa	21,00	4,62	22,00	Normale
Q_u	N	107120	1296,15	1,21	
h	mm	160,00	4,00	2,50	
b	mm	80,00	-		Déterministe
d	mm	140,00			
d'	mm	20,00			
A_{s1}	mm²	100,60			
A_{s2}	mm²	56,60			
L_t	mm	640,00			
E_s	MPa	200000,00			
w	N/mm³	2,50E-05			

Dans un premier temps un coefficient de variation unique a été appliqué à toutes les variables probabilisées pour cette approche probabiliste. Les écarts types de chaque variable ont alors été calculé à partir de ce coefficient unique.

Il est important de vérifier la normalité de la fonction résistante et chargement afin de pouvoir utiliser l'expression (1.42) de la page 73 qui donne la probabilité de défaillance par la méthode FORM. Dans le cas contraire il aurait fallu utiliser une transformation. Cette approche a le mérite d'être très rapide à calculer mais elle est relativement pauvre en terme d'analyse statistique. En effet, dans ce cas les variables constituant la résistance et le chargement n'apparaissent pas donc elles ne peuvent pas être étudiées du point de vu statistique. Pour résoudre cette lacune il faudrait écrire la fonction d'état limite explicitement avec toutes les variables statistiques et calculer l'indice β pour une méthode d'optimisation. Cette option n'a pas été considérée dans le cadre de ce travail.

Les ***tests de normalité*** de l'effort tranchant résistant (V_R), de l'effort tranchant sollicitant (V_S), du moment résistant (M_R) et du moment sollicitant (M_S) ont été évalués par deux tests de normalité : le test de Kolmogorov-Smirnov et la droite de Henry (graphe de la probabilité normale), fonction de Matlab. Le test de normalité de Kolmogorov-Smirnov [e.g. *[H, P, ksstat] = kstest* (V_R*({X})*)] compare la distribution de la marge de sécurité à une distribution normale. *ksstat* indique le niveau de normalité de la distribution, cette distribution est normale si *H* est égal à l'unité. Trois variables (i.e. V_R, V_S, et M_S), *ksstat* correspond à une valeur égale à 1, mais la valeur *ksstat* pour M_R est égale à 0,8863 et traduit donc un écart avec la normalité.

Une vérification graphique de la normalité de nos distributions a été effectuée en utilisant le graphe de la probabilité normale [*Normal Probability Plot*, e.g. *normplot* (V_R)]. Lorsque les données évaluées suivent une ligne droite la distribution peut être considérée normale. Les graphes de la probabilité empirique en fonction des données (i.e. V_R, V_S, M_R et M_S) sont respectivement présentés dans la **Figure 5-4**, la **Figure 5-5**, la **Figure 5-6** et la **Figure 5-7**. Les variables V_R, V_S et M_S suivent parfaitement la ligne droite (**Figure 5-4**, **Figure 5-5** et **Figure 5-7**), tandis que le M_R (**Figure 5-6**) commence à suivre la ligne droite lorsque sa valeur est 10kN·m ($Q_u = 4M/L$ = 71,43kN) cela confirme le test de Kolmogorov-Smirnov. Par contre avec cette analyse il est possible de connaître la plage pour laquelle la distribution est normale. Donc l'application de la méthode FORM pour estimer la probabilité de défaillance lorsque l'état limite est défini par le moment fléchissant va donner de résultats inexacts pour M_R<10kN·m.

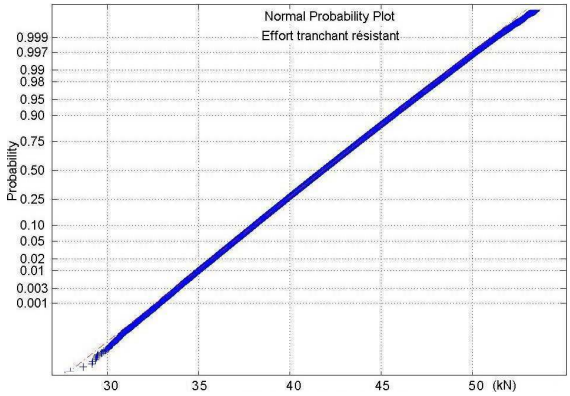


Figure 5-4 Graphe de la probabilité en fonction de « V_R » pour l'état limite défini par l'effort tranchant.

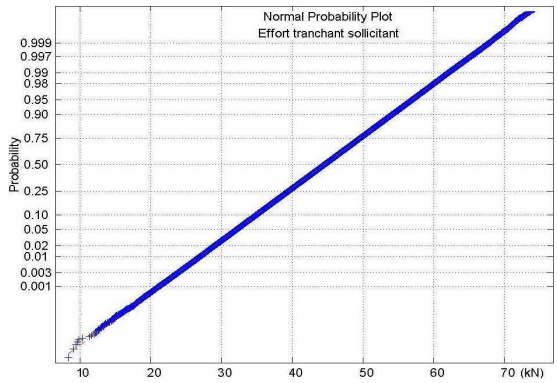


Figure 5-5 Graphe de la probabilité en fonction de « V_S » pour l'état limite défini par l'effort tranchant.

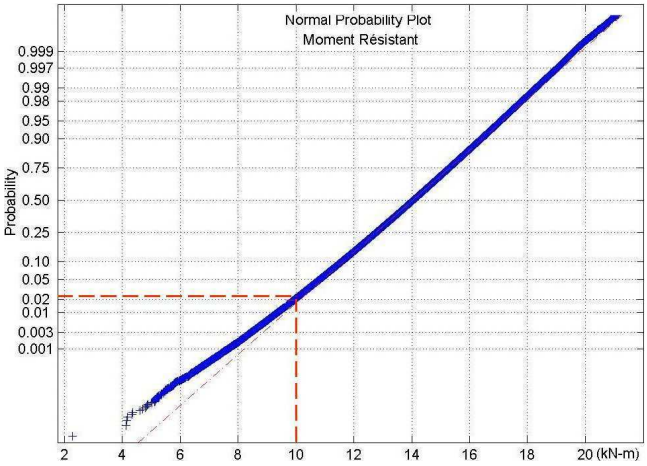


Figure 5-6 Graphe de la probabilité en fonction de « M_R » pour l'état limite défini par le moment fléchissant.

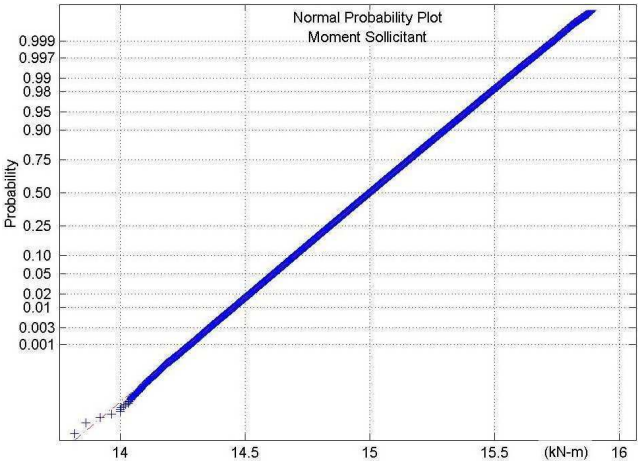


Figure 5-7 Graphe de la probabilité en fonction de « M_S » pour l'état limite défini par le moment fléchissant.

Dans la section suivante une étude sur l'influence du nombre de tirages réalisés par Monte Carlo est présentée en utilisant les fonctions d'état limite et les paramètres des variables aléatoires définis auparavant.

5.5.1. Nombre de tirages

La probabilité de défaillance (P_f) définie par la méthode Monte Carlo est calculée en utilisant l'éq (1.46), page 75. La P_f obtenue par Monte Carlo dépend du nombre de tirages retenu. D'autre part, le recours à un tirage aléatoire des valeurs des variables peut être utile pour construire des distributions, par exemple à partir de surfaces de réponse. La méthode FORM peut avoir besoin de cette étape. Il faut donc s'assurer après la simulation de la normalité des distributions calculées.

Dans ce paragraphe l'analyse de l'influence du nombre de tirage pour les deux scénarios de défaillance, celui défini par l'effort tranchant et celui défini par le moment fléchissant est présentée. Trois nombres de tirages ont été retenus (1E4, 1E5 et 1E6) avec un CV=100%, car cette condition produit la variation la plus critique. Le pourcentage d'erreur (ε) de la méthode Monte Carlo par rapport au nombre de tirage et à la probabilité visée peut être estimé en isolant la variable « ε » de l'éq (1.47), page 75, on obtient l'expression suivante est obtenue:

$$\varepsilon = z\sqrt{\frac{(1-P_f)}{N \cdot P_f}} \qquad avec \quad z = \phi^{-1}\left[\frac{1-C}{2}\right] \tag{5.11}$$

où P_f est la probabilité de défaillance déterminée par la méthode Monte Carlo, N est le nombre de tirages et, lorsque le niveau de confiance *(C)* est égale à 95%, la valeur absolue de z est de 1,959963.

Scénario de défaillance défini par l'EL dû à l'effort tranchant

Le **Tableau 5-11** présente les probabilités de défaillance obtenues par la méthode Monte Carlo (MC) pour le scénario de défaillance défini par l'effort tranchant, avec trois nombres de tirages différents. Les valeurs sont comparées aux calculs réalisés par FORM.

La 1ère colonne du **Tableau 5-11** indique la valeur de la charge ultime en kN, la 2ème colonne présente les

valeurs de la probabilité de défaillance obtenues par la méthode FORM et les six dernières colonnes montrent les résultats obtenus par la méthode Monte Carlo (la probabilité de défaillance et l'erreur en pourcentage estimé en utilisant l'éq (5.11) page 205), et ce pour 3 nombres de tirages : 1E4, 1E5, 1E6.

Les titres des trois derniers colonnes (e.g. ***4T_CV=100(MC)***) du **Tableau 5-11** sont maintenant expliqués. La 1ère partie est *4T* ou *5T* ou *6T*, elle représente la puissance de dix du nombre de tirages. La 2ème partie correspond au Coefficient de Variation exprimé en pourcentage avec des valeurs comprises entre 10% et 100%, par exemple : lorsque *CV=100* la relation du coefficient de variation est égale à 100%, et *(MC)* indique que la méthode Monte Carlo a été utilisée pour calculer la P_f.

L'intérêt d'étudier l'influence du nombre de tirages est d'illustrer que la méthode de Monte Carlo est très sensible à ce paramètre. Il a été démontré que pour estimer une probabilité de 10^{-n} il faut un nombre de tirages de $10^{(n+2)}$. C'est, d'ailleurs, l'éq (5.11) qui permet de quantifier l'erreur commise si cette règle n'est pas respectée. La référence pour la probabilité est donnée par la méthode FORM qui dans ce cas donne une valeur exacte. En effet, dans le cas de deux variables gaussiennes indépendantes pour R et S alors la fonction d'état limite est une droite et elle vaut :

$$\Phi\left[\frac{\mu_{M_R}-\mu_{M_S}}{\sqrt{\sigma_{M_R}^2+\sigma_{M_S}^2}}\right] \tag{5.12}$$

L'étude du tableau montre que l'erreur de l'approche de MC diminue avec le nombre de tirage pour un niveau de probabilité donné. Par exemple, pour un force de 50kN la méthode FORM donne un P_f =5,87E-4. Cela produit ci-dessus et pour 1E5 tirages l'erreur est encore de 32%. Pour la charge de 40kN le nombre de tirages n'a jamais été suffisant pour provoquer une situation défaillante, ce qui implique un calcul inutile pour l'erreur (∞).

Tableau 5-11 Probabilité de défaillance (P_f) estimée par la méthode Monte Carlo (MC) et leurs pourcentages d'erreur pour différents nombres de tirages, lorsque le scénario de défaillance est défini par l'effort tranchant.

Charge (kN)	***FORM P_f***	***4T_CV=100(MC)***		***5T_CV=100(MC)***		***6T_CV=100(MC)***	
		P_f	*% d'erreur*	*P_f*	*% d'erreur*	*P_f*	*% d'erreur*
40	6,411E-07	0,0000	∞	0,00000	∞	0,000000	∞
50	0,00058666	0,0005	87,6303%	0,00037	32,2156%	0,000551	8,3474%
60	0,02213371	0,0200	13,7197%	0,02035	4,3003%	0,022016	1,3063%
70	0,15151556	0,1508	4,6511%	0,14787	1,4879%	0,151390	0,4640%
80	0,40190233	0,3969	2,4160%	0,39910	0,7605%	0,401900	0,2391%
90	0,65096419	0,6469	1,4480%	0,65058	0,4542%	0,650860	0,1436%
100	0,81858269	0,8206	0,9164%	0,81935	0,2910%	0,818810	0,0922%
110	0,91163053	0,9147	0,5985%	0,91182	0,1927%	0,911600	0,0610%
120	0,95672567	0,9621	0,3890%	0,95758	0,1305%	0,956610	0,0417%
130	0,97886844	0,9796	0,2828%	0,97890	0,0910%	0,978940	0,0287%
140	0,98933469	0,9910	0,1868%	0,98954	0,0637%	0,989220	0,0205%

La **Figure 5-8** représente graphiquement la relation entre la probabilité de défaillance et la force (la résistance ultime) de la poutre courte en BA renforcée par le collage d'une plaque par rapport aux efforts tranchants. La légende du graphique indique que pour : 1E6 de tirages, la courbe est représentée par une ligne continue ; 1E5 de tirages, les données sont représentées par des carrés, 1E4 de tirages,

par des étoiles et les données de la probabilité de défaillance estimées en utilisant la méthode FORM par des cercles. Celles ci représentent la référence.

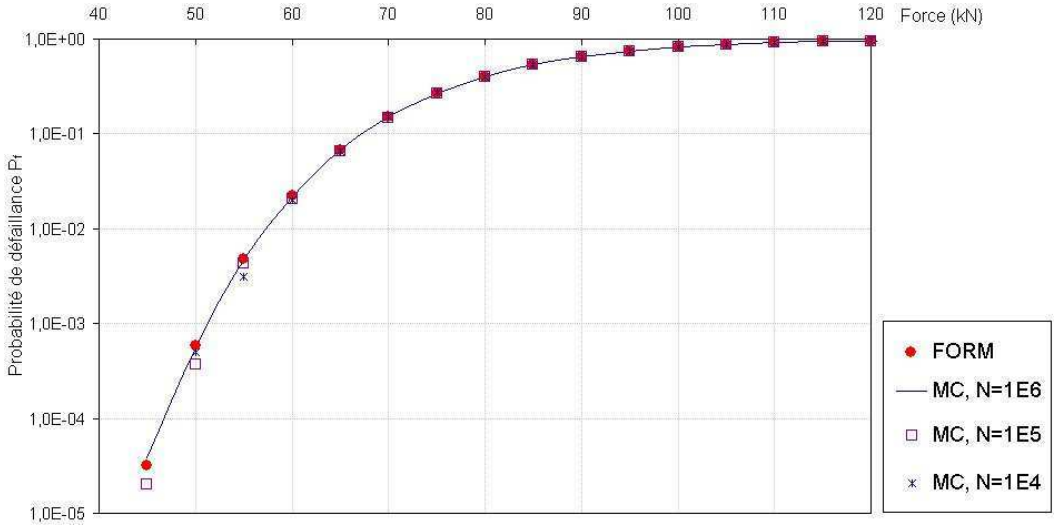


Figure 5-8 Comparaison de trois nombres de tirages par la méthode Monte Carlo et la méthode FORM lorsque le scénario de défaillance est défini par l'effort tranchant.

Il faut noter que les données obtenues par la méthode Monte Carlo « décrochent » conformément à l'hypothèse sur le nombre de tirages.

Scénario de défaillance défini par l'EL dû au moment fléchissant

Le **Tableau 5-12** présente les probabilités de défaillance obtenues par la méthode Monte Carlo (MC) pour le scénario de défaillance défini par le moment fléchissant, avec trois nombres de tirages (N=1E4 ou 1E5 ou 1E6, lorsque CV=100). Nous avons également estimé le pourcentage d'erreur (ε) en utilisant l'équation (5.11) page 205. Les constatations faites à partir des résultats du scénario de défaillance défini par l'effort tranchant se retrouvent naturellement ici. Par contre la non linéarité de la fonction du moment résistant lors de la vérification de la normalité de sa distribution altère les valeurs de la probabilité de défaillance calculées par la méthode FORM en dessous de 70kN.

Tableau 5-12 Probabilité de défaillance (P_f) estimée par la méthode Monte Carlo (MC) et leurs pourcentages d'erreur pour différents nombres de tirages, lorsque le scénario de défaillance est défini par le moment fléchissant.

Charge (kN)	***FORM P_f***	***4T_CV=100(MC)***		***5T_CV=100(MC)***		***6T_CV=100(MC)***	
		P_f	*% d'erreur*	*P_f*	*% d'erreur*	*P_f*	*% d'erreur*
50	**0,0001275**	0,0004	97,9785%	0,00041	30,6032%	0,000451	9,2270%
60	**0,0017385**	0,0032	34,5921%	0,00259	12,1628%	0,003002	3,5718%
70	**0,0141256**	0,0180	14,4766%	0,01735	4,6644%	0,017058	1,4878%
80	0,0719998	0,0712	7,0790%	0,07293	2,2098%	0,073954	0,6936%
90	0,2317304	0,2249	3,6386%	0,22444	1,1521%	0,227150	0,3615%
100	0,4978279	0,4858	2,0164%	0,49145	0,6305%	0,489770	0,2000%
110	0,7642408	0,7651	1,0860%	0,76283	0,3456%	0,762800	0,1093%
120	0,9259981	0,9343	0,5197%	0,93028	0,1697%	0,929590	0,0539%
130	0,9848913	0,9880	0,2160%	0,98792	0,0685%	0,987390	0,0221%
140	0,9980263	0,9989	0,0650%	0,99881	0,0214%	0,998670	0,0072%
150	0,9998431	1,0000	0,0000%	0,99998	0,0028%	0,999930	0,0016%

La **Figure 5-9** illustre clairement ce propos. En effet, de 50 à 130kN la probabilité de défaillance ne descend jamais en dessous de 1E-4. Donc, la méthode de MC avec 1E6 tirages doit fournir une approximation correcte de cette probabilité. Mais, cette fois, la différence entre les deux méthodes (FORM et MC) est due à FORM car en dessous de ce seuil (pour les valeurs inférieures à 70kN) la fonction du moment résistance (M_R) n'est pas normal.

Cela montre l'importance de toujours utiliser plusieurs techniques d'évaluation de la probabilité. Dans le cas d'une convergence des résultats il peut être estimé que la valeur obtenue est correcte.

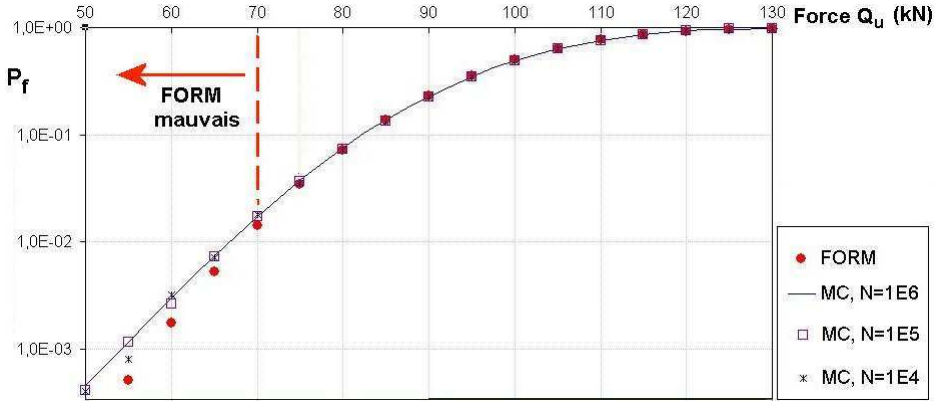


Figure 5-9 Comparaison de trois nombres de tirages par la méthode Monte Carlo et la méthode FORM lorsque le scénario de défaillance est défini par le moment fléchissant.

5.5.2. Relation entre la P_f, la force et le CV

Un des intérêts de la fiabilité est de pouvoir présenter des abaques qui tracent l'évolution de la probabilité de défaillance en fonction de données du système. Ce sous-chapitre présente quelques réalisations à travers des graphes traçant la probabilité de défaillance (P_f) en fonction de la force centrale appliquée à la poutre et pour différents coefficients de variations (CV) des variables aléatoires pour les deux états limites évalués. La méthode Monte Carlo a été utilisée pour déterminer la probabilité de défaillance avec un million de tirage.

La **Figure 5-10** illustre ces relations pour le cas de l'effort tranchant. Les valeurs de la résistance ultime des éprouvettes testées et réparées par le collage d'une plaque en composite sont répérées par des lignes verticales.

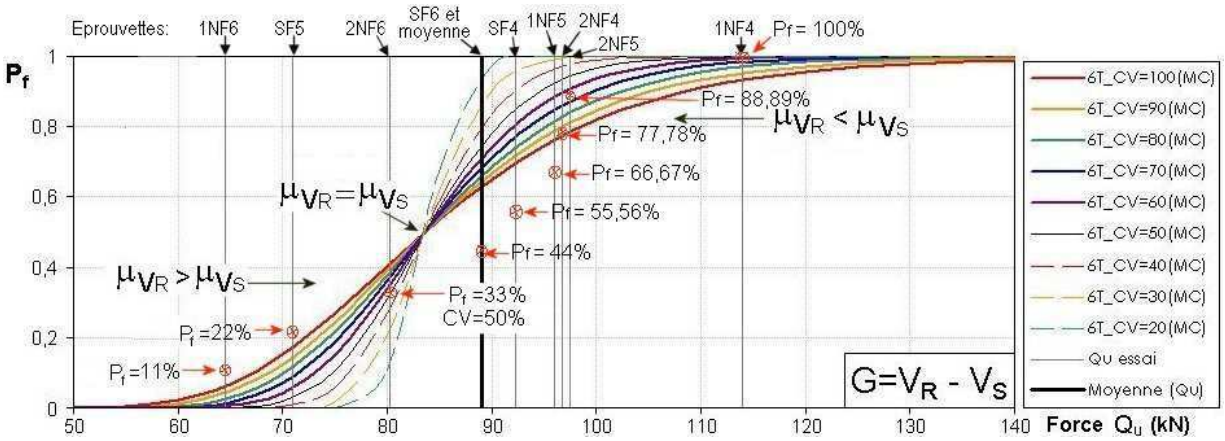


Figure 5-10 Probabilité de défaillance en fonction de la force lorsque l'état limite est défini par l'effort tranchant.

La **Figure 5-10** montre clairement que le point d'inflexion des courbes correspond à la situation où la moyenne de V_R est égale à la moyenne de V_S et pour une probabilité de 0,5. De même, il est vérifié que la force à 50% est égale à 83kN.

Une représentation logarithmique pour la probabilité de défaillance permet d'observer plus nettement la zone des faibles valeurs de la force.

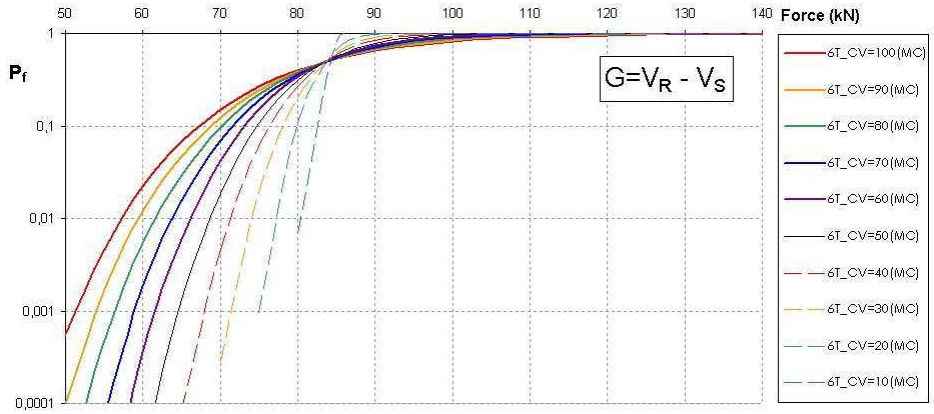


Figure 5-11 Probabilité de défaillance (échelle logarithmique) en fonction de la force lorsque l'état limite est défini par l'effort tranchant.

Les deux relations précédentes ont été aussi évaluées pour le scénario de défaillance défini par le moment fléchissant, les graphes résultants sont montrés aux **Figure 5-12** et **Figure 5-13**.

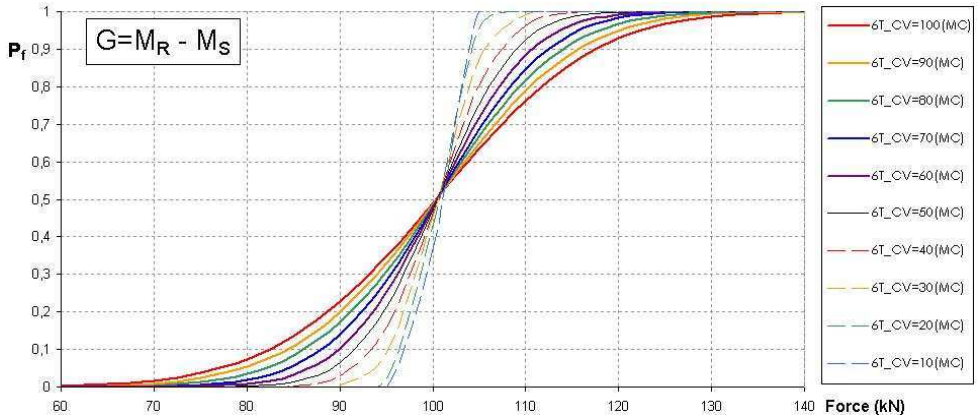


Figure 5-12 Probabilité de défaillance en fonction de la force lorsque l'état limite est défini par le moment fléchissant.

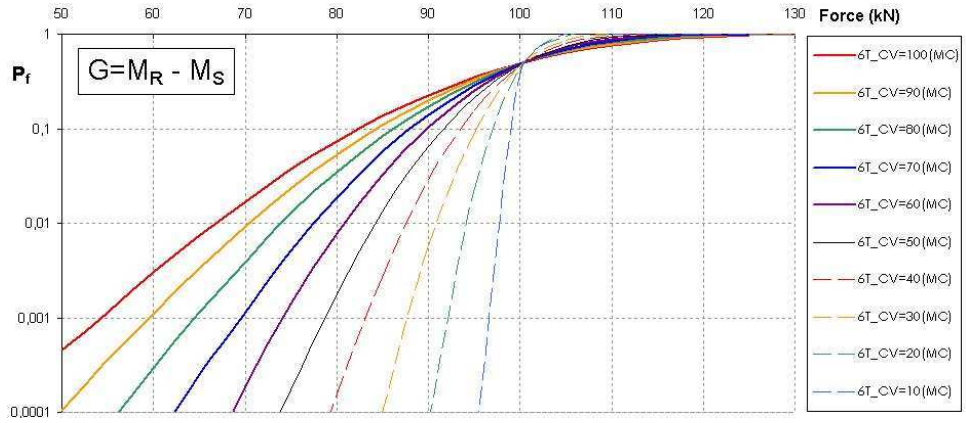


Figure 5-13 Probabilité de défaillance (échelle logarithmique) en fonction de la force lorsque l'état limite est défini par le moment fléchissant.

La relation entre la force et le coefficient de variation a été déterminée pour les deux scénarios de défaillance. La **Figure 5-14** présente cette relation pour la situation d'effort tranchant. Les lignes horizontales montrent les valeurs de la charge ultime des poutres réparées par le collage de la plaque en composite et endommagées par l'effort tranchant.

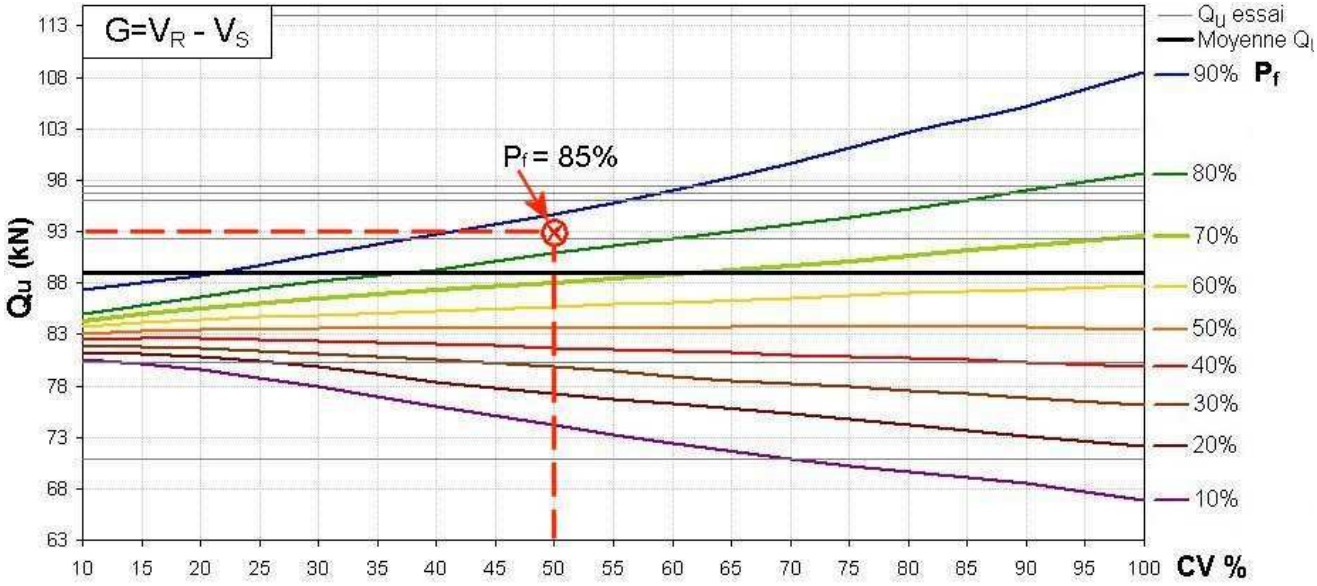


Figure 5-14 La force centrale en fonction du coefficient de variation (effort tranchant).

La **Figure 5-15** montre la même relation de la charge et la relation des coefficients de variation, lorsque le scénario de défaillance est défini par le moment fléchissant. Les charges ultimes ne sont pas représentées car aucune poutre (renforcées par le collage de la plaque en composite) n'a été endommagée par le moment fléchissant.

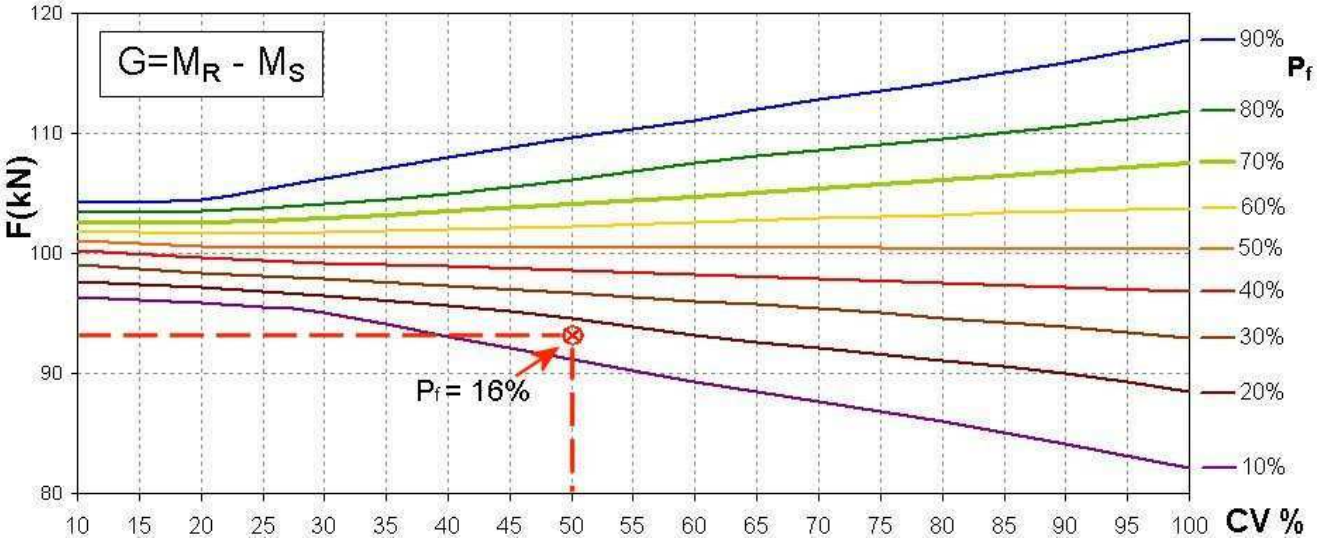


Figure 5-15 La force centrale en fonction du coefficient de variation (moment fléchissant).

La probabilité de défaillance par l'effort tranchant est toujours supérieure à celle du moment fléchissant, par exemple : lorsque la charge appliquée (F) est égale à 93kN et le coefficient de variation (CV) de 50%. La probabilité de défaillance par l'effort tranchant est égale à 85% (voir **Figure 5-14**) et celle par le moment fléchissant est de 16% (voir **Figure 5-15**).

La relation entre la probabilité de défaillance et le coefficient de variations a été déterminée, également, pour les deux scénarios de défaillance. La **Figure 5-16** (page 211) montre cette relation lorsque le scénario de défaillance est défini par l'état limite dû aux efforts tranchants et la **Figure 5-17** (page 212) montrent la même relation pour le scénario de défaillance défini par l'état limite dû au moment fléchissant. Dans les mêmes figures on présente, également, un second graphe qui permet de déterminer la charge pour des probabilités de défaillance inférieures à 8%.

Dans la **Figure 5-16**, on constate que pour les valeurs de la force inférieure à 50kN la probabilité de défaillance est presque nulle (e.g. pour F=50kN et CV= 100% la P_f est égale à 0,05%).

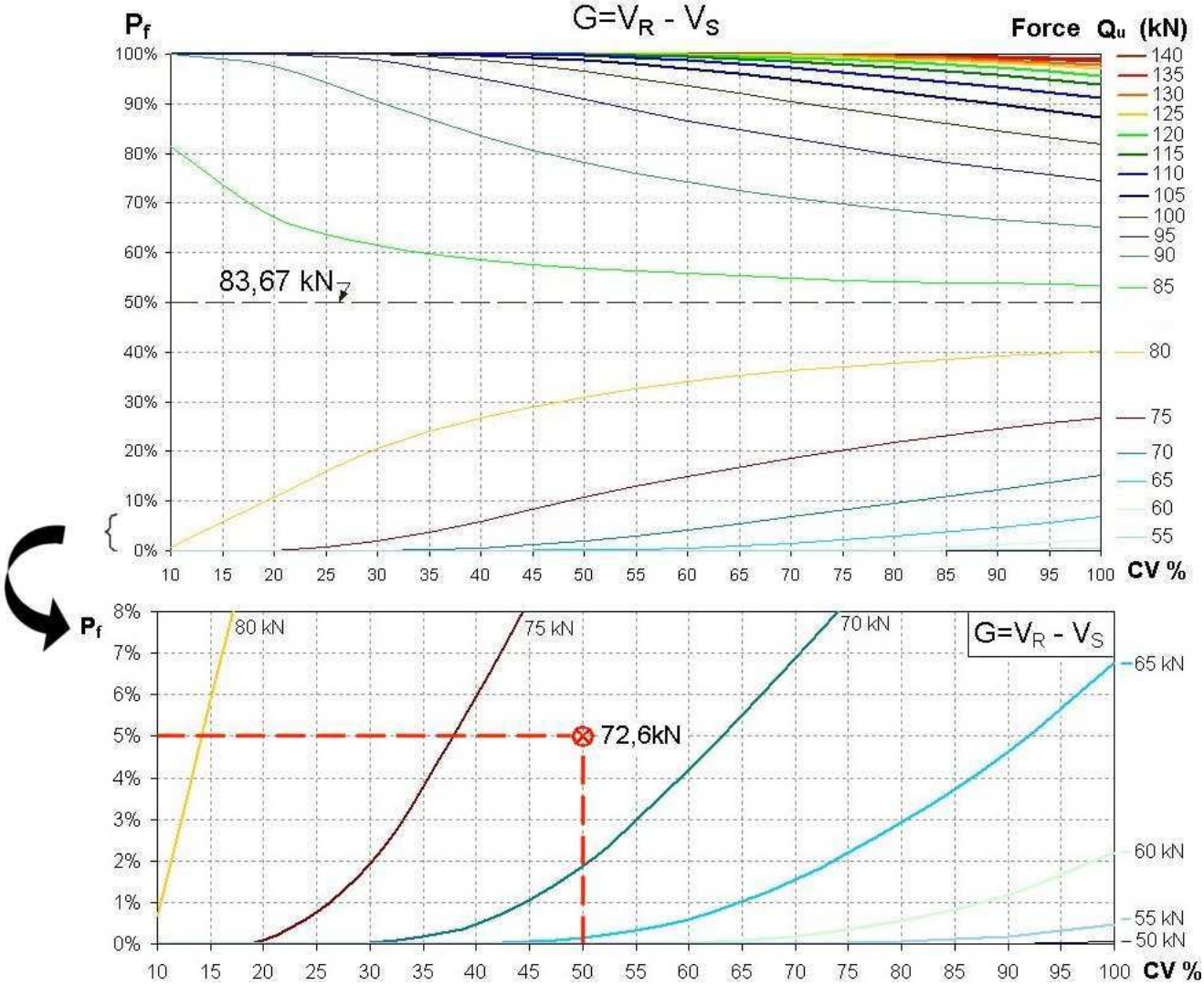


Figure 5-16 Probabilité de défaillance en fonction du coefficient de variation (Effort tranchant).

Les lignes horizontales des abaques correspondent à l'état limite lorsque la valeur de la charge appliquée est égale à 83kN (**Figure 5-16**) pour le scénario de défaillance défini par l'effort tranchant et de 101,12kN (**Figure 5-17** page 212) pour le scénario de défaillance défini par le moment fléchissant. Ce comportement était attendu car dans les relations précédentes qui montrent la probabilité de défaillance en fonction de la force, l'état limite est le point d'intersection de toutes les courbes.

Par exemple, la détermination de la charge ultime d'une poutre en BA renforcée par une plaque en

composite pour les conditions suivantes :

- le scénario de défaillance est défini par l'effort tranchant (utilisation du graphe de la **Figure 5-16**),
- le coefficient de variation (CV%) est de 50%,
- une probabilité de défaillance (P_f) inférieure à 5%.

Donne une valeur de la charge de défaillance supérieure à 72,6kN (calculée par interpolation linéaire).

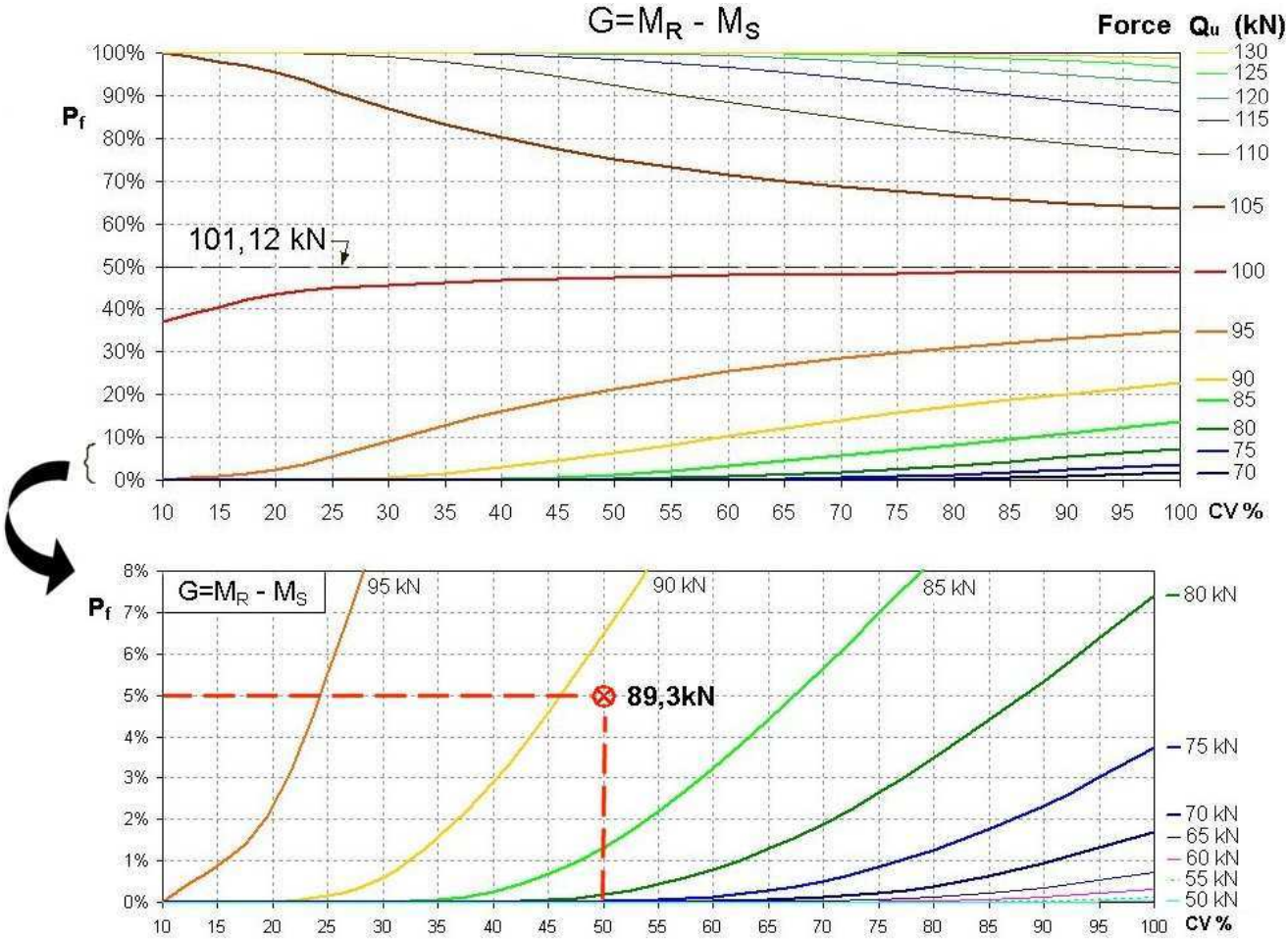


Figure 5-17 Probabilité de défaillance en fonction du coefficient de variation (Moment fléchissant).

Le même exemple (*P_f = 5% et CV=50%*), mais cette fois pour le scénario de défaillance défini par le moment fléchissant (**Figure 5-17**), fournit une charge de défaillance de la poutre supérieure à 89,3kN (par interpolation linéaire).

5.6. Conclusion

Pour pouvoir réaliser cette analyse une approche déterministe a été effectuée pour le système mécanique considéré dans la partie expérimentale. Deux scénarios de défaillance ont été déterminés vis-à-vis de l'effort tranchant (la résistance : l'éq (5.1) et pour le chargement : l'éq (5.4)), et du moment fléchissant (pour la résistance : l'éq (5.2) et pour le chargement : l'éq (5.5)).

L'influence des variables sur l'état limite pour les deux scénarios de défaillance d'une poutre courte a été mise en évidence à partir d'une étude de sensibilité (mécanique et statistique).

L'étude de sensibilité mécanique a permis de déterminer les variables de type *chargement* et celles de type *résistance* pour chaque scénario de défaillance. Nous avons également proposé une analyse de sensibilité mécanique modifiée qui permet de considérer la variabilité en multipliant l'élasticité mécanique de chaque variable par le coefficient de variation correspondant. Pour les deux scénarios de défaillance évalués, il semble que cette nouvelle analyse permette d'identifier quelques variables avec une forte variabilité.

La comparaison entre le cas où toutes les variables sont prises comme probabiliste et le cas où seules les variables qui influencent statistiquement le plus le comportement de la poutre analysée sont considérées comme probabilistes, montre une différence négligeable. Cela permet une réduction du temps du calcul et une simplification de l'analyse des données.

Il faut faire attention par rapport à l'analyse de sensibilité statistique proposée par SILVA [SIL_04] lors de l'évaluation de la variation de la moyenne car cela peut traduire plutôt un chargement de niveau de la variable qu'une influence de sa contribution stochastique.

Parmi les différentes méthodes existantes pour calculer la probabilité de défaillance, ce sont les méthodes FORM et Monte Carlo qui ont été employées. La méthode FORM exprime la probabilité de défaillance en fonction de l'indice de fiabilité (β). La méthode Monte Carlo détermine la probabilité de défaillance (P_f) par rapport au nombre d'événements défaillants d'un grand nombre de tirages. Pour cela, la fiabilité de la P_f déterminée par Monte Carlo dépend du nombre de tirages. Une étude sur trois nombres de tirages différents (1E4, 1E5 et 1E6) a été également présentée pour mettre en évidence la principale limitation de cette méthode.

Enfin, des abaques qui mettent en relation la probabilité de défaillance, la charge appliquée et le coefficient de variation ont été construits.

CONCLUSION GENERALE

Les travaux de recherche présentés dans ce document ont consisté à étudier le comportement d'une poutre courte en béton armé après réparation, en utilisant deux techniques de réparation (l'insertion d'une tige et le collage d'une plaque en composite) et trois méthodes d'évaluation (l'inspection visuelle, le microscope à longue distance et l'émission acoustique).

L'influence des techniques de réparation utilisant des matériaux composites sur des poutres courtes en BA a été étudiée en comparant les résultats obtenus à partir de 20 éprouvettes. Les éprouvettes sont des poutres courtes de 64cm de longueur, 16cm de hauteur et 8cm de largeur. Dix éprouvettes on été pré-fissurées par des essais en flexion trois points. Les poutres ont été divisées en trois groupes :

I. Six éprouvettes "**sans endommagement**"

II. Six éprouvettes pré-fissurées jusqu'au "**1er niveau de pré fissuration**", c'est à dire jusqu'à une ouverture moyenne de fissure de 0,3mm qui correspond à la phase de service fissurée d'une structure en béton armé.

III. Quatre éprouvettes pré-fissurées jusqu'au "**2ème niveau de pré fissuration**", c'est à dire jusqu'à une ouverture moyenne de fissure de 0,6mm qui correspond au début du comportement après la plastification des aciers tendus.

Parmi ces poutres, sept ont été réparées par l'insertion d'une tige en composite dans la zone tendue de la section transversale de la poutre courte et neuf autres par le collage d'une plaque en composite dans la face tendue (voir §4.2./**Tableau 4-1**, page 139).

La méthode de réparation "insertion d'une tige en composite" mise au point par l'entreprise *RENOFORS* consiste en l'insertion de la tige dans l'axe longitudinal de la zone tendue de la poutre à

renforcer. Deux types de tige en composite ont été utilisés : fibres de verre et fibres de carbone. La réparation faite par l'insertion de la tige en fibres de verre a résisté à la force imposée aussi bien que la réparation faite par l'insertion de la tige en fibres de carbone. Les valeurs des résistances ultimes des poutres réparées par ces deux matériaux composites sont semblables parce que les éprouvettes ont été endommagées par des efforts tranchants et non par flexion.

L'insertion de la tige (soit en fibres de verre, soit en fibre de carbone) augmente la rigidité de la poutre et change l'orientation de la fissure oblique critique (FOC). En effet, il a été vérifié que pour les dimensions de la poutre et pour nos conditions d'essai, la FOC de la poutre en BA a un angle (θ) de 45° mesuré par rapport à l'axe longitudinal. Dû à la présence de la tige en composite l'angle (θ) est égal à 30°. Cette condition représente une augmentation de la résistance aux efforts tranchants de 47%.

La méthode de réparation "collage d'une plaque en carbone" est très facile à réaliser. Les plaques préfabriquées en carbone ont été fabriquées au LAMEFIP et la colle époxyde utilisée est *Sikadur®-30 Colle*.

Toutes les éprouvettes réparées ont été testées en flexion trois points.

Nous avons pu constater que la pré-fissuration imposée, aux poutres au moment de la réparation, ne joue pas un rôle décisif par rapport à leurs résistances ultimes car toutes les poutres ont présenté les mêmes comportements et des augmentations de leurs résistances ultimes indépendamment des niveaux de pré-endommagement. Il est important de noter que l'endommagement ultime de l'éprouvette renforcée (par l'insertion de la tige ou par le collage de la plaque) est produit par des nouvelles fissures. Les fissures dues à la pré-fissuration n'évoluent pas si elles se trouvent dans la zone de flexion élevée.

Par rapport au graphique de la force en fonction de la flèche des éprouvettes réparées, leurs comportements peuvent être divisés en deux phases :

- la phase "E" comprend la phase élastique et la phase de service fissurée jusqu'à la résistance ultime,
- la phase "P" qui est celle trouvée après la résistance ultime.

En analysant la phase "E" de toutes les poutres courtes renforcées ou réparées et testées en flexion 3 points, nous avons distingué clairement trois tendances par rapport à la valeur moyenne des éprouvettes "contrôle" :

- la meilleure performance : la résistance moyenne ultime de huit poutres a augmenté de 81%,
- la bonne performance : la résistance moyenne ultime de cinq poutres a augmenté de 54%,
- la performance acceptable : la résistance moyenne ultime de 3 poutres a augmenté de 23%.

Les deux méthodes de réparation testées (l'insertion d'une tige ou le collage d'une plaque en composite) ont amélioré considérablement la résistance à la flexion et elles ont contribué à la redistribution des efforts internes en permettant d'augmenter la résistance aux efforts tranchants des armatures transversales. Cette redistribution est due au raidissement de la poutre par les matériaux

composites à condition de que la poutre ne soit pas prématurément endommagée par le décollement de la plaque en composite.

Les matériaux composites destinés au renfort de flexion de la poutre (axe longitudinal) contribuent à l'amélioration de la résistance aux efforts tranchants. Nous avons également déterminé une équation qui permet de calculer la nouvelle contribution des armatures tendues à la résistance des efforts tranchants due au collage de la plaque en composite d'une poutre courte en BA testée en flexion 3 points éq (4.4), page 172.

La moyenne des résistances ultimes de toutes les éprouvettes après réparation est égale à 88,37kN. Cette valeur représente une augmentation de 60,8% par rapport à la résistance moyenne des poutres "contrôle" sans matériaux composites.

En comparant leurs comportements "P" après la résistance ultime, les poutres courtes renforcées ou réparées en flexion trois points présentent deux tendances typiques différentes :

1. diminution brusque de la force résistante. Toutes les éprouvettes renforcées par l'insertion de la tige en composite ont présenté cette tendance,
2. chute par intervalles de la force résistante. La plupart des éprouvettes renforcées par le collage de la plaque en composite ont présenté cette tendance.

L'utilisation du "microscope à longue distance" est un outil puissant pour l'observation de l'évolution de la fissuration, mais pas forcément pour la détermination de l'apparition de nouvelles fissures. En effet, pour la bonne utilisation du microscope à longue distance, il faut connaître d'abord l'endroit où se produira la fissure car la vitesse de déplacement du microscope n'est pas assez rapide pour ausculter toute la surface de l'éprouvette en même temps.

L'émission acoustique (EA) est une méthode non-destructive prometteuse pour l'auscultation du béton. Les événements dans le béton peuvent être bien identifiés par la quantité de signaux sonores qu'ils émettent. Donc, le comportement de l'endommagement et les micro-fissures des éléments en béton armé peuvent être évalués par les paramètres de l'EA comme : le nombre de coups, le nombre de salves, la durée…

La détermination de la probabilité de défaillance pour certains systèmes structurels mécaniques est très importante même si, aujourd'hui, la conception déterministe règne sur la conception probabiliste dans le domaine du génie civil. Les analyses probabilistes appliquées dans le génie civil demandent à être approfondies, car la vérification des résistances porte de nombreuses incertitudes.

Les méthodes Monte Carlo et FORM ont été utilisées pour déterminer la probabilité de défaillance du système mécanique.

A partir des résultats obtenus par l'approche probabiliste, des abaques ont été conçus pour mettre en rapport les paramètres de : la probabilité de défaillance, la charge appliquée et le coefficient de variation. Par exemple, pour un scénario de défaillance défini par l'effort tranchant, une P_f de 40% et un CV de 50% conduit à une charge ultime est de 81,8kN.

Des études complémentaires devraient être réalisées pour confirmer si les résultats obtenus dans ce travail (poutres courtes) sont extrapolables pour d'autres conditions (dimensions des éprouvettes, type de chargement, configurations des ancrages des plaques…).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[ACI_89] ACI 318-89 Building Code. *The structural concrete standard*, 1989.

[ACI_92] ACI 201.1R-92 *Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service*, 1992.

[ACI_02] ACIC 200 (2002 SOUTHAMPTON UNIVERSITY) *Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction: Proceedings of the First International Conference, Held at Southampton University, Uk, on 15-17 April 2002 (Hardcover),* Amer Society of Civil Engineers, 2002, 508p. ISBN 072773122X

[AFG_03] RECOMMANDATION PROVISOIRES. *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites*. Paris : Bagneux, AFGC, vol.1, 148 p.

[AHM_99] AHMED O., VAN GEMERT D. *Effect of longitudinal carbon fiber reinforced plastic laminates on shear capacity of RC beams*. In: Dolan CW, Riskalla SH, Nanni A, Editors. Proceeding of 4th International Symposium on FRP reinforcement for RC structures, Maryland, USA,1999, p. 933-943.

[AKÇ_05] AKÇAOĞLU T., TOKYAY M., ÇELIK T. *Assessing the ITZ microcracking via scanning electron microscope and its effect on the failure behaviour of concrete*. Cement and Concrete Research, 2005, vol.35, issue 2, p.358-363.

[ALM_01] ALMUSALLAM A. *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*. Construction and Building Materials, 2001, vol.15, p.361-368.

[AND_98] ANDRADE C. *The proposal of Rilem recommendations for the diagnosis of corrosion of reinforcement*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, oct. 1998, France, p.86-94.

[ANG_74] ANG A.H.S. CORNELL C.A. *Reliability of structural safety and design.* Journal of Structural Division ASCE, 1974, vol.100, issue ST9, p.1755-1769.

[ANS_97] ANSARI F. *State-of-the-art in the applications of Fibre-optic sensors to cementitious composites*, Cement and Concrete Composites, 1997, vol.19, p.3-19.

[ARM_88] ARMY TM 5-809-10-2. *Appendix E: Guidelines for the evaluation of existing materials* [en ligne], Seismic Design Guidelines for Upgrading Existing Buildings. Navy NAVFAC P-355.2, 1988. Disponible sur: http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/armytm/tm5-809-10-2/ [consulté le 05.12.02]

[ARM_95] DEPARTMENT OF THE ARMY. *Engineering and Design-Evaluation and Repair of Concrete Structures.* Manual 1110-2-2002 [en ligne]. Washington, DC, USA : CECW-EG. 1995. Disponible sur : http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/eng-manuals/em1110-2-2002/tl.pdf [consulté le 05.12.2002]

[ARY_02] ARYA C., CLARKE J.L., KAY E.A. O'REGAN P.D. *TR55: Design guidance for strengthening concrete structure using fibre composite materials: a review*. Engineering Structures, 2002, vol.24, p.889-900.

[ASH_04] ASHOUR A.F., EL-REFAIE S.A., GARRITY S.W. *Flexural strengthening of RC continuous beams using CFRP laminates*. Cement and Concrete Research, 2004, vol.26, p.765-776.

[AUS_99] AUSTING S., ROBINS P., PAN Y. *Shear bond Testing of concrete repairs*. Cement and Concrete Research 1999, vol.29, p.1067-1076.

[AVR_03] AVRIL S. ET AL. *Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite*. Compte rendu des 13ème journées nationales sur les composites, vol.1, 2003, p.193-204.

[AVR_02] AVRIL S. *Application des méthodes de mesure de champs à la caratérisation mécanique de poutres en béton armé réparées par matériaux composites*. Thèse de doctorat, Ecole National Supérieure des Mines de Saint-Etienne et Université Jean Monnet, France, 2002.

[BAE_91] *Règles BAEL 91 – Modifiées 99.* Editions EYROLLES, 2001, France, 330 p.

[BAI_02] BAINBRIDGE R., METTEM C., HARVEY K., ANSELL M. *Bonded-in rod connections of timber structures – development of design methods and test observations*. International Journal of Adhesion & Adhesives, vol.22, 2002, p.47-59.

[BAK_98] BAKIS C.E., UPPULURI V.S., NANNI A., BOOTHBY T.E. *Analysis of bonding mechanisms of smooth and lugged FRP rods embedded in concrete*. Composites Science and Technology, vol.58, 1998, p.1307-1319.

[BAR_00] BARGER J. *Effect of aging on bond between FRP and concrete*. Thesis of Master of Science, West Virginie University, USA, 2000.

[BAS_05] BASHEER L., BASHEER P.A.M.AND LONG A.E. *Influence of coarse aggregate on the permeation, durability and the microstructure characteristics of ordinary Portland cement concrete*. Construction and Building Materials, vol.19, issue 9, 2005, p.682-690.

[BAU_00] BAUER J., PULA W. *Reliability with respect to settlement limit-states of shallow foundations on linearly-deformable subsoil*. Computers and Geotechnics, vol.26, 2000, p.281-308.

[BD_01] HIGHWAY AGENCY BD 79, *Level 4 and 5 Methods of Assessment for Bridges,* September 2001.

[BER_02] UNIVERSITY OF CALIFORNIA BERKELEY*, Non-destructive Techniques*, Civil & Environmental Engineering. USA, Berkeley, 2001.

[BIA_05] BIALAS M., MAJERUS P., HERZOG R., MROZ Z. *Numerical simulation of segmentation cracking in thermal barrier coatings by means of cohesive zone elements.* Materials Science and Engineering A 412, 2005, p.241-251.

[BIN_03] BING Ch., LIU J. *Experimental study on AE characteristics of three-point-bending concrete beam*, Cement and Concrete Research, 2004, vol.34, p.391-397.

[BOI_98] BOIS C. *La procédure du diagnostic de l'état des ponts en France*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, oct. 1998, France, p.4-8.

[BRE_05] BREYSSE D., ABRAHAM O. *Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton*. Association Française de Génie Civil. Editeur : Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1er Edition, 556p. ISBN : 2-85978-405-5.

[BRO_01] BROUGHTON J.G., HUTCHINSON A.R. *Adhesive systems for structural connections in timber*. International Journal of Adhesion & Adhesives, vol.22, 2002, p.47-59.

[BUC_90] BUCHER C.G., BOURGUND U. *A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems.* Structural Safety, 1990, vol. 7 p. 57-66.

[BUN_93] BUNGEY J. *Non-destructive testing for reinforcement corrosion*. University of Liverpool, Concrete, jan/feb 1993, p.16-18.

[BUY_02] BUYLE-BOUDIN F., DAVID E., RAGNEAU E. *Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structures,* Engineering Structures 24, 2002, p. 1423-1429.

[BUY_01] BUYLE-BOUDIN F., et al. *Comportement en flexion des poutres en béton armé dégradées par la corrosion.* Fédération nationale des travaux publics – Le mensuel de référence de travaux publics, février 2001.

[BUY_04] BUYUKOZTURK O., GUNES O., KARACA E. *Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites.* Construction and Building Materials 18, 2004, p. 9-19.

[CAB_96] CABRERA J. G. *Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion*. Cement & Concrete Composite, 1996, vol.18, p.47-59.

[CAP_95] CAPOZUCCA R. *Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion*. Construction and Building Materials, 1995, vol.9, No.5, p.295-303.

[CAR_03] CARINO N. *Impact-Echo Principle* [en ligne]. Disponible sur : http://ciks.cbt.nist.gov/~carino/ieprin.html [consulté le 15.10.03]

[CAS_97] CASTRO P., VÉLEVA L., BALANCAN M. *Corrosion of reinforced concrete in a tropical marine environment and in accelerated tests.* Construction and Building Materials, 1997, vol.11, No.2, p.75-81.

[CCT_96] CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GENERALES (CCTG). *Pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides*. Société d'Editions du Bâtiment et des Travaux Publics, 1996, 108 p.

[CHA_95] CHAJES M., THOMSON Jr. T., FARSCHMAN C. *Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics*. Construction and Building Materials, 1995, vol.9, No.3, p.141-148.

[CHA_04] CHARONNAT Y. *Les Normes Européennes relatives à la fabrication du béton* [en ligne]. www.setra.fr/euronormes/anglais_francais/Telechargements/ InfoBeton/normes_europ_beton.pdf [consulté le 19.01.04]

[CHE_04] CHEN B., JUANYU L. *Experimental study on AE characteristic of three-point-bending concrete beams*, Cement and Concrete Composites, 2004, vol.34, p.391-397.

[CHE_01] CHEN J.F., TENG J.G. *Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete*. J Struct Eng, ASCE 2001, 127(7), p.784-791.

[COL_03] COLOMBI P., BASSETTI A., NUSSBAUMER A. *Delamination effects on cracked steel members reinforced by prestressed composite patch*. Science Direct, Theoretical and applied fracture mechanics, 2003, vol.39, p.36-71.

[COL_01] *Project European **CO**mposite **LO**cal **RE**inforcement for **TIM**ber structures* [en ligne]. Disponible sur : http://www.biomatnet.org/secure/Fair/S812.htm [consulté le 04.01.06].

[CON_96] *Construction métallique et mixte acier-béton. 1 Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4.* © Edition Eyrolles, 1996. ISBN 2-212-10152-X, p.40-75.

[COS_97] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. *Behaviour and modelling of bond of FRP rebars to concrete*. J Composite Construction, 1997, vol.1 (2), p.40-51.

[DAH_93] DAHM T. *Formulaire du béton armé 1*. © Publications du Moniteur, Edition du Moniteur, Paris, 1996, ISBN 2.281.11162.8.

[DAV_96] DAVIDOVICI V. *Relativmethoden zur Bestimmung der Abstrahlcharakteristik von seismischen Quellen*. Doctoral Thesis, University of Karlsruhe, 1993.

[DE_L_05] DE LORENZIS L., SCIALPI V., LA TEGOLA A. *Analytical and experimental study on bonded-in CFRP bars in glulam timbers*. Composites Part B: Engineering, 2005, vol. 36, p.279-289.

[DE_L_02] DE LORENZIS L., RIZZO A., LA TEGOLA A. *A modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete*. Composites Part B: Engineering, 2002, vol. 33, p.589-603.

[DE_L_02a] DE LORENZIS L., NANNI A. *Bond of near-surface mounted FRP rods to concrete*. ACI Structural Journal, 2002, vol. 2, p.123-132.

[DIA_03] DIAZ-CARRILLO S., SALAVERRIA J., CASAS J.R., GUEMES J.A. *Fiber optic sensors for strain monitoring in concrete beams repaired with composite materials*. Spain.

[DIT_96] DITLEVSEN O. et MADSEN H.O. *Structural reliability methods.* J. Wiley & Sons, New York, 1996, 384 p. ISBN 0-471-96086-1.

[DIV_98] DIVET L., TOUZE P. *Le diagnostic du béton par analyses chimiques et minéralogiques.* In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement. France : Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, oct 1998, p.44-50.

[DUP_93] DUPRAT F., PINGLOT M., LORRAIN M. *Incidence des incertitudes sur la fiabilité des poteauxs.*Struct Engin Intern. Vol3,No1, fev1993.

[EC2_04] EUROCODE 2. "*Calcul des structures en béton" et document d'application nationale. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.* ENV 1992-1-1. Déc 2004.

[ECS_99] ENGINEERED CONCRETE SOLUTIONS. Crack control ECS3 [en ligne]. New Zealand: ECS, august 1999. Disponible sur: http://www2.holcim.com/Upload/NZ/Publications/ECS_Crack_Control.pdf [consulté le 14.10.03]

[EL_A_02] EL-AMOURY T., GHOBARAH A. *Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets*, Engineering Structures, 2002, vol. 24, p.1397-1407.

[EL_H_98] EL-HAWARY M., AL-KHAIAT H., FEREIG S. *Effect of sea water on epoxy-repaired concrete*, Cement and Concrete Composites, 1998, vol.20, p. 41-52.

[EMM_93] EMMONS P. *Concrete Repair and Maintenance Illustrated*. Kingston, MA, USA: R. S. Means Company, Inc. 1993, 295 p. ISBN0-87629-286-4

[ETM_00] ETMAN E.E., BEEBY A.W. *Experimental programme and analytical study of bond stress distributions on a composite plate bonded to a reinforced concrete beam.* Cement and Concrete Composites, 2000, vol.22, p. 281-291.

[FAI_00] FAIRBAIRN E.M.R., EBECKEN N.F.F., PAZ C.N.M., ULM F.-J. *Détermination of probabilistic parameters of concrete : solving the inverse problem by using artificial neural networks*. Computers and Structures, 2000, vol.78, p.497-503.

[FAI_99] FAIRBAIRN E.M.R., GUEDES, Q.M., ULM F.-J. *An inverse problem analysis for the détermination of probalibistic parameters of concrete behavior modeled by a statistical approach*. Mater Struct, 1999, vol.32 (215), p.9-13

[FAN_01] FANNING P.J., KELLY O. *Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates*. Journal of composite for construction ASCE, may 2001, p.122-127

[FEI_03] FEIDMAN R. F. *CBD-187-F. Essais non destructifs du béton* [en ligne]. Digeste de la Construction au Canada. Disponible sur :http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/cbd/cbd187f.html [consulté le 15.10.03]

[FER_01] FERRET. *Pull off adhesion tester* [en ligne]. Australie: Reed Business Information, juin 2001. Disponible sur: http://www.dialinfolink.com.au/articles/f5/0c003df5.asp [consulté le 15.10.03]

[FER_00] FERRAIRA A., CASTRO P. *Application of NDT to Concrete Strength Estimation* [en ligne]. Brasil: UFSM, NDTISS'99, February 2000, vol.5. Disponible sur: http://www.ndt.net/article/v05n02/castro/castro.htm [consulté le 15.10.03]

[FER_99] FERRIER E. *Comportement de l'interface composite-béton sous des solicitiations de fluage thermo-stimulé et en fatigue oligo-cyclique. Application au calcul prévisionnel de la durabilité des poutres BA renforcées*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernad Lyon 1, 1999.

[FIB_01] *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. Technical report, Fédération internationale de béton, Bulletin 14, 2001, 284 p. ISBN 2-88394-055-X.

[FIE_79] FIESSLER B., NEUMANN H.J., RACKWITZ R. *Quadratic limit states in structural reliability*. Journal of Engineering Mechanic ASCE, 1979, vol.105, p.66-76.

[FUN_87] FUENTES A. *Le béton armé après fissuration*. 2ème Edition, Editeur: EYROLLES, 1987, 127 p.

[GAO_03] GAO B., KIM J-K., LEUNG CH., *Effect of rubber modifier on interlaminar fracture toughness of CFRP-concrete interface*. Composite Science and technology, 2003, vol.63, p.883-892.

[GAR_03] GARCIA E., ALFONSO P., LABRADOR M. et GALI S. *Viaduc de Millau, Le Collecteur*. Fournié à Toulouse, nov. 2004, p.27.

[GAR_98] GARDEN H. N., HOLLAWAY L.C. *An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams*

strengthened with prestressed carbon composite plates. Composites Part B, 1998, vol.29B, p. 411-424.

[GAZ_04] LA GAZETTE/LA DEPECHE DU MIDI. *Dedolomitization in different alkaline media: Application to Portland cement paste*. Cement and Concrete Research, 2003, vol.33, issue 9, p.1443-1448.

[GEI_10] GEIGER, L. *Herdbestimmung bei Erdbeben aus den Ankunftszeiten*. Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen 4, 1910, p. 331-349.

[GIR_01] GIROD. *Project European for the research related to written standards and technical support to trade* [en ligne]. Disponible sur : http://ica.cordis.lu/search/index.cfm?fuseaction=proj.simpledocument&PJ_RCN=2906033&CFID=4318786&CFTOKEN=38305696 [consulté le 04.01.06].

[GON_02] GONZALES CUEVAS O., ROBLES F. *Aspectos fundamentals del concreto reforzado*, Editorial LIMUSA S. A., Mexico, 2002, p.757. ISBN968-18-4981-7

[GON_04] GONZALEZ C., LLORCA J., WECK A. *Toughness of fiber-reinforced titanium as a function of temperature: experimental results and micromechanical modelling*. Acta Materialia, 2004, vol.52, No.13, p.3929-3939.

[GPE_98] GPEM/TMO. *Note No5, Réparation des ouvrage, c) Défauts apparents des ouvrages et leurs modes de repartions, c.1 ouvrages en béton armé et précontraint* [en ligne]. France : Ministère d'Economie, de Finances et de l'Industrie, 1998. Disponible sur : http://www.finances.gouv.fr/CCM/t1-96/recan5c5.pdf [consulté le 14.10.03].

[GRI_80] GRIGORIU M., LING N.C. *Optimal estimation of convolution integrals*. Journal of Engineering Mechanic ASCE, 1980, vol.106, issue 6, p.1349-1364.

[GRO_97] GROSSE C., REINHARDT H., DAHM T. *Localization and classification of fracture types in concrete with quantitative acoustic emission measurement techniques*. Germany, NDT&E International, 1997, vol.30, No.4, p.223-230.

[GU_96] GU P., ELLIOT S., BEAUDOIN J. J., ARSENAULT B. *Corrosion Resistance of Stainless Steel in Chloride Contaminated Concrete*, Cement and Concrete Research, Vol.26, No.8, 1996, p.1151-1156.

[GUI_05] GUIDONI G., DUDEK A., PATSIAS S., ANGLADA M. *Fracture behaviour of thermal barrier coatings after high temperature exposure in air*, Materials Science and Engineering A, Vol.397, No.1-2, 2005, p.209-214.

[GUI_05a] GUILLAUMAT L. *Fiabilité mécanique appliquée aux matériaux composites*. Habilitation à diriger des Recherches, Université Bordeaux I, soutenu le 19 mai 2005, No. Ordre 319.

[HAM_01] HAMELIN P., FERRIER E., LAGARDE P. *Concrete beams reinforced by fibre-reinforced plastics : the effect of temperature on the adhesive layer.* Composite Science and Technology, Vol.61, 2001, p.425-431.

[HAM_01a] HAMELIN P., FERRIER E. *Rapport No LCPC/01, Rev. 0.0 commande No 2000/14791, Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structures en génie civil – Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identifications des problèmes liées aux renforcements par composites, Cahier des charges essai de fatigue.* L2M, Université Lyon I, p.93.

[HAM_04] HAMDOUN Z. *Optimisation de structures composites trouées défauts de perçage – comportement en fatigue*. Thèse de doctorat, Ecole National Supérieure d'Arts et Métiers, 2004.

[HAR_06] HARVEY. K., ANSELL M. *Improved timber connections using bonded-in GFRP rods* [in ligne]. Disponible sur: http://timber.ce.wsu.edu/Resources/papers/p4.pdf [consulté le 01.01.2006]

[HAS_74] HASOFER A. M., LIND N. *An exact and invariant first-order reliability format*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.100, 1974, pp. 111-121.

[HOL_01] HOLLAWAY L.C. LEEMING M.B. *Strengthening of reinforced concrete structures – using externally – bonded FRP composites in structural and civil engineering*. Wood head Publishing Limited, Cambridge England, 1st published 1999, reprinted 2001.

[HOR_98] HORNAIN H. *La microscopie comme moyen de diagnostic des ouvrages en béton armé.* In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement. France : Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, 1998, p.35-43.

[JAC_98] JACOBS J., POLLET V. *Stratégies d'essai et d'évaluations des structures en béton*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement. France : Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, 1998, p.151-160.

[JAC_93] JACOBS J., VYNCKE J. *Pathologie du Béton Comment y Faire face ?*. CSTC-Magazine, Belgium, 1993, p.37-45.

[JAM_02] JAMAL SHANNAG M. *High-performance cementitious grouts for structural repair*, Cement and Concrete Research, 2002, vol.32, p.803-808.

[JAN_97] JANSZE W. *Strengthening of RC members in Bending by externally bonded steel plates.* Ph. D. thesis, Delft University of Technology, Delft, 1997.

[KAM_00] KAMADA T., LI V. *The effect of surface preparation on the fracture behaviour of ECC/concrete repair system*. Cement & Concrete composite, 2000, vol.22, p.423-431.

[KAM_97] KAMIEN D.J. *Introduction to probability and reliability in geotechnical engineering (Appendix B)*. US Army Corps of engineering, Technical letter 30, sept 1997, 1110-2-547.

[KAR_02] KARABINIS A.I., ROUSAKIS T. C. *Concrete confined by FRP material: a plasticity approach*, Engineering Structures 24, 2002, pp. 923-932.

[KHA_02] KHALIFA A., NANNI A. *Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites*. Construction and Building Materials, 2002, vol.16, p.135-146.

[KHA_00] KHALIFA A., DE LORENZIS L., NANNI A. *FRP composites for shear strengthening of RC Beams.* Proc. 3er International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Ottawa, Canada, 2000, Editors: J. Humar and A.G. Razaqpur, p.137-144.

[KIM_03] KIM B., JASON WEISS W. *Using acoustic emission to quantify damage in restrained fiber-reinforced cement mortars*. Cement and Concrete Research, 2003, vol.33, pp207-214.

[KIM_03a] KIM Y. *Etude de la corrosion caverneuse d'un acier inoxydable austénitique: utilisation conjointe de l'émission acoustique et des techniques électrochimiques*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 2003.

[KLI_00] KLINGHOFFER O., FRONLUND T., POULSEN E. R*ebar corrosion rate measurements for service life estimates*. ACI Fall Convention 2000, Canada [en ligne]. Toronto: Canada Committee 365,2000. Disponible sur: http://www.ndt-titans.com/titans/tfrolund/papers/acitoronto_final.pdf [consulté le 15.10.03]

[KON_02] KONG J., ABABNEH A., FRANGOPOL D., XI Y. *Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2002, vol.17, p.305-315.

[KRA_95] KRAKOVSKI M. *Monte Carlo simulation of the acceptance control of concrete*. Structural Safety, 1995, vol.17, p.43-56.

[KUR_04] KURIGER R. ET AL. *Analysis of composite reinforced concrete beams*. Ohio University, USA. [en ligne]. Disponible sur: http://www.ent.ohio.edu/~kuriger/rcbeams.pdf [consulté le 09.03.2004]

[LAT_02] LATASTE, Jean-François, *Evaluation non Destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique*. 326p. Th : Mécanique : Bordeaux I : 2002 : No d'ordre : 2609.

[LAU_99] LAU K.T., ZHOU L.M., YE L., DIAO M. *Strengthening and strain sensing techniques in rectangular concrete beam using fibreglass composites and fibre Bragg grating sensors*. 12th International Conference on Composite Materials (ICCM-12), 5-9 July 1999, Paris, France, p.735.

[LEM_97] LEMAIRE M. *Reliability and mechanical design*. Reliability engineering & system safety, 1997, vol. 55, p.163-170.

[LER_03] LERM. *Moyens:Equipements Investigations et mesures sur site* [en ligne]. Disponible sur : http://www.lerm.fr/lerm/moyens/equipements/m_equip_mach_essai_site.shtml [consulté le 15.10.03]

[LEW_03] LEW H.S. *Non-destructive testing of concrete bridge*, National Institute of Standards and Technology Gaitherburg, Maryland, USA, p.1-8.

[LI_06] LI G., GHEBREYESUS A. *Fast repair of damaged RC beams using UV curing FRP composites*. Composites Structures, January 2006, vol.72, p.105-110.

[LI_03] LI G., HEDLUND S., PANG S-S., W. et al. *Repair of damaged RC columns using fast curing FRP composites*. Composites: Part B, 2003, vol.34, p.261-271.

[LI_01] LI A., DIAGANA CH., DELMAS Y. *CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams*, Engineering Structures 23, 2001, p. 1212-1220.

[LIC_99] ***L**ow **I**ntrusion **CON**servation **S**ystems for Timber Structures* [en ligne]. Disponible sur: http://www.licons.org/ [consulté le 14.10.03]

[LIS_04] LIST G. *Etude des mécanismes d'endommagement des outils carbure WC-CO par la caractérisation de l'interface outil-copeau, application à l'usinage à sec de l'alliage d'aluminium aéronautique AA2024 T351*. Thèse de doctorat, Ecole National Supérieure d'Arts et Métiers, 2004.

[LIM_02] LIMAYE B.R. *Need for non-destructive testing (NDT) of reinforced concrete & various ND tests*. [en ligne]. India : National Seminar of ISNT Chennai, dec 2002. Disponible sur: http://www.nde2002.org/papers/082P.pdf [consulté le 15.10.03]

[LOG_89] LOGEAIS L. *L'étanchéité des façades. 2ème Partie : Statistiques et Pathologie*, 1ère Edition, imprimerie Emannuel Guillot, Montrouge France, 1989, p.72.

[LUO_03] LUONG PH. *Non-destructive evaluation of damage behaviour of concrete structure* [en ligne]. CNRS-LMS, Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau, France. Disponible sur : www.ce.utexas.edu/em2000/papers/PMLuong.pdf [consulté le 15.10.03]

[LUY_94] LUYCK J. *Fibres de carbone.* Techniques de l'ingénieur, traité Matériaux non métalliques. 1994, A2210 pp. 1-16 et A2211 pp. 1-14.

[MAD_04] MADHOUSHI, M., ANSELL M. *Experimental study of static and fatigue strengths of pultruded GFRP rods bonded into LVL and glulam*. International Journal of Adhesion & Adhesives, vol.24, 2004, p.319-325.

[MAD_86] MADSEN H.O., KRENK S. et LIND N.C. *Methods of structural safety* Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1986, 416 p. ISBN : 0486445976

[MAH_04] MAHERI M.R., KARIHALOO B.L., ALAEE F.J. *Seismic performance parameters of RC beams retrofitted by CARDIFRC*. Engineering Structure, vol.26, 2004, p.2069-2079.

[MAH_98] MAHUT B. *Diagnostic des ouvrages en béton armé : état, méthodes, prévision du vieillissement*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, octobre 1998, France, p.67-76.

[MAI_98] MAILVAGANAM N.P., PYE G.B., ARNOTT M.R. *Réparation du béton: Préparation de la surface*, Solution constructive No24 [en ligne]. Canada : Institut de recherche en construction, 1998. Disponible sur : http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/ctus/ctu24f.pdf [consulté le 14.10.03]

[MAL_99] MALVAR L.J. *Durability of Composites in Reinforced Concrete*. In: 1st International Conference on Durability of Composites for Construction, august 1998, Sherbrooke, Canada, 1998, p.1-12.

[MAM_03] MAMILLAN M. *Restauration des bâtiments en béton armé*. Techniques de l'ingénieur, Traité construction, p.C2 350 1-15.

[MAR_74] MARCOVICI Cl., LIGERON J. CL. *Utilisation des techniques de fiabilité en mécanique*. Technique et documentation, P.I.C. Perfectionnement Industriel des étriers S. A., 1974, 457 p. ISBN 2-88020-008-3

[MAR_95] MARUSIN S. *Sample preparation – the key to SEM studies of failed concrete,* Cement and Concrete Research, 1995, vol. 17, issue 4, pp.311-318.

[MAR_98] MARIE-VICTOIRE E., TEXIER A. *Les Altérations Visibles du Béton*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, octobre 1998, France, p.27-34.

[MAŠ_99] MAŠ P., CHMELK F., ŠÍMA V., BRINCK A., NEUHÄUSER H. *Microstructure processes induced by phase transitions in a Cu Au alloy as studied by acoustic emission and optical cinematography.* Acta Maternaliser, 1999, vol. 47, issue 2, pp.427-434.

[MIC_04] MICELLI F., NANNI A. *Durability of FRP rods for concrete structures.* Construction and building material, vol. 18, 2004, pp.491-503.

[MII_98] MIINSHIOU H., LIANG J., et al. *Using acoustic emission in fatigue and fracture materials research* [en ligne]. JOM, 1998, vol.50, no.11. Disponible sur: http://www.tms.org/pubs/journals/JOM/9811/Huang/Huang-9811.html [consulté le 27.02.04].

[MIL_01] MILTON DE ARAUJO J. *Probabilistic analysis of reinforced concrete columns*. Advances in Engineering Software, 2001, vol.32, p.871-879.

[MIR_00] MIRMIRAN A., PHILIP S. *Comparison of acoustic emission activity in steel-reinforced and FRP-reinforced concrete beams*. Construction and Building Materials, 2000, vol.14, p.299-310.

[MOH_05] MOHAMED ALI M.S., OEHLERS D.J., BRADFORD M.A. *Debonding of steel plates adhesively bonded to the compression faces of RC beams*. Construction and building Materials, 2005, vol.19, p.413-422.

[MOH_04] MOHAMED I. *Contribution à l'étude du confinement du béton alkali-reactif par matériaux composites carbone époxy.*. Thèse de doctorat. Université Claude Bernard Lyon I, France, 78-2004.

[MOH_01] MOHAMED ALI M.S., OEHLERS D.J., BRADFORD M.A. *Shear peeling of steel plates bonded to the tension of RC beams*. ASCE J Struct Eng, 2001, vol.12, issue 127, p.1453-1460.

[MOH_98] MOHAMED A., LEMAIRE M., MITTEAU J.C., MEISTER E. *Finite element and reliability: a method for compound variables-application on a cracked heating system*. Nuclear engineering and design, oct 1998, vol.185, issue 2-3, p.185-202.

[MOL_92] MOLLER P. *Potential mapping – an important method of measuring r. c. structures*. Construction Maintenance & Repair, may/June 1992, p.21-23.

[MOM_03] MOMBER A. W. *An SEM-study of high-speed hydrodynamic erosion of cementitious composites*. Composites Part B: Engineering, 2003, vol.34, issue 2, p.135-142.

[MUK_01] MUKHOPADHYAYA P., SWAMY N. *Interface shear stress : a new design criterion for plate debonding*. Journal of composites for construction, ASCE, vol.5, issue 1, 2001, p.35-43.

[MUL_03] MULLER M., ET AL. *Application de l'inter corrélation d'images à l'analyse fine du pontage des fissures dans des structures en béton armé renforcée par composites*. Compte rendu des 13ème journées nationales sur les composites, vol.1, 2003, p.377-386.

[NAW_88] NAWY R. *Concreto renforzado Un enfoque basico*, Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., Mexico, 743 p. ISBN 968 880-075-9.

[NF2_01] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. *Essai pour béton durci*, Norme Européenne – Norme Française NF EN 12390-2, Octobre 2001, Partie 2: Confection et conservation des éprouvettes. ISSN 0335-3931

[NF5_01] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. *Essai pour béton durci*, Norme Européenne – Norme Française NF EN 12390-5, Octobre 2001, Partie 5: Résistance en flexion sur éprouvettes. ISSN 0335-3931

[NF_81] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. *Moules pour éprouvettes cylindrique et prismatique*, Décembre 1981, ©afnor 1981, p.33-35.

[NGU_02] NGUYEN V. H. *Comportement dynamique de structures non-linéaires soumises à des charges mobiles.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002, 174p.

[OEH_92] OEHLERS D.J. *Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits*. ASCE J Struct Eng, 1992, vol.8, issue 118, p.2023-2038.

[OEH_90] OEHLERS D.J., MORAN J.P. *Premature failure of externally plated reinforced concrete beams*. ASCE J Struct Eng, 1995, vol.4, issue 116, p.978-995.

[OGI_05] OGI K., SHINODA T., MIZUI M. *Strength in concrete reinforced with recycled CFRP pieces*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 2005, vol.36, issue 7, p.893-902.

[OHT_02] OHTSU M., WATANABE H. *Quantitative damage estimation of concrete by acoustic emission*. Japan, Construction and Building Materials, 2001, vol.12, p.217-224.

[OHT_01] OHTSU M., SHIGEISHI M. *Three-Dimensional Visualization of Moment Tensor Analysis by SiGMA-AE* [en ligne], Japan. NDT, 2002, vol.7, No.09. Disponible sur : http://www.ndt.net/article/v07n09/02/02.htm [consulté le 27.02.04].

[OHT_91] OHTSU M. *Simplified Moment Tensor Analysis and Unified Decomposition of Acoustic Emission Source: Application to*

in-situ Hydro fracturing Test. JGR, vol.96, 1991, p. 6211-6221.
[OHT_91a] OHTSU M., SHIGEISHI M., IWASE H., KOYANAGI W. *Détermination of crack location, type and orientation in concrete structures by acoustic emission*. Mag Conc Res, vol.155, 1991, p. 127-134.
[ONO_86] ONO T., IDOTA H. *Development of high-order moment standardization method into structural design and its efficiency*. Journal of Structural and Construction Engineering, 1986, vol.365, p. 40-47 (in Japanese).
[OVI_01] OVIGNE P. A. *Comportement modal de poutres en béton armé fissurées avec renfort en matériau composite*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2001.
[PER_04] PERERA R., RECUERO A., DE DIEGO A., LOPEZ C. *Adherence analysis of fiber-reinforced polymer strengthened RC beams*. Computers and Structures, 2004, vol.82, p.1865-1873.
[PER_98] PERCHAT J. *Pathologie et réparation dues ouvrages, Béton Armé: règles BAEL* [en ligne]. France : Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, mai 1998. Disponible sur : http://www.techniques-ingenieur.fr/affichage/DispPdf.asp?pdfID=854844&nid=102127X [consulté le 14.10.03]
[PER_96] PERRIER R., HAMELIN P. *Ouvrage d'art utilisant des matériaux composites*. IREX, mai 1996, France, No 6, p.8-32, 88-114.
[PIC_95] PICARD A., MASSICOTTE B., BOUCHER E. *Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study*. Composite Structure, 1995, vol.33 p.63-75.
[PRO_96] PROCACCIA H., MORILHAT P. *Fiabilité des structures des installations industrielles, Théorie et Application de la mécanique probabiliste*. Editions Eyrolles, 1996, France, p.51-161.ISSN 0399-4198
[QUA_96] QUANTILL R.J., HOLLAWAY L.C., THRONE A.M. *Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I*. Magazine of Concrete research, 1996, vol.177, issue 48, p.331-342.
[QUA_96a] QUANTILL R.J., HOLLAWAY L.C., THRONE A.M. *Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part II*. Magazine of Concrete research, 1996, vol.177, issue 48, p.343-351.
[QUE_05] QUESTAR® Microscope Longue Distance QM-100 [en ligne]. Questar the optical innovators. http://www.polytec-pi.fr/Questar/qm100.htm [consulté le 21.12.05]
[RAB_03] RABINOVITCH O., FROSTIG Y. *Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened by CFRP composites*. Composites Part B: engineering, 2003, p.663-677.
[RAC_78] RACKWITZ R., FIESSLER B. *Structural reliability under combined random load sequences*. Computers and Structures, 1978, vol.9, p.489-494.
[RAH_98] RAHARINAIVO A. *La corrosion des aciers dans le béton. Quand ? Pourquoi ? Comment ?*. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, octobre 1998, France, p.16-25.
[RAO_00] RAOOF M., HASSANEN M.A.H. *Peeling failure of RC beams with FRP or steel plates glued to their soffits*. Proceeding of the institution of Civil Engineers: Struct & Building, august 2000, vol 140, p. 291-305.
[RAO_97] RAOOF M., ZHANG S. *An insight into the structural behaviour of RC beams with externally bonded plates*. Proceeding of the institution of Civil Engineers: Struct & Building, nov1997, vol 122, p. 477-492.
[REI_03] REIS J.M.L., DE OLIVEIRA R., FERREIRA A.J.M., MARQUES A.T. *A NDT assessment of fracture mechanics properties of fiber reinforced polymer concrete*. Polymer Testing, 2003, vol.22, p.395-401.
[ROS_81] ROSENBLUETH E. *Two points estimates in probabilities*. Appl Math modelling, 1981, vol.5 (2), p.329-225.
[ROS_97] ROSSI P., ULM F-J. *Size effects in the biaxial behaviour of concrete: physical mechanisms and modelling*. Mater Struct, 1997, vol.30 (198), p.210-216.
[ROS_96] ROSSI P., ULM F-J., HACHI F. *Compressive behaviour of concrete: physical mechanisms and modelling*. J Eng Mech ASCE, 1996, vol.122 (11), p.1038-1043.
[ROS_94] ROSSI P., WU X., LE MAOU F., BELLOC A. *Scale effect on concrete in tension*. Mater Struct, 1994, vol.27 (172), p.437-444.
[ROS_87] ROSSI P., RICHER S. *Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach*. Mater Struct, 1987, vol.20 (119), p.334-337.
[SAA_98] SAADATMANESH H., MALEK AM. *Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates*. Journal of composites for construction, ASCE, 1998, vol.2 (4), p.158-164.
[SAB_03] SABIO M., MORANDI J., NUNEZ E., FIORE J., RUZZANTE J. *Estudio y caracterización de la emisión acústica en el hormigón* [en ligne]. Universidad Nacional de San Juan, Puerto Rico. Disponible sur : www.cnea.gov.ar/cac/endye/glea/trabajos/sabio.pdf [consulté le 15.10.03].
[SAR_99] SARVESWARAN V., ROBERTS M. *Reliability analysis of deteriorating structures-the experience and needs of practising engineers*. Structural Safety, 1999, vol.21 pp357-372.
[SCH_97] SCHICKERT DGZFP G. *NDT-CE Symposium Berlin 1995: A Concluding Review – Page 4*. Septembre 1995, Berlin [en ligne]. Berlin: Rolf Diederichs, 1997. Disponible sur: http://www.ndt.net/article/civil497/gschic/gschic_4.htm [consulté le 15.10.03]
[SCH_02] SCHUBERT F., SCHECHINGER B. *Numerical Modelling of Acoustic Emission Sources and Wave Propagation in Concrete* [en ligne]. NDT.net, 2002, Vol.7, No.9. Disponible sur: http://www.ndt.net/article/v07n09/07/07.htm [consulté le 28.10.03]

[SEB_01] SEBASTIAN W.M.. *Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams*. Journal of Composites for construction ASCE. July 2001, p.792-798.

[SEL_02] J.CRUZ-DIAZ, A.SELLIER, B.CAPRA, P.DELMOTTE, A.MEBARKI. *Fiabilité des murs de contreventement en maçonnerie. Calibration des coefficients partiels d'un modèle simplifié*. Revue Européenne de Génie Civil, Article Vol 6/3, 2002, p. 447-456.

[SEP_03] SEPT ITALIA. *Injection et encollages* [en ligne]. Italia. Disponible sur : http://web.tin.it/SEPTITALIA/doc/servizi/6f.htm [consulté le 14.10.03]

[SER_01] SERRANO, E. *Glued-in rods for timber structures – a 3D model and finite element parameter studies*. International Journal of Adhesion & Adhesives. Vol .21, 2001, p.115-127.

[SES_02] BEGUIN J.M. *Les matériaux composites. Dynamisme et innovation*. Le 4 pages des statistiques Industrielles, Ministère de l'économie des finances et de l'industrie. SESSI-DiGITIP, No158, février 2002. ISSN :1241-151

[SET_03] SETRA. *Gestion, surveillance, entretien et réparation* [en ligne]. France. Disponible sur :http://www.setra.fr/euronormes/Francais/Telechargements/textoOA/REP_OA5_Gestion_Sur_veillance_Entretien_Reparation.pdf [consulté le 11.03.2003]

[SHA_96] SHAHAWI M. A., AROCKIASAMY M., BEITELMAN T., SOWRIRAJAN R. *Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates*. Composites : Part B. Vol .27B, 1996, p.225-233.

[SHA_94] SHARIF A., AL-SULAIMANI G.H., BASUNBUL I.A., GHALEB B.N. *Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates*. ACI structural journal. March-april 1994, p.160-168.

[SHO_68] SHOOMAN M. L. *Probabilistic Reliability: An Engineering Approach*, New York, McGraw-Hill, 1968, 178 p.

[SIK_06] SIKA FRANCE S. A. *Notice technique sikadur 330 [en ligne]*. Disponible sur : http://www.sika.fr/construction/document/nt/nt997.pdf [consulté le 03.01.2006]

[SIL_04] SILVA R.C. *Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé*. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.

[SMI_02] SMITH S.T., TENG J. G. *FRP-strengthened RC beams, I: review of debonding strength models*. Engineering Structures, 2002, vol.24, p.385-395.

[SMI_02a] SMITH S.T., TENG J. G. *FRP-strengthened RC beams, II: assessment of debonding strength models*. Engineering Structures, 2002, vol.24, p.397-417.

[SUR_03] SURLEAU J., GARDELLE V., MORLIER P. *Duration of load effect of glued-in rods in full sized old oak beams – LICONS Project, LRBB Contribution* [en ligne]. France, 2003, Disponible sur: http://research.ttlchiltern.co.uk/licons/docs/07.htm [consulté le 05.01.06]

[SVE_04] SVECOVA D., EDEN R.J. *Flexural and shear strengthening of timber beams using glass fibre reinforced polymer bars – an experimental investigation*. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, vol.31, p.45-55.

[TAE_95] TAERWE L. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Proceedings of the Second International RILEM Symposium (Rilem Proceedings, No 29)*. Spon Press, 1 edition, 1995, 714 p. ISSN 0419205403

[TAC_98] TACHE G., VIE D. *Facteurs de vieillissement et diagnostic des ouvrages en béton armé*. Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement. Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, 1998, France, p.140-150.

[TAL_03] TALJSTEN B. *Strengthening concrete beams for shear with CFRP Sheets*. Construction and Building Materials, 2003, vol.17, p.15-26.

[TDR_03] TDR - *Time Domain Reflectometry Analysis* [en ligne]. Disponible sur: http://www.tscm.com/tdr.html [consulté le 15.10.03]

[TIC_94] TICHY M. *First-order third-moment reliability method*. Structural Safety, 1994, vol.16, p.189-200.

[TOU_03] TOUTANJI H., DENG Y. *Deflexion and crack-width prediction of concrete beams reinforced with glass FRP rods*. Construction and Building Materials, 2003, vol.19, p.351-358.

[TOU_97] TOUTANJI H., GOMEZ W. *Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets*. Cement and Concrete Composite, 1997, vol.17, p.69-74.

[TUM_99] TUMIALAN G., SERRA P., NANNI A., BELARBI A. *Concrete cover delamination in reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets*. In: Dolan CW, Rizkalla SH, Nanni A, editors. Proceedings of the 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structure. Maryland (USA), 1999. p.725-735.

[VAR_97] VARASTEHPOUR H., HAMELIN P. *Strengthening of concrete beams using fiber-reinforced plastic*. Materials and Structures, 1997, vol.30, p.160-166.

[VAR_96] VARASTEHPOUR H. *Optimisation du renforcement des ouvrages en béton armé par des matériaux composites*, Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 1996.

[VIN_92] VINCENS A., TACHE G. *Durabilité des Ouvrages en Béton Armé du Diagnostic à la réparation*. Double liaison physique and chimie des peintures and adhésifs, 1992, No.443-444, p.21-26.

[WAN_05] WANG X-SH., WU B-Sh., WANG Q-. *Online SEM investigation of microcrack characteristics of concretes at various temperatures*. Cement and Concrete Research, 2005, vol. 35, issue 7, p.1385-1390.

[WAN_98] WANG C.Y., LING F.S. *Prediction model for the debonding failure of cracked RC beams with externally bonded FRP sheets*. In: Proceeding of the 2nd International Conference of composite in Infrastructure (ICCI), Arizona, USA, 1998, p.548-562.

[WAR_00] WARREN G.E. *Waterfront repair and upgrade. Advanced Technology Demonstration Site No3: NAVSTA Bravo 25, Pearl Harbour*. Site Specific Report SSR-2567-SHR, NFESC, Port Hueneme, CA, 2000.

[WON_84] WONG F.S. *Slope stability and response surface method*. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 1984, vol.110, p.32-53.

[WU_04] WU Z.Y. *Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.

[WU_03] WU Z.L., YE J.Q. *Strength and fracture resistance of FRP reinforced concrete flexural members*. Cement & Concrete Composite, 2003, vol.25, p.253-261.

[WU_00] WU K., CHEN B., YAO W. *Study on the AE characteristics of fracture process of mortar, concrete and steel-fiber-reinforced concrete beam*. Cement and Concrete Research, 2000, vol.30, p.1495-1500.

[Y_B_03] YARAHMADI-BAFGHI A.R. *La méthode des groupes - clef probabilité.* Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Ecole des Mines de Nancy, 2003.

[YAN_99] YAN X., MILLER B., NANNI A., BAKIS C.E. *Characterisation of CFRP bars used as near-surface mounted reinforcement.* Proceeding of the 8th International Structural Faults and Repair Conference. Edinburg, Scotland: Engineering Technics Press, Editor: Forder MC. 1999, p.10. CD-ROM version.

[YAO_05] YAO J., TENG J.G., CHEN J.G. *Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints.* Composite B: Engineering. Vol. 36, 2005, p.99-113.

[YE_00] YE J.Q., WU Z.J. *Micro-mechanical analysis of splitting failure in concrete reinforced with fiber reinforced plastic rods*. Cement & Conc Composite, 2000, vol.22, p.243-251.

[YOS_01] YOSHIMURA K., KIKUCHI K., KUROKI M., NANOKA H., CROSTON T., KOGA S., KIM K.T., MA L., ITAI L., MATSUMOTO Y. *Experimental study on effects of reinforcing details on seismic performance of masonry walls.* Proc. of 26th Conference on Our World in Concrete & Structure, 2001, (CD-ROM).

[YOS_00] YOSHIMURA K., KIKUCHI K., KUROKI M., NANOKA H., CROSTON T., KOGA S., KIM K.T., MA L. *Experimental study for higher seismic performance of masonry walls in developing countries*. Proc. of 25th Conference on Our World in Concrete & Structure, 2000, p.695-702.

[YOS_99] YOSHIMURA K., CROSTON T., KAGAMI H., ISHIYAMA Y. *Damage to building structures caused by the 1999 Quindio earthquake in Colombia.*. Faculty of Engineering Research Report, Oita University, 1999, No40, p.17-24.

[YOS_99a] YOSHIMURA K., LIU L., CROSTON T., MA L. *Seismic strengthening for low-rise bamboo- and masonry-wall residential building in Colombia.*. Faculty of Engineering Research Report, Oita University, 1999, No40, p.25-32.

[YUY_01] YUYAMA S., LI Z.-W., YOSHIZAWA M., TOMOKIYO T., UOMOTO T. *Evaluation of fatigue damage in reinforced concrete slab by acoustic emission*. Japan, NDT&E International, 2001, vol.34, p.381-387.

[ZHA_01] ZHAO Y.G., ONO T. *Moment methods for structural reliability*. Structural Safety, 2001, vol.23, No.1, p.47-75.

[ZHA_95] ZHANG S., RAOOF M., WOOD L.A. *Predicting of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates*. Proceeding of the institution of civil engineers: Structures and Building, August 1995, vol.110, p.257-268.

[ZHA_97] ZHANG J.P. *Diagonal cracking and shear strength of reinforced concrete beams*. Mag Conc Res, 1997 vol.49(178), p.55-65.

[ZHO_04] ZHOU B., KOKINI K. *Effect of pre-existing surface cracks on the interfacial thermal fracture of thermal barrier coating: an experimental study*. Surface and Coating Technology, 2004, vol.187, No.1, p.17-25.

[ZIR_94] ZIRABA Y.N., BALUCH M.H., BASUNBUL I.A., SHARIF A.M., AZAD A.M., AL-SULAIMANI G.J. *Guidelines towards the design of RC beams with external plates* . ACI Structural Journal, 1994, vol. 91 (6), p.639-646.

[ZIV_97] ZIVICA V. et al. *Significance of the ambient temperature and the steel material in the process of concrete reinforcement corrosion*. Construction and Building Materials, 1997, vol.11, No.2, p.99-103.

ANNEXE A: CODES DE CALCUL

A.1. EUROCODE

Les tableaux de l'EUROCODE 2 utilisés lors des calculs du chapitre 2 sont présentés.

Tableau A-1 Caractéristiques de résistance et de déformation du béton [EC2_04]

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)} \leq$ C50/60 $f_{ctm}=2,12\cdot \ln(1+(f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7\times f_{ctm}$ fractile 5%
$f_{ctk,0,95}$ *(MPa)*	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3\times f_{ctm}$ fractile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	voir Figure 3.2 ε_{c1} (‰) = 0,7 $f_{cm}^{0,31}$ < 2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	voir Figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu1}(‰)=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{c2}(‰)=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0,53}
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu2}(‰)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa n=1,4+23,4[(90- f_{ck})/100]^4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{c3}(‰)=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu3}(‰)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4

A.2. Règles des trois pivots (BAEL)

Les règles des 3 pivots du BAEL expliquées ci-après sont basées sur les travaux d'AVRIL [AVR_02].

Le dimensionnement à l'ELU consiste à déterminer l'aire totale des barres d'acier tendues nécessaires pour que la poutre résiste au moment fléchissant ultime. On connaît donc la géométrie de la section à renforcer (b et h). La seule inconnue est l'aire de l'armature tendue (A_s). Son calcul repose sur les 3 hypothèses classiques (§1.6. page 56) et sur la règle de 3 pivots. Selon cette règle, les diverses positions que peut alors prendre le diagramme des déformations se la section en flexion simple sont soit le pivot A, soit le pivot B, la condition de pivot C n'est pas prise en compte .

En pivot A, l'EL est atteint par l'allongement maximal de l'acier : le diagramme est dans la zone 1 (**Figure 1-48**, page 60).

En pivot B, l'EL est atteint par le raccourcissement maximal du béton (0,35%).

En pivot C, le raccourcissement ultime du béton est 0,02%, la section est soumise à la flexion composée au à la compression simple ; la position de l'axe neutre est en dehors de la section : $x \geq h$.

En réalité, la rupture d'une poutre dimensionnée en pivot A ne se produit jamais par la rupture des aciers tendus. Il y a toujours écrasement du béton avant que les aciers ne soient rompus. La notion de pivot A est commode pour le calcul à l'ELU mais elle ne correspond pas vraiment à un mode de rupture réel. Elle permet simplement de distinguer un comportement fragile d'un comportement ductile, il est recommandé de dimensionner en pivot A pour éviter un rupture subite par écrasement du béton avant que les fissures ne présentent une ouverture marquée par la plastification des armatures.

Les graphiques contrainte-déformation utilisés pour le béton comprimé et l'acier ne sont plus linéaires, ils tiennent compte de la plastification de ces deux matériaux à l'ELU, décrite par des lois bien identifiées : loi parabole-rectangle ou substitution par le diagramme rectangle par le béton et loi élastoplastique parfaite pour l'acier.

Principe de calcul

Prenons le cas d'une poutre uniquement renforcée dans la zone tendue. On procède alors selon les étapes suivantes :

1. En utilisant les équations de compatibilité et la relation contrainte-déformation du béton, on peut exprimer l'effort de la zone tendue uniquement en fonction de « x » (distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre).
2. On peut écrire l'équilibre des moments par rapport à la position des armatures tendues, qui nous donne :

$$M_u = f_{cd} \cdot \lambda x \cdot b(d - \lambda x) \tag{A.1}$$

3. On peut alors résoudre cette équation et trouver x par une méthode itérative.

Une fois x connu, on peut déterminer l'ELU atteint.

Si $x<0{,}259d$; c'est le pivot A. La contrainte dans les aciers tendus σ_s vaut f_s/λ_s, où f_s est la limite

d'élasticité des aciers et λ_s un coefficient pris égal à 1,15.

La position x=0,259d correspond à une déformation des aciers de 1% et du béton en fibre supérieure de 0,35% dans le sens contraire.

Si $0{,}259d \leq x < h$, c'est le pivot B, f_s vaut $E_s\varepsilon_s$, où ε_s est déterminée par l'équation de compatibilité la reliant à la déformation du béton en fibre supérieure, fixée à 0,35%.

D'après l'équation d'équilibre des efforts, on a $F_s=-F_c(d-x)$.

On en déduit l'aire cherchée qui doit vérifier $A_s \geq F_s/\sigma_s$.

ANNEXE B: MICROSCOPE A LONGUE DISTANCE

B.1. Microscope à longue distance

Ce microscope couplé avec d'autres outils permet :

- *l'observation de l'image* est exécutée par le microscope. Un système d'éclairage (lumière froide) est relié à cette partie optique par l'intermédiaire de fibres optiques,
- *l'acquisition de l'image* (**Figure B-3**), qui comprend une caméra (***C**harge **C**oupled **D**evice*) en noir et blanc placée dans l'axe du microscope et d'une carte d'acquisition placée dans l'ordinateur. Cette caméra reçoit une image réfléchie de l'objet, laquelle est transmise à l'ordinateur à travers une carte d'acquisition vidéo.

Le déplacement du microscope est effectué par trois platines motorisées, une platine pour chaque direction (3D). Elles sont commandées par un logiciel sur une distance totale de 110mm.

La **Figure B-1** montre le dispositif complet proposé pour l'évaluation de l'ouverture de fissures.

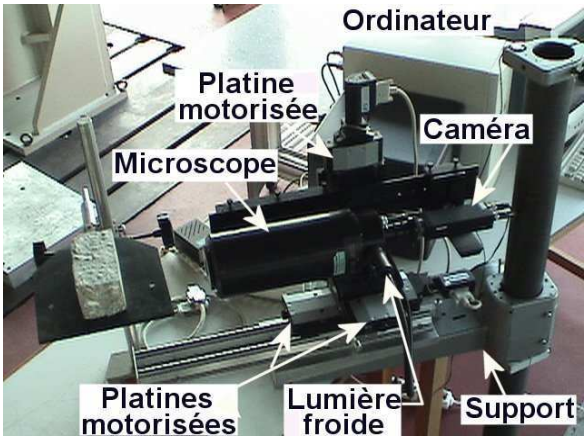


Figure B-1 Dispositif complet du microscope.

Nous avons utilisé un microscope optique comme moyen d'observation des fissures pendant les essais préliminaires. Ce microscope nous permet d'évaluer l'évolution des fissures en les agrandissant. La **Figure B-2** montre des images captées par la caméra rapide adaptée au microscope et assemblées avec l'aide d'un logiciel du LAMEFIP.

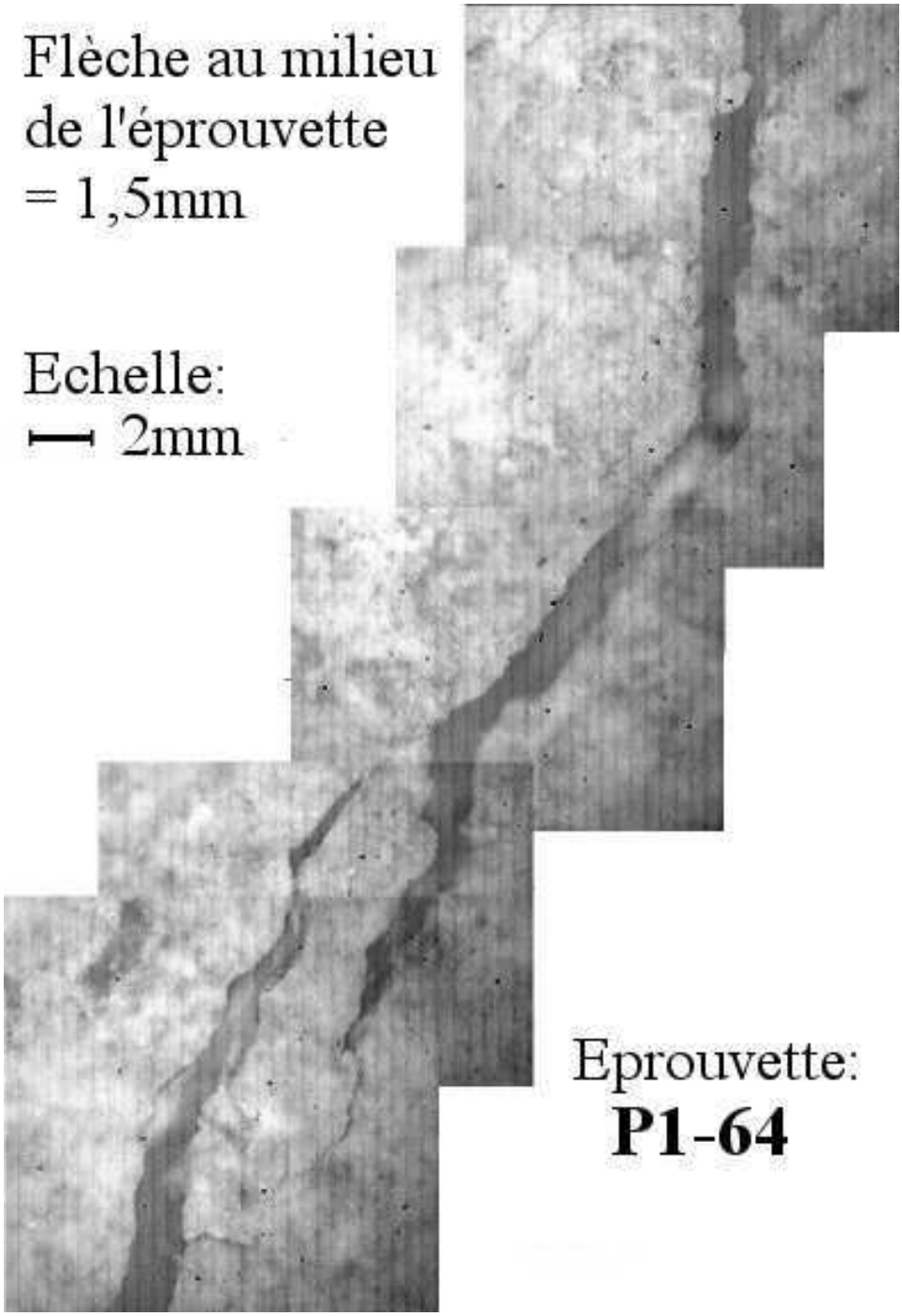


Figure B-2 Photographie d'une fissure captée par la caméra rapide adaptée au microscope à longue distance, lors de l'essai préliminaire de la poutre courte P1-64.

La fenêtre principale du programme d'acquisition d'images pour le microscope à longue distance est montrée dans la **Figure B-3**. La **Figure B-4** et la **Figure B-5** montrent respectivement, la fenêtre «pas à pas » qui permet contrôle le déplacement des platines motorisées et la fenêtre « capture » présente

l'image enregistrée par le logiciel.

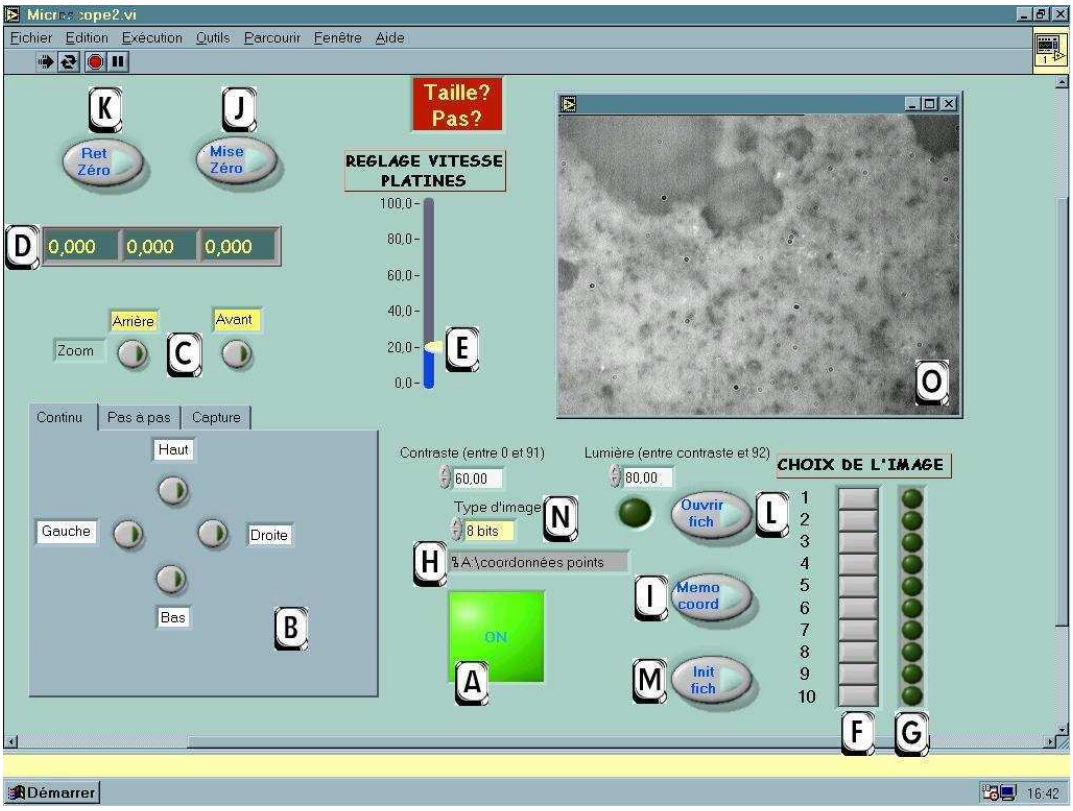


Figure B-3 Fenêtre principale du programme pour le contrôle du microscope.

Légende

- **A** Interrupteur permettant l'arrêt du déplacement et de l'acquisition.
- **B** Commande pour le déplacement continu des platines.
- **C** Commande de réglage de la netteté.
- **D** Indicateur numérique permettant l'affichage des coordonnées des platines.
- **E** Curseur pour le réglage de la vitesse.
- **F** Commande permettant le déplacement au point directement sélectionné.
- **G** Indicateur de présence d'un point à sélectionner.
- **H** Fenêtre d'entrée du répertoire et du fichier dans lequel les coordonnées seront sauvegardées.
- **I** Bouton commandant la mémorisation des coordonnées.
- **J** Interrupteur de mise à zéro des valeurs actuelles des platines.
- **K** Interrupteur de retour au point d'origine.
- **L** Interrupteur commandant l'ouverture du fichier pré inscrit.
- **M** Interrupteur qui vide les valeurs actuelles du fichier et les initialise à zéro.
- **N** Choix du type d'image.
- **O** Fenêtre de l'image.

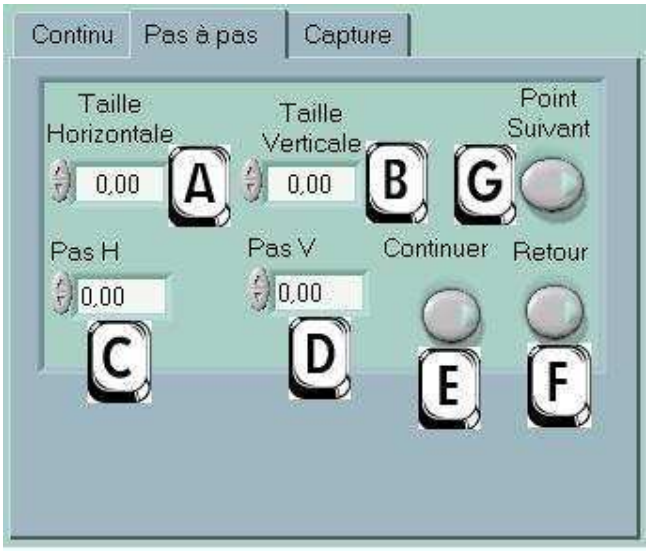


Figure B-4 Fenêtre « Pas à pas ».

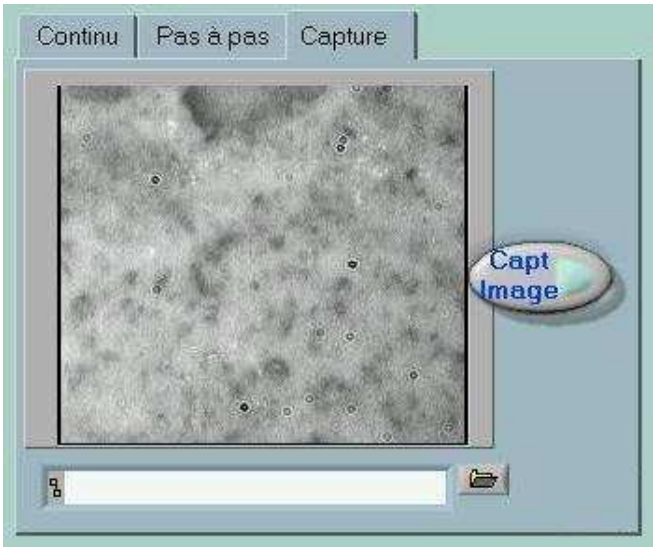


Figure B-5 Fenêtre « Capture ».

Légende

A Réglage de la position horizontale de la fenêtre (mm).
B Réglage de la position verticale de la fenêtre (mm).
C Réglage du pas suivant horizontal à effectuer (mm).
D Réglage du pas suivant vertical à effectuer (mm).
E Continuer la séquence jusqu'à la fin de la séquence.
F Retourner au point de départ de la séquence.
G Voir l'image suivant de la séquence.

ANNEXE C: ÉMISSION ACOUSTIQUE

C.1. Graphiques des essais d'EA

Lors des essais deux éprouvettes « C9 » et «1NF4-PC » ont été auscultées par la technique de l'Emission Acoustique (EA). L'essai mécanique de la poutre C9 a été divisé en deux cycles et celui de la poutre courte 1NF4-PC a été réalisé dans un seul cycle. Les graphiques des résultats totaux obtenus sont montrés dans le Chapitre 4 (§4.5.5.).

Nous avons re-analysés les résultats par des intervalles de temps comme l'indiquent le **Tableau 4-5**, le **Tableau 4-6**et le **Tableau 4-7** (Chapitre 4). Les graphiques de chaque intervalle de temps pour chaque essai sont montrés ci-dessous :

C.1.1. Premier cycle de chargement – Poutre « C9 »

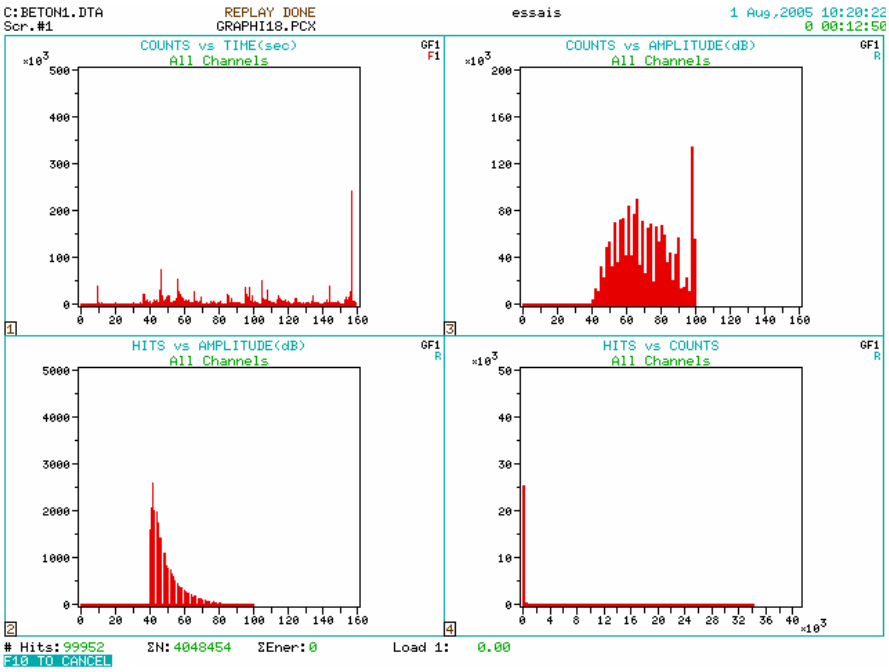


Figure C-1 Graphiques de l'EA du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 », intervalle de temps de 0 ~ 160s.

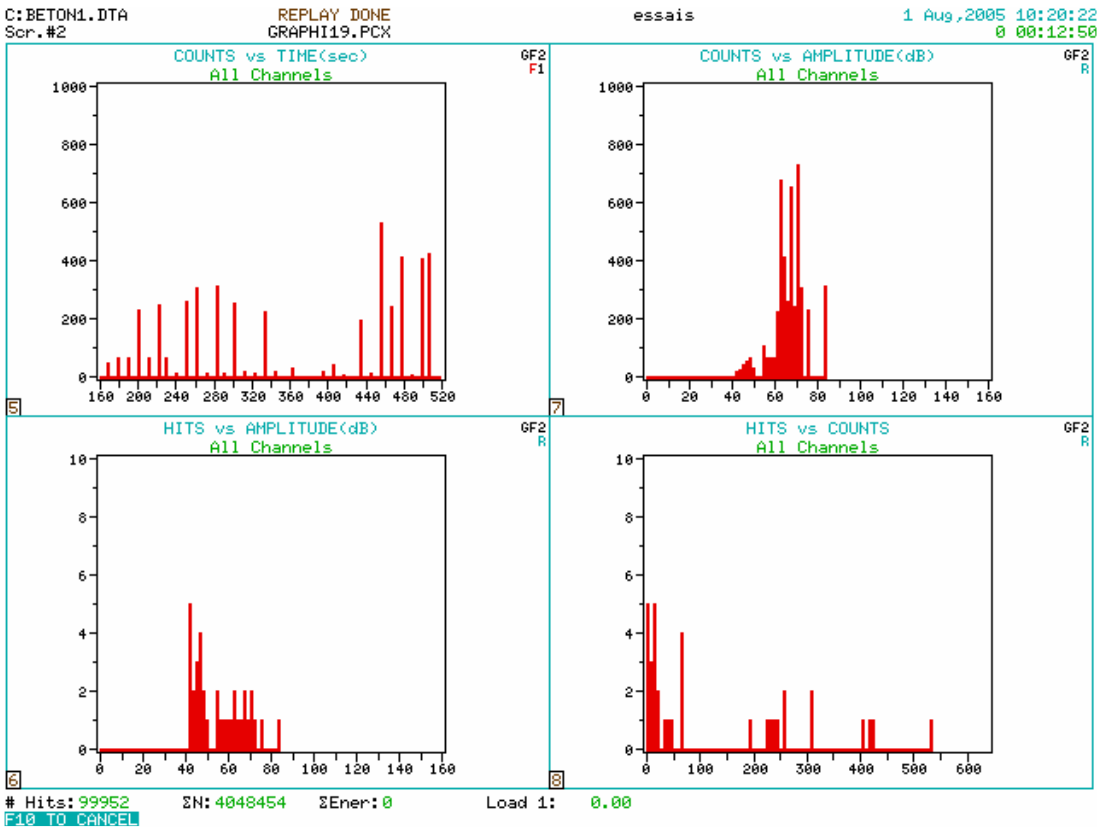


Figure C-2 Graphiques de l'EA du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 », intervalle de temps de 160 ~ 520s.

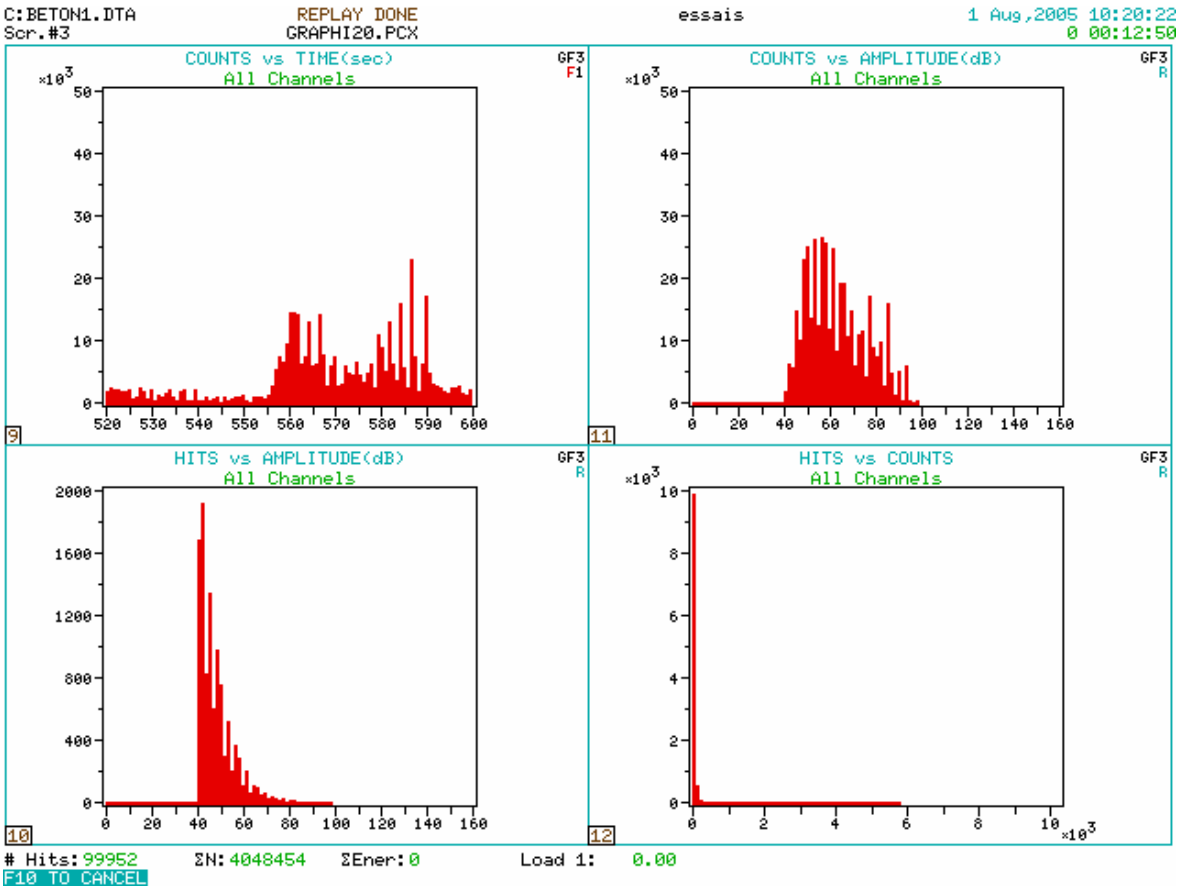


Figure C-3 Graphiques de l'EA du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 », intervalle de temps de 520 ~ 600s.

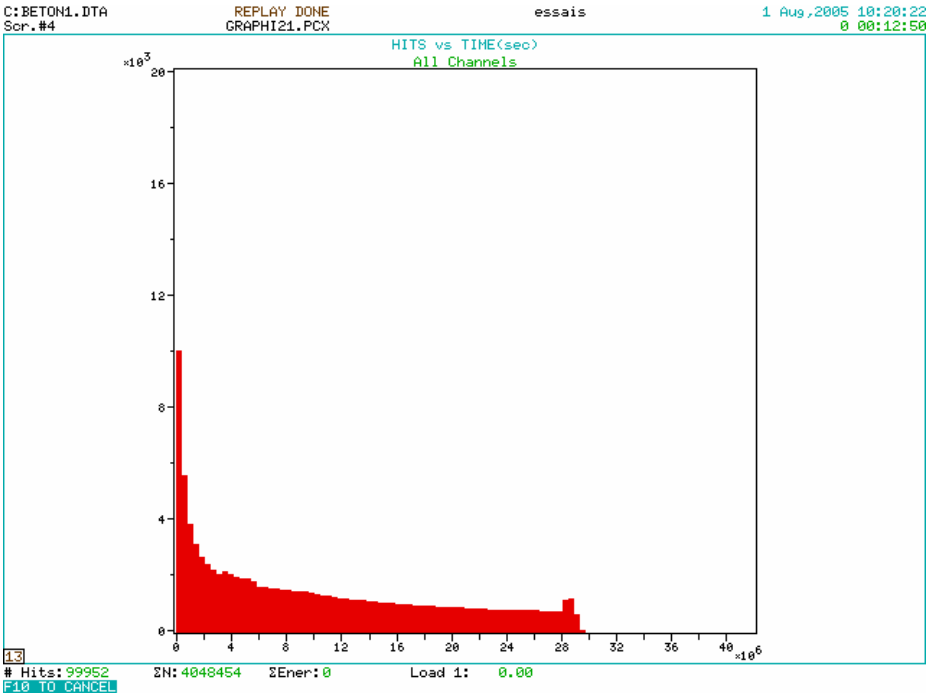


Figure C-4 Graphique cumulatif du nombre de salves en fonction de la durée du 1er cycle de chargement de l'éprouvette « C9 ».

C.1.2. Deuxième cycle de chargement – Poutre « C9 »

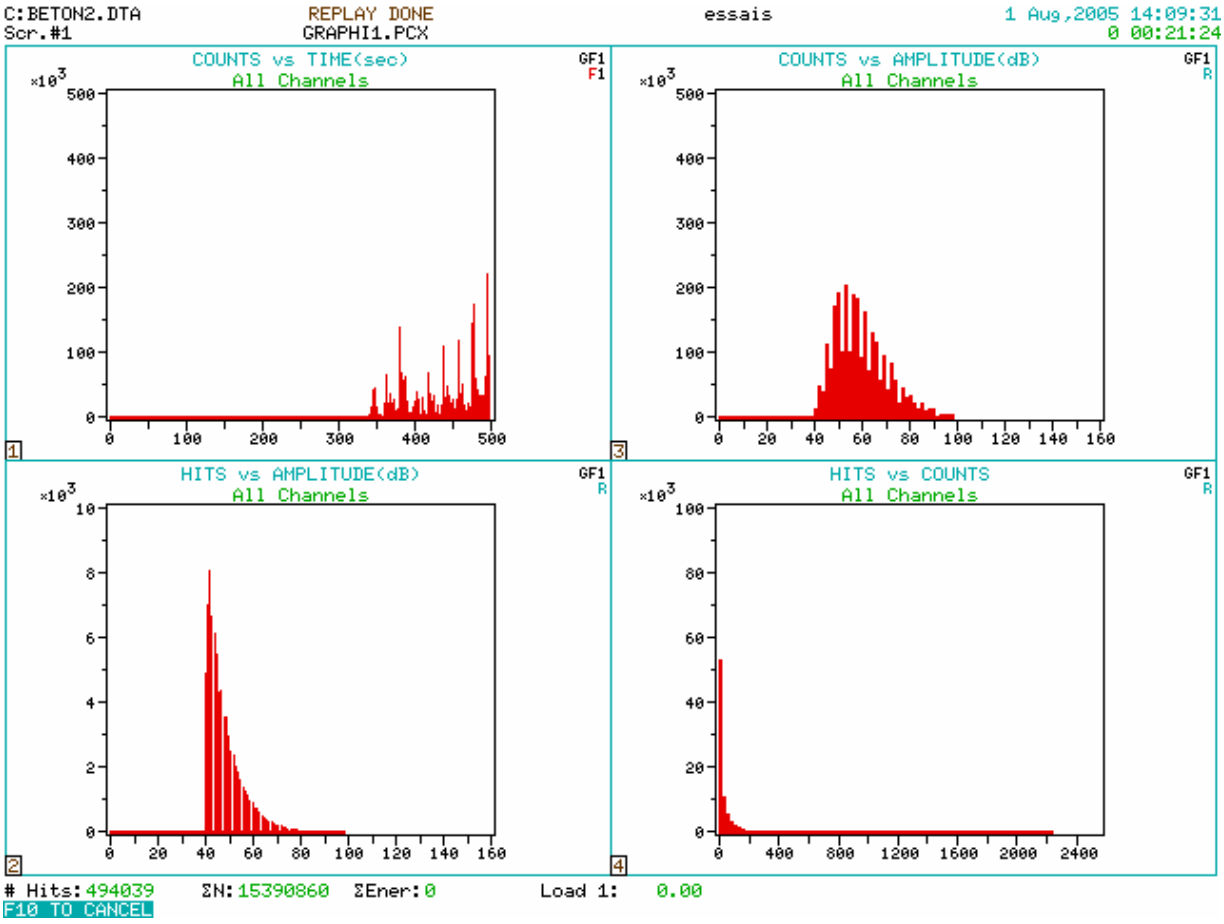


Figure C-5 Graphiques de l'EA du 2ème cycle de chargement de l'éprouvette « C9 », intervalle de temps de 0 ~ 500s.

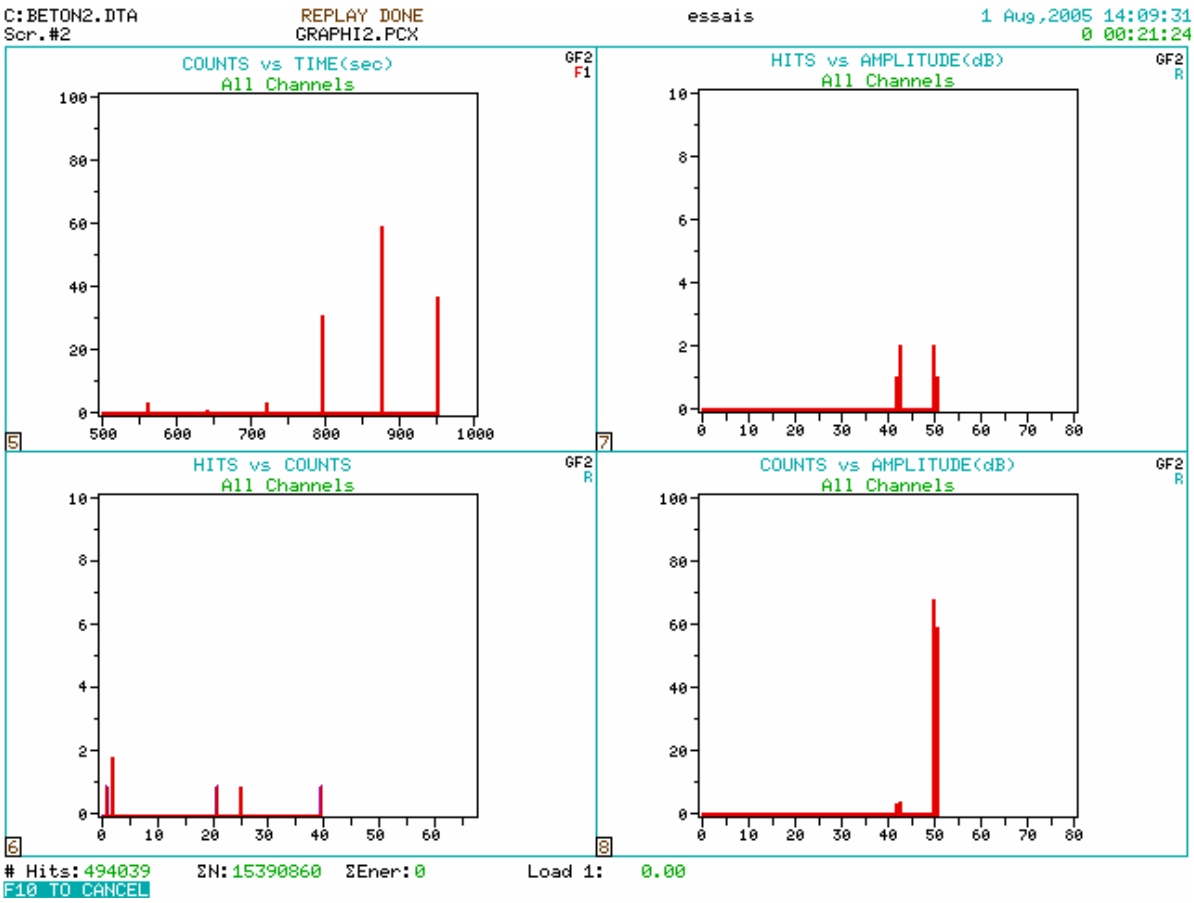


Figure C-6 Graphiques de l'EA du 2ème cycle de chargement de l'éprouvette « C9 », intervalle de temps de 500 ~ 1000s.

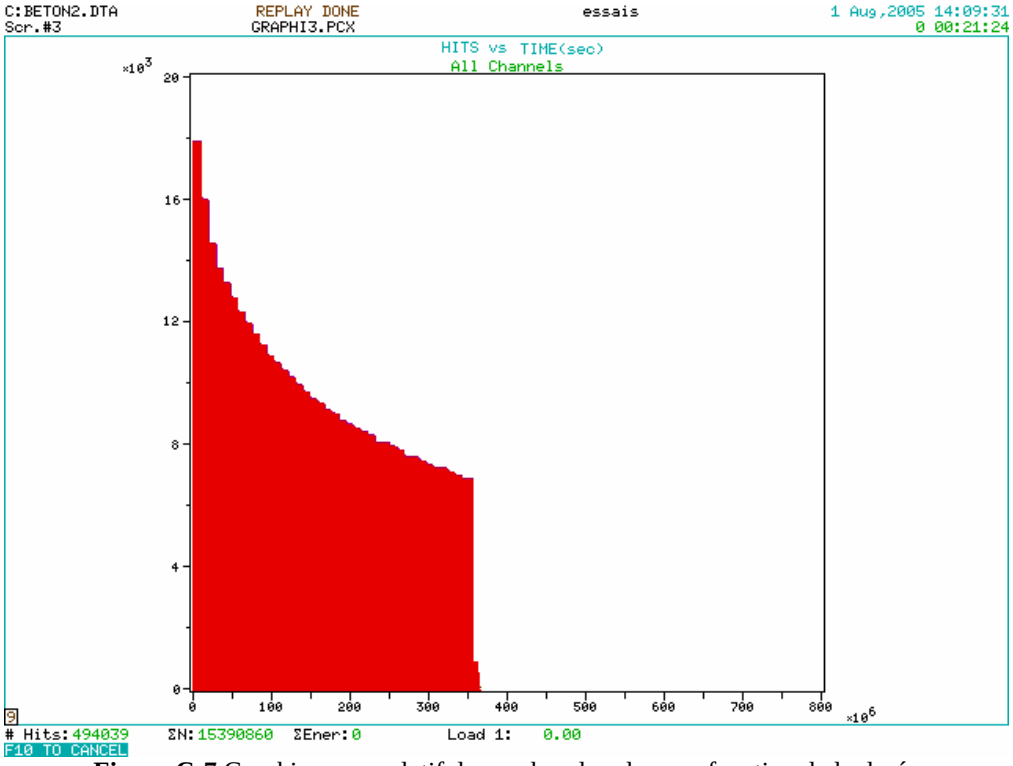


Figure C-7 Graphique cumulatif du nombre de salves en fonction de la durée du 2ème cycle de chargement de l'éprouvette « C9 ».

C.1.3. Poutre « 1NF4-PC »

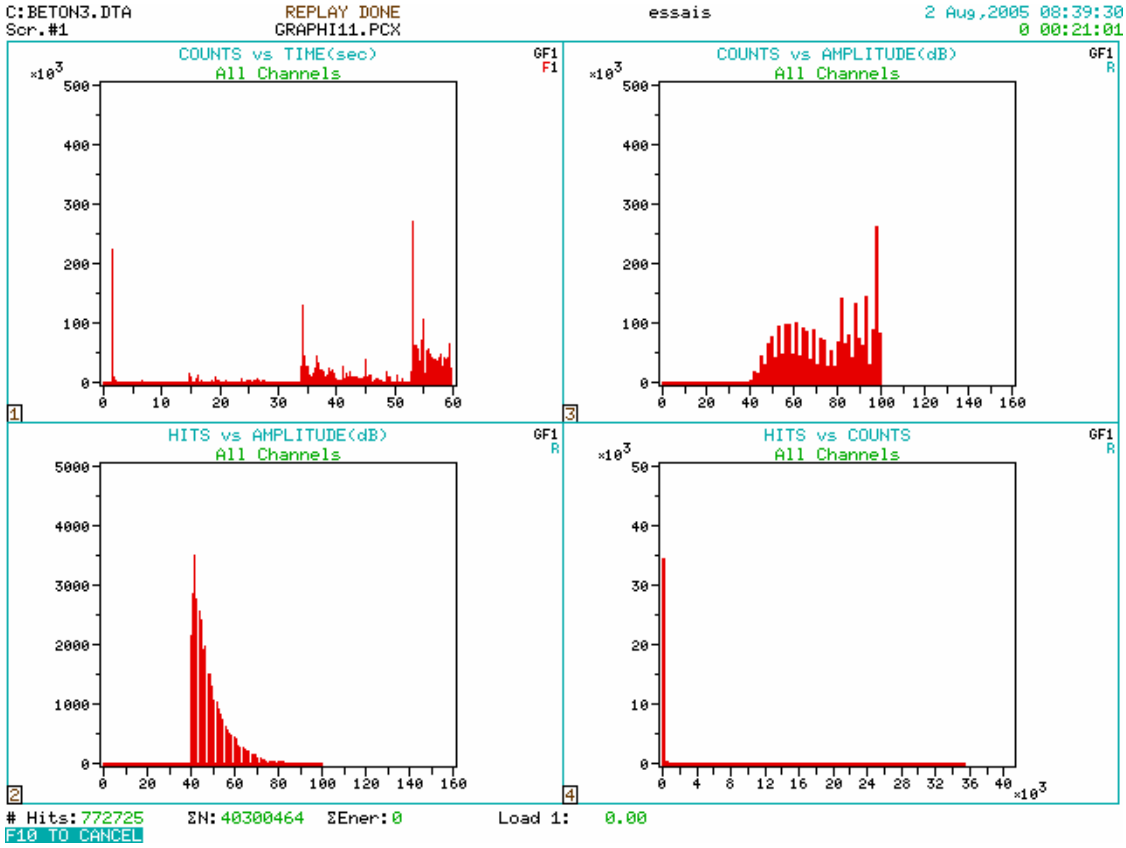


Figure C-8 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 0 ~ 60s.

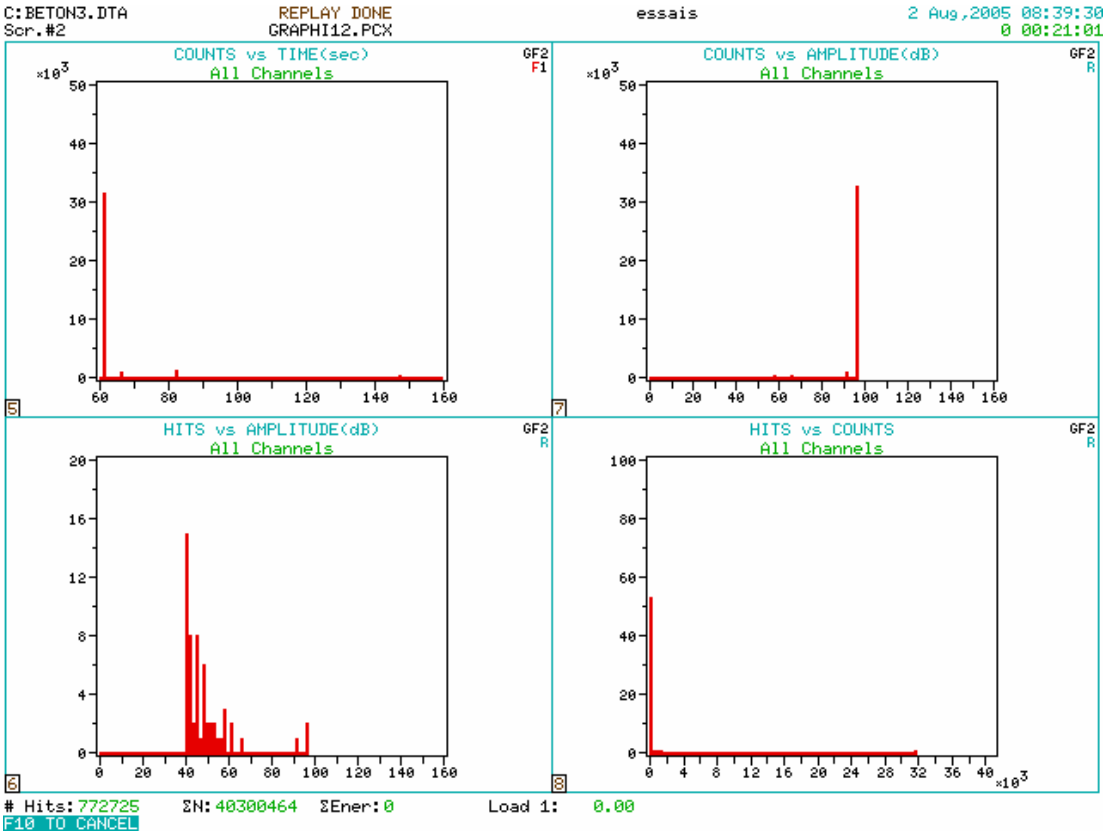


Figure C-9 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 60 ~ 160s.

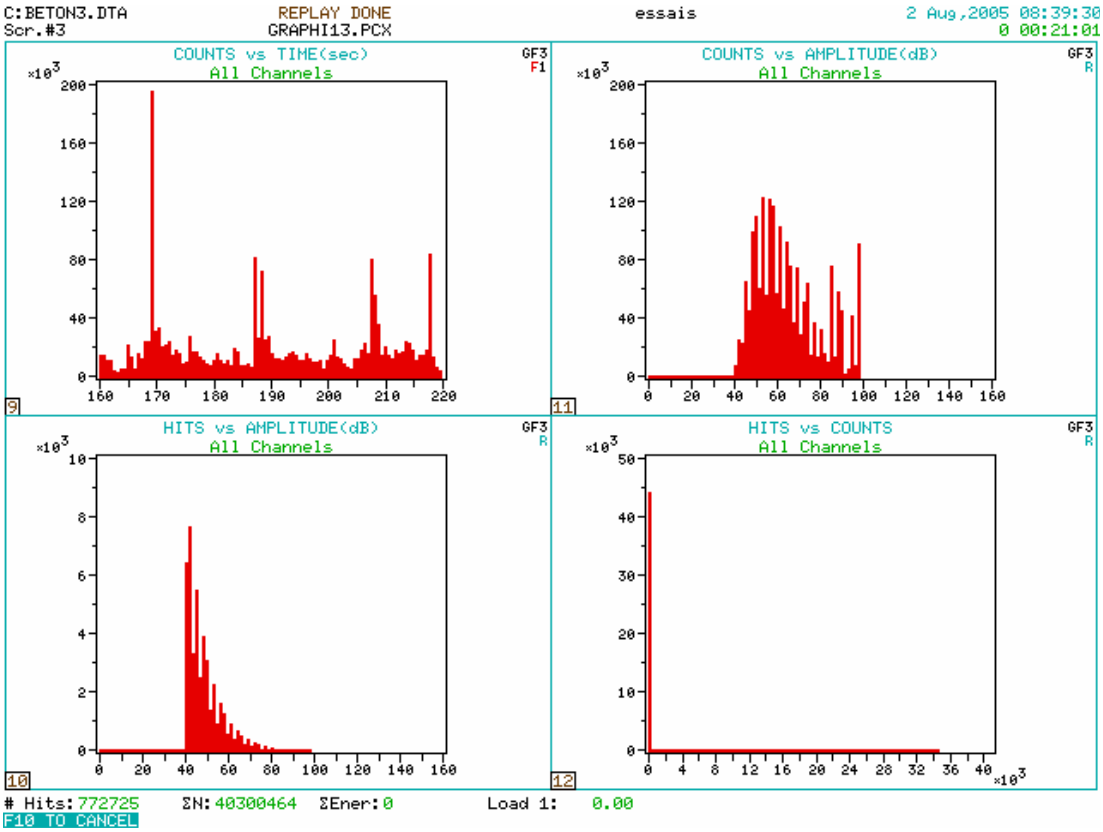


Figure C-10 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 160 ~ 220s.

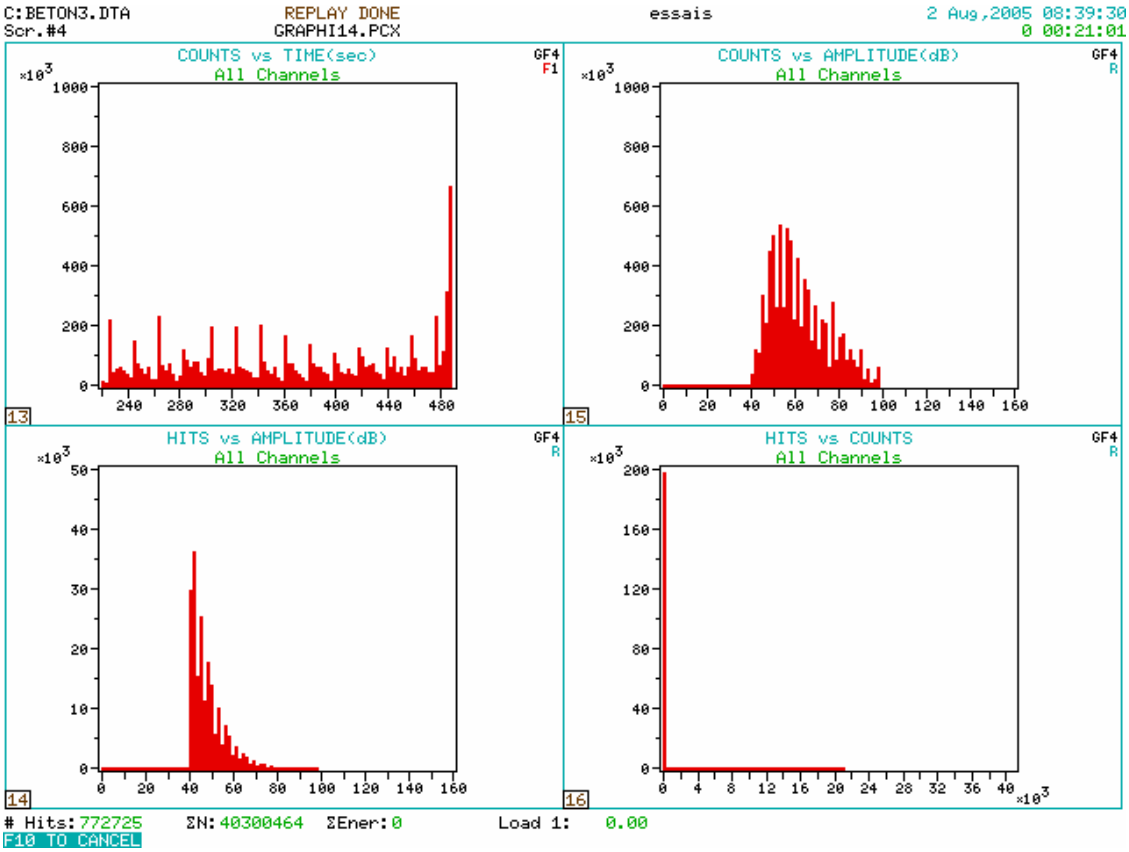


Figure C-11 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 220 ~ 490s.

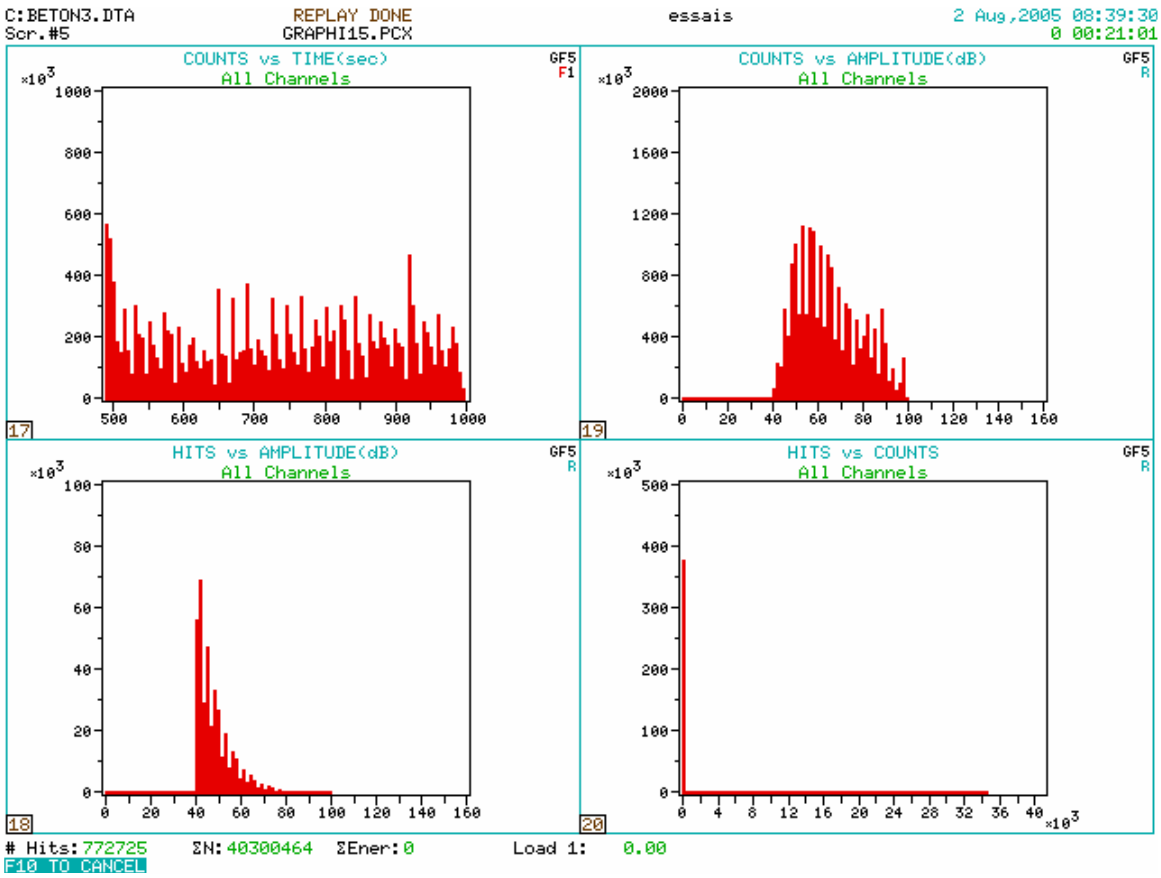


Figure C-12 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 490 ~ 1000s.

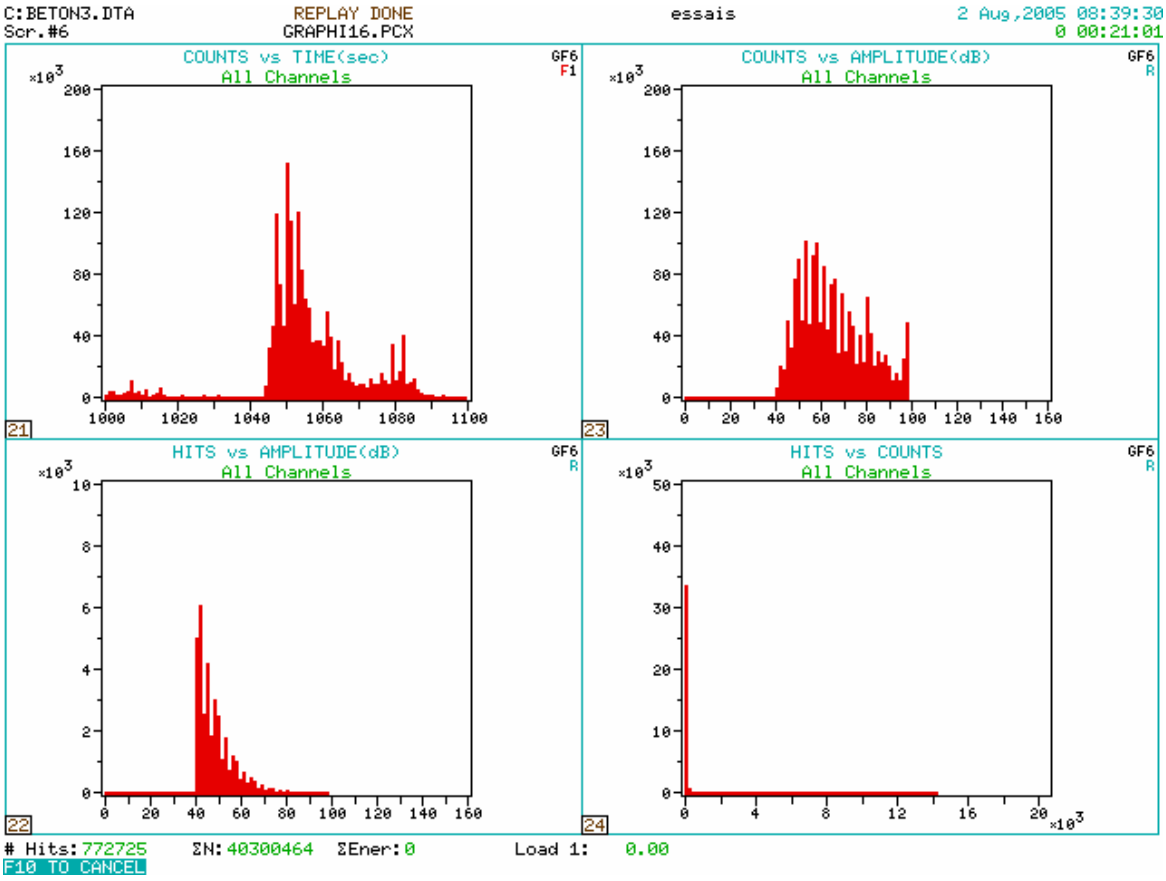


Figure C-13 Graphiques de l'EA de l'éprouvette « 1NF4-PC », intervalle de temps de 1000 ~ 1100s.

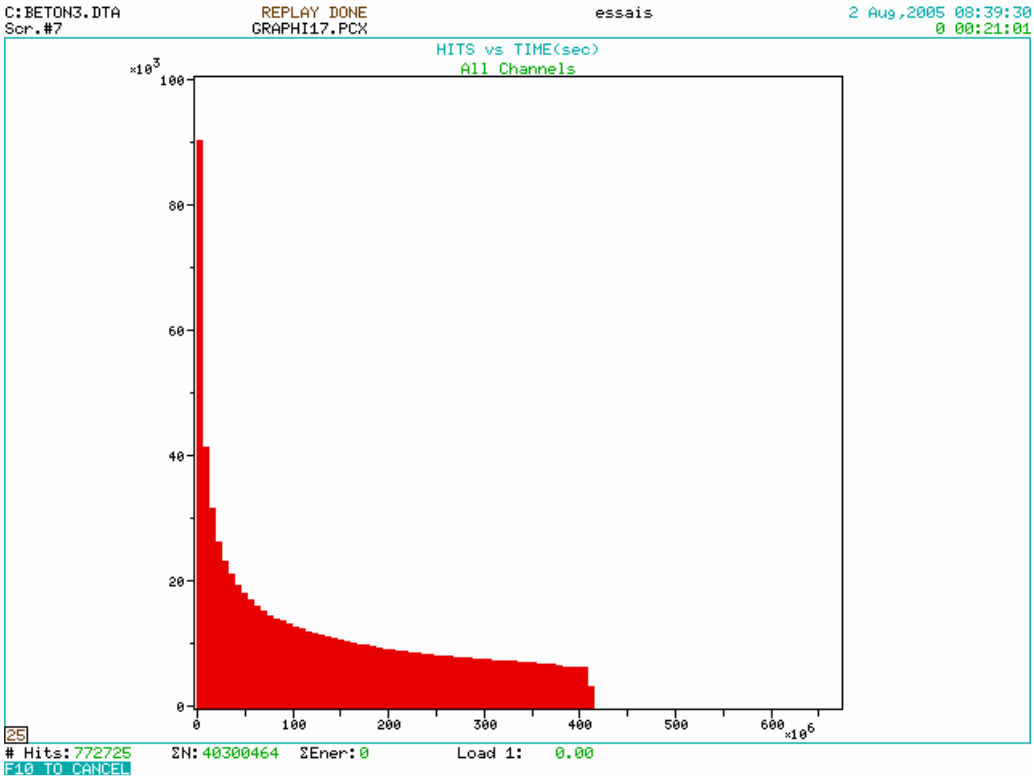


Figure C-14 Graphique cumulatif du nombre de salves en fonction de la durée de l'éprouvette « 1NF4-PC ».

C.2. Evolution de la fissuration de « 1NF4-PC »

La poutre courte « 1NF4-PC » en BA a une pré-fissuration faible avec une ouverture moyenne de fissures de 0,3 mm et renforcée par le collage d'une plaque en carbone sur la face tendue. Les photographies suivantes montrent l'évolution de l'endommagement de l'éprouvette, lors de l'essai de flexion 3 points.

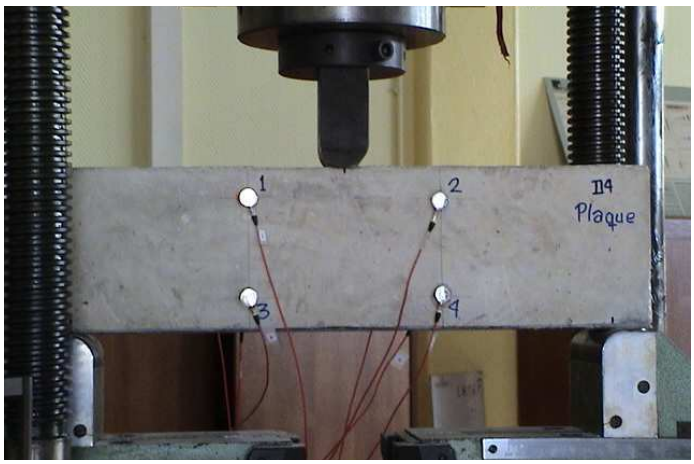


Figure C-15 Etat initial de l'éprouvette.

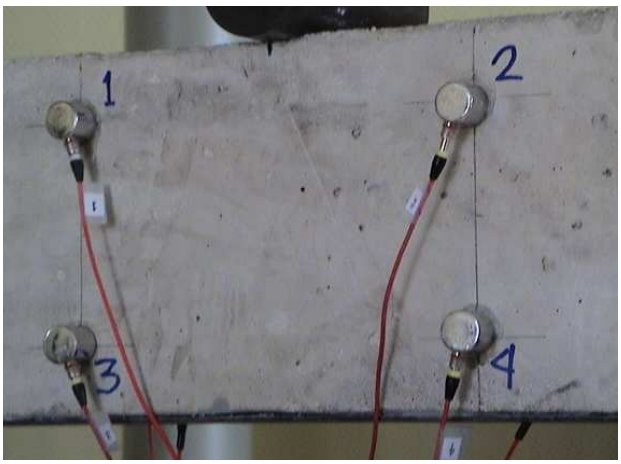


Figure C-16 Capteurs de l'EA collée sur la face avant de l'éprouvette.

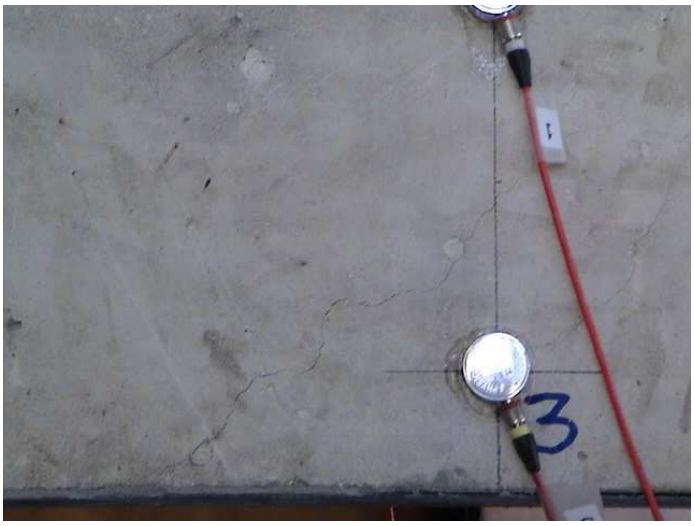


Figure C-17 Premières fissures sur le côté gauche.

Figure C-18 Premières fissures sur le tiers central.

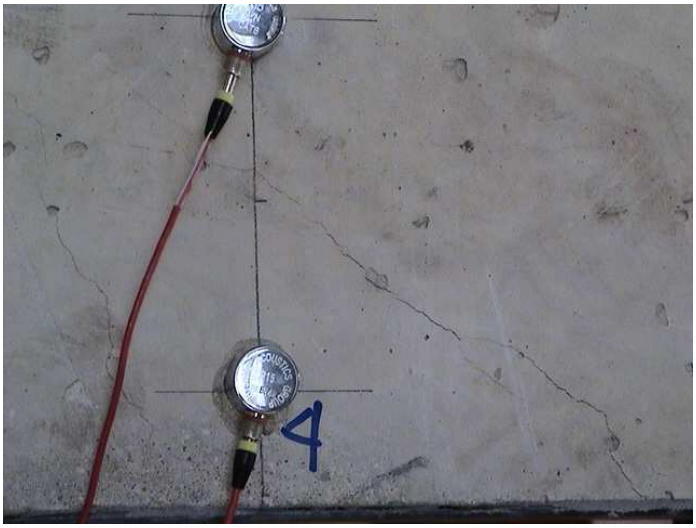


Figure C-19 Premières fissures sur le côté droit.

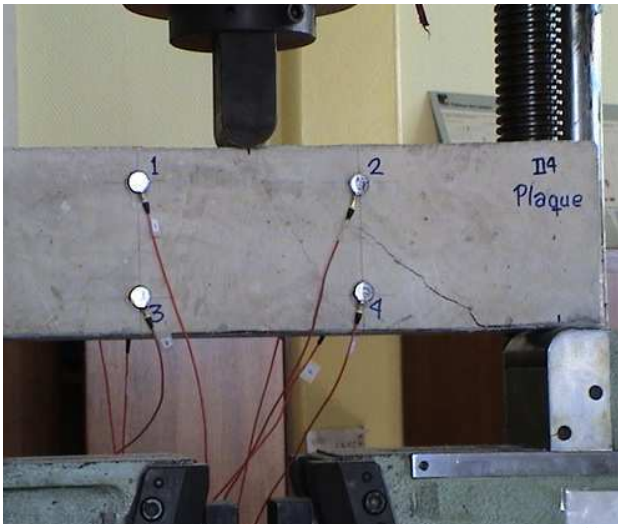


Figure C-20 Vue générale de l'éprouvette après le 1er décollement de la plaque dû à l'élargissement de la fissure.

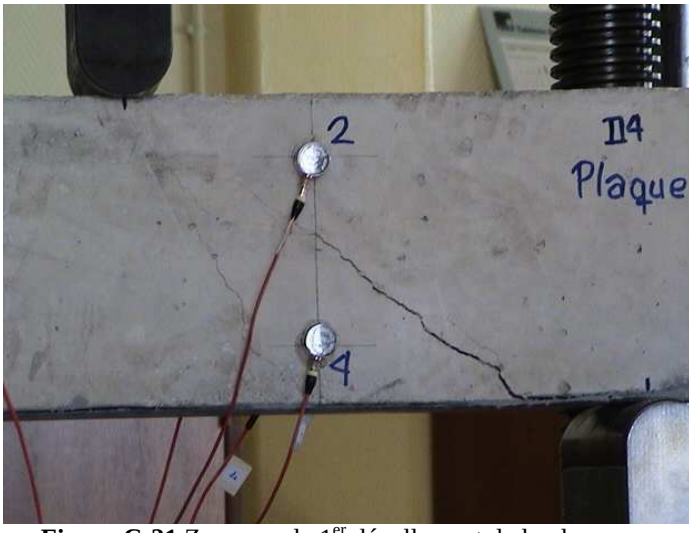


Figure C-21 Zoom sur le 1er décollement de la plaque en composite

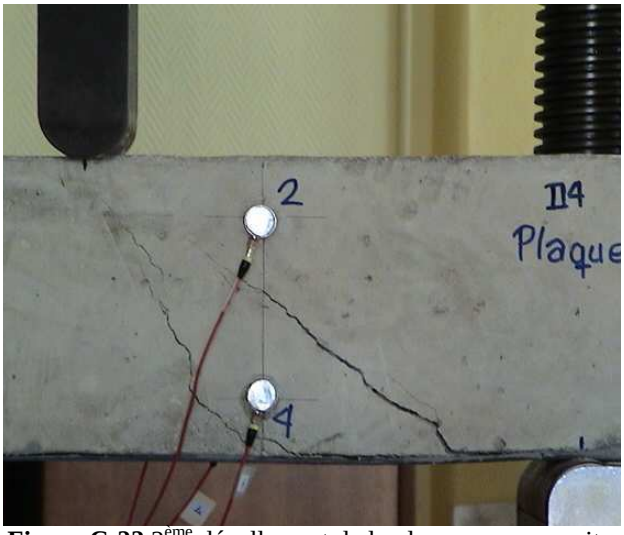


Figure C-22 2ème décollement de la plaque en composite qui a produit l'élargissement de la 2ème fissure.

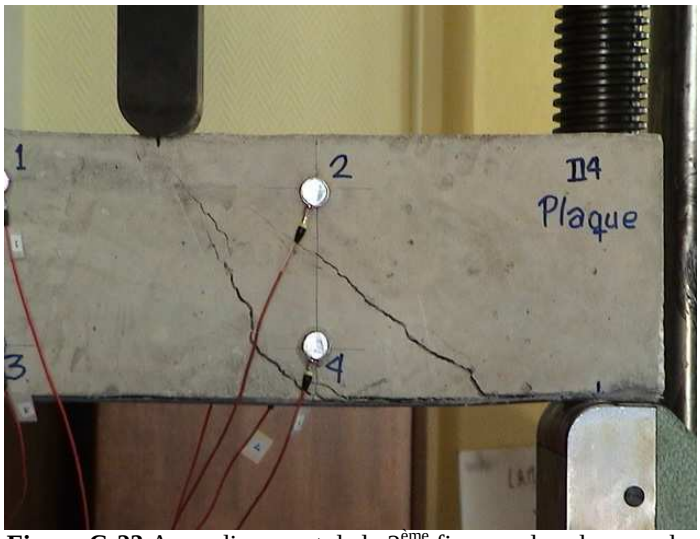


Figure C-23 Agrandissement de la 2ème fissures dans la zone de flexion élevée.

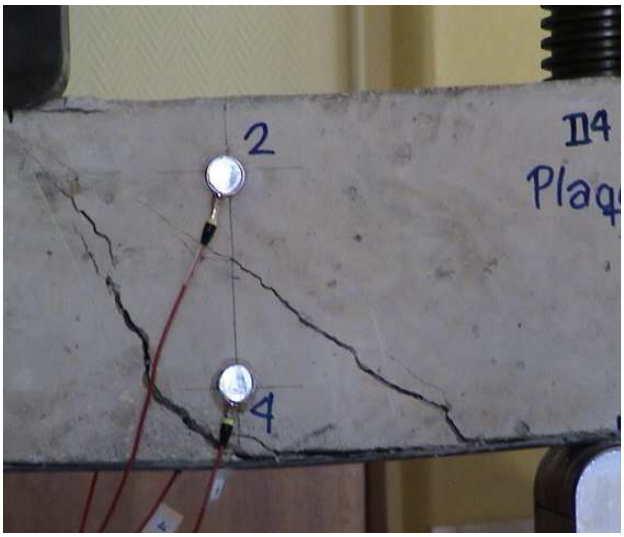


Figure C-24 Début de l'écrasement du béton près du point d'application du chargement.

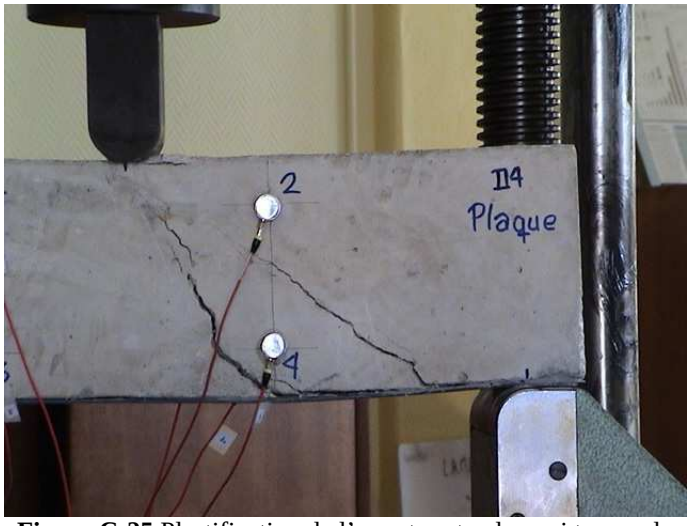


Figure C-25 Plastification de l'armature tendue qui travers la 2ème fissure qui se trouve dans la zone de flexion élevée. La 1ère fissure la plus près de l'appui droit n'évolue plus.

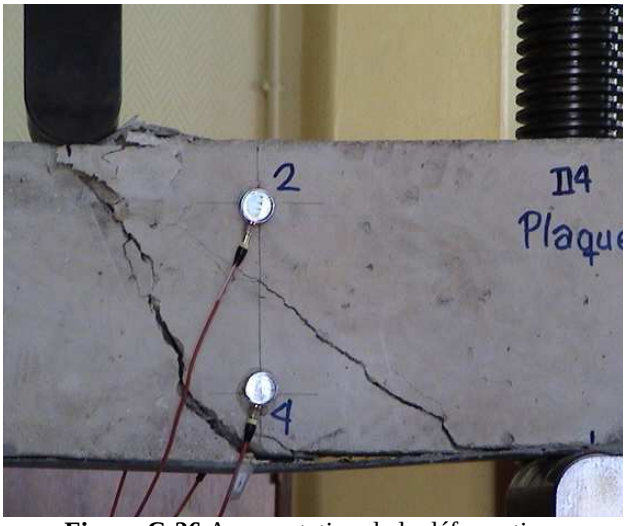


Figure C-26 Augmentation de la déformation permanente et de l'écrasement.

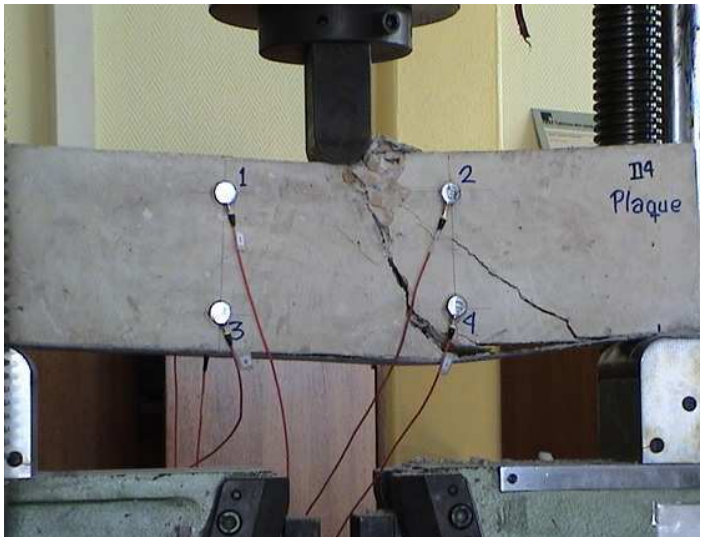


Figure C-27 Endommagement de l'éprouvette 1NF4-PC.

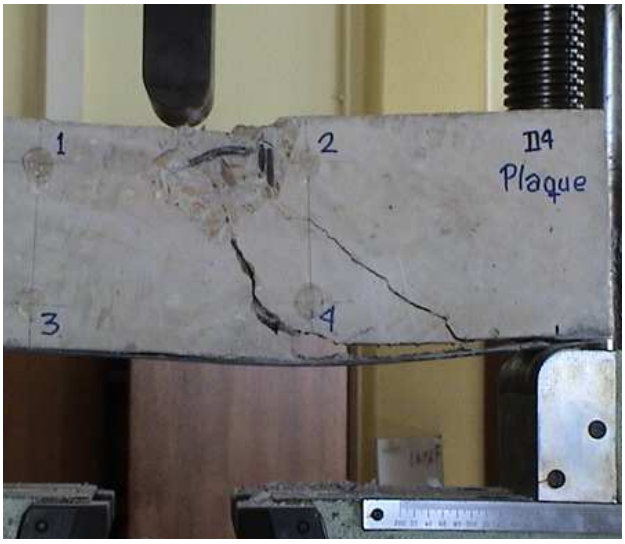


Figure C-28 Etat final de l'éprouvette 1NF4-PC.

ANNEXE D: POLYMÉRISATION

Le cycle de polymérisation employé est présenté à la **Figure D-1**.

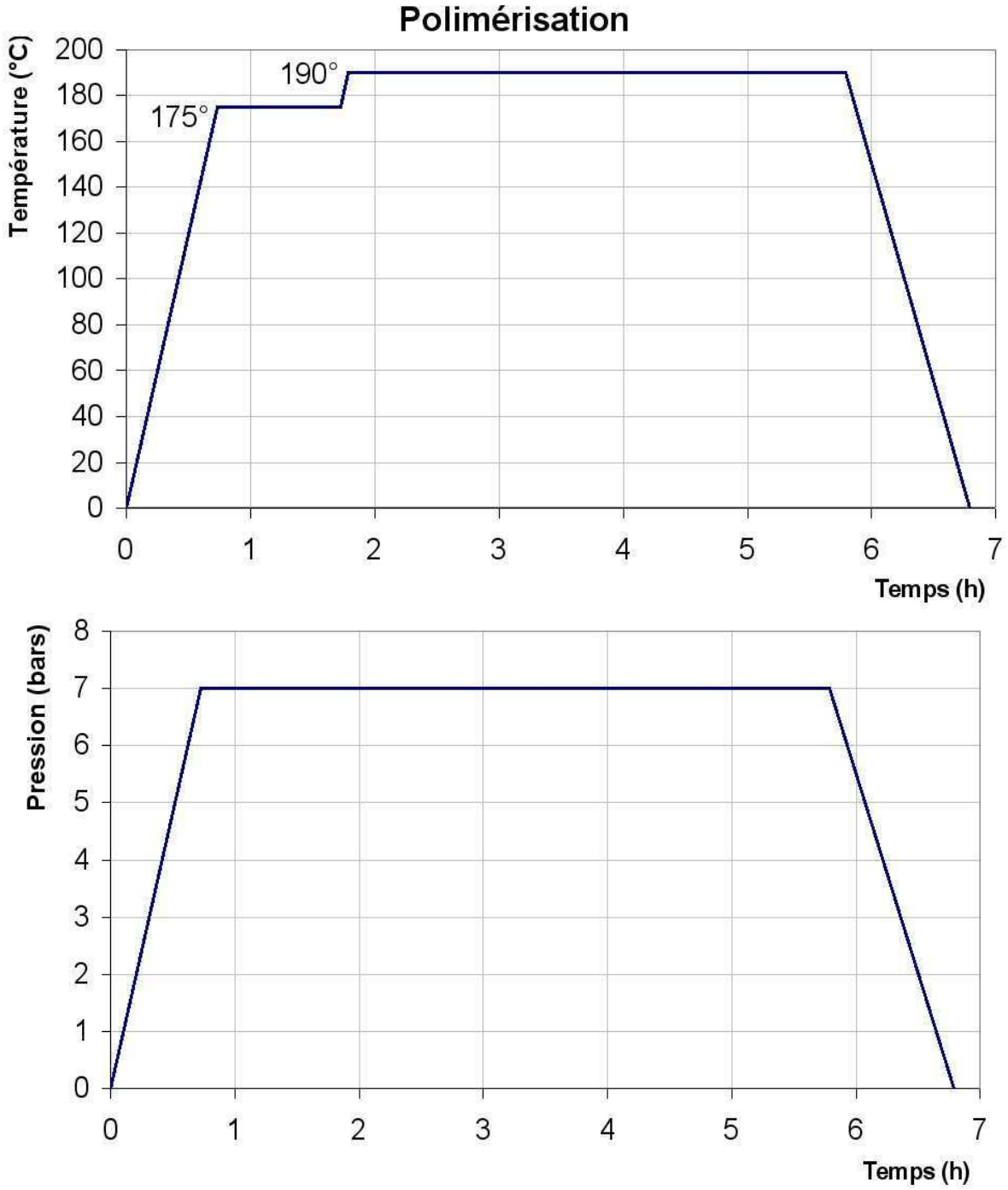


Figure D-1 Cycle de polymérisation du T300/914C.