

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



THESE DE DOCTORAT EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES ET MATERIAUX

Présentée par :

M^{me} KHELOUI Fatma Née TAOUCHE
Maître assistante chargée de cours

THEME

Modélisation du comportement à la fatigue
d'éléments
de construction en béton de fibres.

Devant le jury composé de :

BALI A/Rahim	Professeur, ENP à Alger	Président
HANNACHI Nacer Edinne	Professeur, UMMTO	Rapporteur
MELBOUCI Bachir	Professeur, UMMTO	Examineur
BOUAFIA Youcef	Professeur, UMMTO	Examineur
HJIAJ Mohammed	Professeur, I.N.S.A . Rennes, France	Examineur
MEDDAHI Amer	Professeur, UMBB de Boumerdes	Examineur
MESBAH Habib	Maitre de conférences (HDR), I.N.S.A. Rennes, France	Invité

Soutenue le : 24/10/2012

REMERCIEMENTS

L'élaboration de ce travail n'a été possible que grâce à l'implication aimable et forte apprécié de plusieurs personnes. C'est ici l'occasion de leur témoigner toute ma gratitude et parfaite considération particulièrement :

- A M^r K. AitTahar, Professeur à l'université Mouloud Mammeri, toute ma reconnaissance et ma gratitude à l'égard de votre personne ; je ne vous remercierais jamais assez pour les différentes techniques de laboratoires et les idées claires, pertinentes et encourageantes que vous m'avez imprégné. Cela m'a fait un immense plaisir de profiter de votre savoir scientifique ; merci pour tout le temps que vous avez sacrifié pour toute l'équipe au laboratoire.
- A M^r N.E.Hannachi, Professeur et Recteur à l'université Mouloud Mammeri, mon directeur de thèse pour m'avoir témoigné une grande confiance, pour l'intérêt constant qu'il a porté à ce travail ainsi que pour tout le soutien moral qu'il m'a donné.
- A Moumouh, mon mari, a qui j'adresse tous mes remerciements pour le soutien moral qu'il m'a apporté tout au long de la réalisation de ce travail, merci aussi d'avoir mis ta main dans la pâte pendant la confection des éprouvettes et excuses moi pour tous les repas froids.
- Je me permets d'exprimer ma profonde gratitude à M^r M.HJIAJ, Professeur à L'I.N.S.A de Rennes (France) qui, malgré ses occupations, n'a pas cessé de prêter attention à mes différentes visites au sein du laboratoire.
- Que M^r H.A.MESBAH, Maître de conférences à L'I.N.S.A de Rennes (France), trouve à travers ses quelques lignes toute ma gratitude et mon grand témoignage pour m'avoir accueilli à L'I.N.S.A de Rennes
- A M^r B. Melbouci pour le soutien technique et remarques forts appréciés qu'il ma apporté lors de ses différentes visites au sein du laboratoire.
- A M^r S. Boukais pour son assistance continue pendant la réalisation des essais.
- A M^r Mamou, technicien de laboratoire de Génie-Civil, pour son entière disponibilité pendant les essais mécaniques.
- J'éprouve une sincère reconnaissance pleine d'amitié pour M^r Y.Bouamra pour son aide lors de la confection de mes éprouvettes et la réalisation de la partie simulation et surtout pour l'ambiance que toute l'équipe a crée durant nos longues journées au laboratoire.
- Par la même occasion je n'oublierais pas de remercier M^{elle} L.Madouni pour nous avoir aidés pour la réalisation de la partie simulation numérique.

Ma sincère gratitude à M^r A.BALI, Professeur à l'ENP Algérie, sachez que vous me faites honneur de présider le jury de ma soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à l'ensemble des membres du jury M^r B.MELBOUCI, Professeur à l'université Mouloud Mammeri, M^r Y.BOUAFIA, Professeur à l'université Mouloud Mammeri, M^r A.MEDDAHI, Professeur à l'université UMBB de Boumerdes, qui m'ont fait honneur en acceptant de juger ce travail avec beaucoup d'attention.

Enfin, je rends un grand hommage à toute ma famille, à mes enfants MARISSA, MASSYL et LYDIA ainsi qu'à tous mes amis (ies) surtout M^{me} O.SEKLAOUI et M^{me} O.FEDAOUI pour leur soutien tout au long de mes longues années d'études.

SOMMAIRE

PARTIE I: SYNTHESES BIBLIOGRAPHIQUES

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Théorie des poutres	5
I.1. Introduction.....	5
I.2. Historique.....	5
I.3. Définition	7
I.4. Les constituants du béton	8
I.4.1. Le ciment.....	8
I.4.2. L'eau	9
I.4.3. Granulats	9
I.4.4. Adjuvants	9
I.5. Les performances du béton	10
I.5.1 Comportement mécanique du béton.....	10
I.5.1.1. Le béton en compression.....	11
I.5.1.2. Le béton en traction.....	11
I.5.1.3. Les aciers d'armature	13
I.5.1.4. Le fluage	14
I.5.1.5 Le retrait.....	14
I.5.2. Résistance du béton.....	15
I.5.2.1. Résistance au feu.....	15
I.6. Progrès et diversification des bétons.....	15
I.6.1. Béton précontraint.....	16
I.6.2. Béton à haute performances (BHP).....	17
I.6.3. Bétons spéciaux.....	18
I.6.3.1. Les bétons légers	18
I.6.3.2. Les bétons lourds.....	18
I.6.3.3. Les bétons réfractaires.....	18
I.6.3.4. Les bétons de fibres (BAF)	18
I.6.3.5. Béton projeté	20
I.7. Les bétons de l'avenir	20
I.7.1. Les bétons autoplaçants (BAP)	20
I.8. Théorie des poutres	21
I.8.1. Géométrie.....	22
I.8.2. Efforts extérieurs.....	23
I.8.3. Efforts intérieurs	23
I.8.4. Equations d'équilibre	23
I.8.5. Champs de déplacement et de déformation.....	23
I.8.6. Relations de comportement.....	24
I.9. Comportement d'une poutre en béton armé.....	25

1.9.1. Comportement à l'effort tranchant.....	25
1.9.2. Comportement en flexion simple	27
I.10. Conclusion	28

Chapitre II : Comportement à l'effort tranchant.....	31
II.1. Introduction.....	31
II.2. Mécanisme d'endommagement du béton	31
II.3. Généralité sur les fissures	32
II.3.1. La fissure	32
II.3.2. Facteurs influençant le comportement à la rupture par fissuration des matériaux.....	34
II.3.3. Processus de fissuration	34
II.4. Modes élémentaires de fissuration.....	35
II.5. Critères de propagation de fissures (endommagement localisé).....	37
II.5.1. Critère de la contrainte principale maximale	37
II.5.2. Critère de la contrainte circonférentielle maximale.....	37
II.5.3. Critère de la densité d'énergie de déformation minimale	38
II.5.4. Critère du taux de restitution d'énergie maximale.....	39
II.6. Mécanisme de rupture d'une poutre en béton armé.....	40
II.7.1. Fissuration et rupture par effort tranchant	42
II.7.1.2. Rupture par cisaillement et compression	43
II.7.1.3. Rupture par cisaillement avec glissement.....	44
II.7.1.4. Rupture par coupure.....	45
II.8. Forces internes dans une poutre sans armatures transversales.....	45
II.9. Reprise de l'effort tranchant par une armature verticale.....	46
II.9.1. Les efforts et les équations de dimensionnement des armatures transversales (étriers) .	46
II.9.2. La résistance des bielles inclinées.....	49
II.9.3. Le choix de l'inclinaison des bielles.....	49
II.10. Résolution des problèmes de fissures dues aux efforts tranchants	50
II.10.1. Étriers inclinés	50
II.10.2. Solution avec barres relevées.....	51
II.11. Paramètres influençant le comportement d'une poutre en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant.....	52
II.11.1. Influence des dimensions de la poutre sur les résultats d'essais (effet d'échelle)	52
II.11.1.1. Essais de Leonhard et Walther.....	52
II.11.1.2. Essais de Bhal	55
II.11.2. Influence de la nature de l'armature transversale dans les poutres en béton armé sur leur capacité portante, leur flèche et la répartition des fissures.	56
II.11.2.1. Essais de Bach et Graf	56
II.11.3. Influence de l'éclatement de cisaillement sur la capacité portante d'une poutre en béton armé	60
II.11.3.1. Essais de Leonhardt et Walther.....	60
II.11.4. Participation de l'armature longitudinale à la transmission de l'effort tranchant.....	61
II.11.4.1. Essais de Krefeld et Thurston	62
II.11.5. Paramètres contribuant à la résistance à l'effort tranchant	63
II.12. Conclusion	64

Chapitre III: Techniques et modèles de confinement des structures.	66
III.1. Introduction	66
III.2. Le confinement.....	66
III.2.1 Revue de littérature.....	66
III.2.2. Comportement du béton confiné	78
II.2.2.1. Définition du module de confinement et de la contrainte de confinement	80
III.2.2.2. Courbe contrainte déformation types du béton confiné.....	81
III.2.2.3. Contrainte ultime et déformation ultime	82
III.3. Application des composites « PRF » dans les poutres	82
III.4. Problème d'interface	85
III.5. Revue littéraire des différents modèles de résistance du béton confiné	86
III.6. Conclusion.....	92
Chapitre IV : Comportement des structures à la fatigue	99
IV.1. Historique	99
IV.2. Introduction	100
IV.3. Généralités.....	100
IV.4. Caractérisation de l'endurance des matériaux	101
IV.4.1. Courbe de Wöhler	101
IV.5. Estimation de durée de vie des structures sous chargement quelconque	103
IV.5.1. Essai de fatigue	103
IV.5.2. Mécanisme de fatigue.....	105
IV.5.3. Facteurs influents sur la résistance à la fatigue	106
IV.6. Etude des lois d'endommagement.....	107
IV.6.1. Classification des lois d'endommagement en fatigue	107
IV.6.1.1. Les différents types d'approche des lois d'endommagement en fatigue.....	107
IV.6.1.2. Les différentes échelles du dommage par fatigue	107
IV.6.2. Les bases physiques des lois d'endommagement en fatigue.....	108
IV.6.3. Lois d'endommagement.....	108
IV.6.4. Conclusion.....	109
Chapitre V : Caractérisation et Protocol Expérimental	112
V.1. Introduction	112
V.2. Démarche.....	112
V.3. Programme expérimental.....	113
V.3.1. Le béton	113
V.3.3. Fabrication et préparation des spécimens	115
V.3.3.1 Spécimens circulaires	115
V.3.3.2. Spécimens prismatiques	116
V.4. Résultats expérimentaux.....	118
V.4.1. Essai de traction pour caractérisation de la grille métallique	118
V.4.2. Essai de compression sur la bielle de béton confiné.....	121

V.4.3. Eprouvettes cylindriques ($\varnothing 160 \times 320$ mm).....	122
Chapitre VI : Modélisation Analytique des Eléments Confinés par Grille Métallique	
.....	130
VI.1.Introduction.....	130
VI.2. Qu'est ce qu'un modèle ?.....	130
VI.3. Modélisation de comportement à la compression d'un béton confiné.....	130
VI.4. Modèle proposé.....	134
V.5. Validation du modèle proposé.....	135
VI.6. Modélisation sous effort tranchant des poutres avec bielles confinées.....	136
VI.6.1. Mode de rupture par effort tranchant.....	137
VI.6. Conclusion.....	139
Chapitre VII : Simulation Numérique.....	142
VII.1.Introduction.....	142
VII.2. Présentation du logiciel Abaqus.....	143
VII.3. Fonctionnement du code Abaqus.....	143
VII.3.1. Discrétisation du principe des puissances virtuelles (PPV).....	143
VII.3.2. Le schéma Dynamique Explicite.....	146
VI.3.3 Le schéma statique implicite – problème mécanique.....	148
VII.4. Modélisation du comportement mécanique du béton et de l'acier.....	149
VII.4.1. Un modèle pour le béton.....	150
VII.4.1.1. Hypothèse de partition.....	150
VII.4.1.2 Relation contrainte-déformation.....	151
VII.4.1.3. Loi d'écrouissage.....	151
VII.4.1.4. Fonction de charge.....	154
VII.4.1.5. Plasticité non associée - loi d'écoulement.....	156
VII.4.2. Un modèle pour l'acier.....	157
VII.4.2.1. Critère de Von Mises.....	157
VII.5. Modélisation avec Abaqus.....	157
VII.5.1. Présentation des différents éléments d'étude.....	157
VII.5.2. Maillage.....	159
VII.5.3. Mode de Chargement.....	160
VII.5.4 Analyse et interprétation des différents résultats.....	161
VII.5.4.1. Les éprouvettes cylindriques 160×320 mm.....	161
VII.5.4.2. Les poutres.....	164
VII.6.Conclusion.....	167
Chapitre VIII : Analyse Paramétrique des Modèles de Confinement.....	169
VIII.1.Introduction.....	169
VIII.2. Etude paramétrique.....	169
VIII.3. Présentation brève de Delphi.....	169
VIII.4. Modèles de confinement considérés.....	170
VIII.6. Interprétation et analyse des résultats.....	172
VIII.7.Conclusion.....	174
Conclusions Générales et Perspectives.....	179

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Coupole du Panthéon de Rome.	6
Figure I. 2: La Tour Perret	6
Figure I. 3: Principe de représentation du béton en deux matériaux.....	8
Figure I. 4: Le matériau béton.....	8
Figure I. 5: Les adjuvants.....	10
Figure I. 6: Courbe contrainte-déformation d'un essai de compression	11
Figure I. 7: Essai Brésilien sur éprouvette cylindrique.	12
Figure I. 8: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression. .	13
Figure I. 9: Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier.....	14
Figure I. 10: Essai de précontrainte dans un laboratoire à l'université de Lulea	16
Figure I. 11: Mise en tension d'un câble (post-tension).....	17
Figure I. 12: Modèle de composite à base de fibres.....	19
Figure I. 13: Exemple d'applications du béton de fibres	19
Figure I. 14: Démarche pour l'étude des poutres.	21
Figure I. 15: Quelques poutres classiques.....	22
Figure I. 16: Définition des termes : poutre de courbe moyenne G_OG_E de section droite S_I et fibre neutre de section dS	22
Figure I. 17: Cisaillement simple (les forces sont coaxiales).....	26
Figure I. 18: Effort tranchant et scission dans le cas du cisaillement simple.....	26
Figure I. 19: Cisaillement selon y associé au cisaillement selon X.	27
Figure I. 20: Flexion simple : les forces sont décalées.....	27
Figure I. 21: Effort tranchant et scission dans le cas de la flexion.....	28
Figure II. 1: Schématisation du processus de rupture.	32
Figure II. 2: Mode I ouverture perpendiculaire à la direction de propagation.	35
Figure II. 3: Mode II Glissement dans le plan.....	36
Figure II. 4: Mode III Glissement anti plan.	36
Figure II. 5: Contrainte maximale au front de fissure en coordonnées sphériques.	37
Figure II. 6: Modes de fissures dans une structures en béton armé.....	40
Figure II. 7: Mode de ruptures des poutres en flexion cisaillement.....	41
Figure II. 8: Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.	41
Figure II. 9: Représentation graphique de la contrainte en fonction de la déformation	42
Figure II. 10: Rupture d'une poutre par effort tranchant.....	43
Figure II. 11: Rupture par cisaillement et flexion.	43
Figure II. 12: Rupture par cisaillement et compression	44
Figure II. 14: Rupture par coupure.....	45
Figure II. 13: Rupture par cisaillement et glissement.	44

Figure II. 15: Forces internes dans la poutre.....	49
Figure II. 16 : La fissure traverse les granulats sans	46
Figure II. 17: Exemple d'armature pour une poutre simple.....	46
Figure II. 18: Coupe pour la détermination de l'effort dans les étriers.....	47
Figure II. 19: Répartition des efforts dans les armatures transversales.....	48
Figure II. 20: Détermination de l'effort dans le champ de contrainte inclinée.....	48
Figure II. 21: Analogie entre l'adoucissement du béton dans la compression simple et réduction de la résistance du béton provoquée par la déformation transversale.....	49
Figure II. 22: Champ de contrainte avec inclinaisons variables.	50
Figure II. 23: Efforts dans le cas d'étriers inclinés.	51
Figure II. 24: Contrainte dans le champ de compression en fonction de son inclinaison α et de l'inclinaison des étriers β	51
Figure II. 25: Armature d'une poutre simple avec barres relevées et étriers.	51
Figure II. 26: Modèles bielles et tirants et champ de contrainte dans le cas d'une armature avec barres relevées.....	52
Figure II. 27: Poutres de la série C.....	53
Figure II. 28: Poutres de la série D.....	54
Figure II. 29: Essais de <i>Bahl</i>	55
Figure II. 30: Poutre du premier type d'essai de <i>Bach et Graf</i>	57
Figure II. 31: Poutre du deuxième type d'essai de <i>Bach et Graf</i>	58
Figure II. 32: Poutre du troisième type d'essais de <i>Bach et Graf</i>	59
Figure II. 33: Poutre à barres relevées avec un petit rayon de courbure.....	59
Figure II. 34: Poutre de la série (II).....	61
Figure II. 35: Participation de l'armature longitudinale à la transmission du cisaillement.	61
Figure II. 36: Partie de l'effort tranchant transmise par l'armature longitudinale en fonction de la charge.	62
Figure II. 37: (a) Engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) Effet de goujon ou interaction acier-béton.....	64
Figure III. 1: Courbe contrainte-déformation du béton confiné par FRP.....	70
Figure III. 2: Réponse volumétrique de béton confiné par FRP, béton confiné par acier et béton non confiné.....	71
Figure III. 3: Modes de rupture des spécimens.	72
Figure III. 4: Courbe contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP.	72
Figure III. 5: (a) Instrumentation ; (b) Mode de rupture des spécimens de béton enveloppés par des fibres de carbone.....	73
Figure III. 6: Mode de rupture des spécimens.....	74
Figure III. 7: Modèle tri-linéaire de contrainte-déformation dans les directions axiales et latérales.....	74
Figure III. 8: Dimensions de colonne et configuration d'enveloppes.	75
Figure III. 9: Rupture de colonne partiellement enveloppés.....	76
Figure III. 10: Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné.	79

Figure III. 11: Effet de la pression de confinement sur le comportement en compression du béton.....	80
Figure III. 12: Différents niveaux de confinement	81
Figure III. 13: Courbe contrainte-déformation d'un béton confiné par FRP.....	82
Figure III. 14: Poutre en béton armé renforcée par une lamelle en FRP.....	83
Figure III. 15: Exemple de renforcement des poutres par matériaux composites.....	83
Figure III. 16: Différents type de renforcement des poutres par FRP.....	84
Figure III. 17: Comportement mécanique de la section renforcée.....	84
Figure III. 18: Illustration de la modélisation de l'interface béton composite en compression simple.....	85
Figure III. 19: Pression de confinement latérale due à l'enveloppe de FRP.....	88
Figure III. 20: Modèle de contrainte-déformation de Mander et al (1988) par Saadatmanesh et al (1994).....	89
Figure IV. 1.Principales zones de la courbe de Wöhler.....	102
Figure IV. 2: Essai normalisé de fatigue en flexion rotative.....	104
Figure IV. 3: Différent cas de sollicitations	105
Figure IV. 4 : variation de la longueur d'une fissure de fatigue en fonction du nombre de cycles de chargement appliqués	106
Figure IV. 5:Différents niveaux de classification des lois d'endommagement en fatigue. ...	108
Figure V. 6: Poutre avec ferrailage classique.....	114
Figure V. 7: Poutre avec bielles en grille métallique.....	115
Figure V. 8: Confection, Moulage et Démoulage des poutres.....	117
Figure V. 9: Confection, Moulage et Démoulage des bielles de béton confiné.....	117
Figure V. 10: Conservation des éprouvettes pour 28 j avant écrasement.....	117
Figure V. 11: Machines d'essais pour les différents spécimens.....	118
Figure V. 12: Élément de la grille métallique utilisé.....	119
Figure V. 13: Élément de la grille métallique sous effort de traction.....	119
Figure V. 14: Courbe contrainte-déformation de l'essai de traction sur une grille métallique.....	119
Figure V.15: Bielle de béton confiné sous effort de compression.....	121
Figure V. 16: Courbe contrainte-déformation des bielles.....	121
Figure V. 17: Essai de compression axial sur éprouvettes cylindriques ϕ 160 \times 320 mm.	123
Figure V. 18: Mode d'essai sur les différentes poutres.....	124
Figure V. 19: Poutres, Mode d'essai de flexion « 4points », Mode de rupture.....	124
Figure V. 20: Histogramme des forces des deux types de poutres.....	126
Figure V. 21: Confrontation des courbes contraintes-déformations.....	127
Figure VI. 1: Courbes contraintes-déformation d'un béton confiné et non confiné.....	133
Figure VI. 2: Cylindre confiné soumis à un état de contrainte axiale.....	134
Figure VI. 3: Confrontation de la courbe théorique et expérimentale des bielles.....	136

Figure VI. 4: Courbe de superposition théorique et expérimentale sous effort tranchant des deux types de poutres.	139
Figure VII. 1: Structure en équilibre.	144
Figure VII. 2: Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.	146
Figure VII. 3: Organigramme de résolution de schéma statique implicite.	149
Figure VII. 4: Ecrouissage isotrope.....	152
Figure VII. 5: Réponse du modèle à la compression simple.....	153
Figure VII. 6: Surface de charge dans un état plan de contrainte principale.	156
Figure VII. 7: Coupe transversale des cylindres.	158
Figure VII. 8: Coupe transversale des bielles.....	158
Figure VII. 9: Squelette de la poutre classique.	159
Figure VII. 10: Poutre classique.....	159
Figure VII. 11: Squelette de la poutre avec grilles.....	159
Figure VII. 12: Poutre avec grilles métalliques.....	159
Figure VII. 13: Principe du maillage retenu, discrétisation par éléments finis des éléments d'étude.	160
Figure VII. 14: Mode de chargement.	161
Figure VII. 15: Evolution des contraintes dans les cylindres.....	162
Figure VII. 16: Evolution des déformations dans les cylindres.	162
Figure VII. 17: Les dommages dans les cylindres.	163
Figure VII. 18: Courbe contrainte-déformation des cylindres.	164
Figure VII. 19: Evolution des contraintes dans les poutres.....	164
Figure VII. 20: Evolution des déplacements dans les poutres.	165
Figure VII. 21: Evolution des dommages dans la poutre classique.	165
Figure VII.22:Etat des contraintes dans les poutres.....	166
Figure VII. 23: Etat des déplacements dans les armatures.....	166
Figure VII. 24: Distribution des forces sur une maille.....	166
Figure VII. 25: Confrontation des courbes de l'effort tranchant.....	167
Figure VIII. 1: Organigramme de calcul de modèle de <i>Fardis et Khalili</i>	171
Figure VIII. 2: Variation de la contrainte fonction de la déformation.	172
Figure VIII. 3: Histogramme des contraintes maximales f_{cc}	173
Figure VIII. 4: Histogramme des déformations maximales ϵ_{cc}	173
Figure VIII. 5: Variation de la contrainte en fonction de la déformation.	173
Figure VIII. 6: Histogramme des contraintes maximales f_{cc}	174
Figure VIII. 7: Histogramme des contraintes maximales f_{cc}	174

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Comportement du béton en fonction de son échauffement.	15
Tableau II. 1 : Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.	34
Tableau II. 2: propriétés des poutres de la série C.....	52
Tableau II. 3: propriétés des poutres de la série D.	52
Tableau V. 1: Constituants du béton pour le programme expérimental.	113
Tableau V. 2: Propriétés Géométriques et mécaniques de la grille métallique.	120
Tableau V. 3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	125
Tableau V. 4: Valeurs des essais réalisés sur les poutres classiques.	125
Tableau V. 5: Valeurs des essais réalisés sur les poutres avec bielle de béton confiné.	125
Tableau VI.1: Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic_.....	128
Tableau VI. 2: Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic.....	132
Tableau VI. 3: Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques.	136
Tableau VI. 4 : Prédiction théoriques de l'effort tranchant des poutres.	137
Tableau VI. 5: Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques.....	138
Tableau VIII. 1: Modèles pour étude paramétrique.	170

Résumé

De nouvelles approches de renforcement des bétons par des matériaux nouveaux tels que les matériaux composites, en utilisant de nouvelles techniques de réalisation sont actuellement proposées par les concepteurs, dans le souci primordial est d'améliorer les performances des bétons et de prolonger la durée de vie des structures. Un panel d'investigation expérimental a été mené à ce jour par différents chercheurs pour caractériser et identifier l'apport de ces matériaux et de ces nouvelles techniques de conceptions dans l'amélioration des performances du béton. Selon l'application visée, on leur fait appel pour remédier à quelques faiblesses du béton telle que : la faible résistance à la traction ; la résistance aux chocs ; la résistance à la fissuration et au cisaillement, etc....

Dans le cas d'un état de cisaillement, le problème est très complexe. Les états limites de déformation, de fissuration et de rupture dépendent de nombreux facteurs dépendant les uns des autres, notamment le type et la quantité d'armatures (longitudinales et transversales), la forme de la section transversale de l'élément, l'adhérence entre le béton et l'acier, la résistance du béton et celle de l'acier. Il faut néanmoins souligner que le problème de la détermination de l'armature optimale demeure toujours non résolu. Les propositions et suggestions à ce sujet sont diversifiées, surtout relativement au type d'armature transversale la plus efficace, et la disposition de celle-ci dans la poutre.

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Sous chargement, le comportement d'un élément en béton armé évolue à travers deux phases différentes : une première phase sans fissuration, puis une seconde phase avec fissuration.

L'objectif principal de cette recherche est de présenter les résultats d'un programme de recherche expérimental, dont le but est la proposition d'une nouvelle technique qui s'inscrit dans le cadre de la reprise de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé et de proposer un modèle de comportement propre, qui permet de transcrire et d'appréhender le comportement réel de l'élément soumis à des sollicitations de flexion. Des essais de flexion quatre points ont été réalisés, sur des poutres prismatiques de dimensions 10*20*120 cm, renforcés de bielles de béton inclinées à 45° , confinées par des grilles métalliques, disposées dans la zone d'influence de

l'effort tranchant. Ces spécimens ont été soumis à un chargement imposé évoluant progressivement jusqu'à la rupture.

En résumé, l'influence du cisaillement sur le comportement mécanique des poutres en béton armé est quantifiée, d'une part par une investigation expérimentale, et d'autre part par une étude théorique et numérique. La confrontation des résultats expérimentaux et théoriques montre une concordance satisfaisante.

Mots clés

Technique, bielle, effort tranchant, expérimental, modélisation, étude paramétrique, simulation numérique.

Abstract

New approaches of reinforcement of the concretes by new materials such as composite materials, by using novel methods of realization are currently proposed by the originators, in the paramount concern is to improve the performances of the concretes and to prolong the lifespan of the structures. An experimental panel of investigation was carried out to date by various researchers to characterize and identify the contribution of these materials and these novel methods of designs in the improvement of the performances of the concrete. According to the application concerned, one their fact call to cure some weaknesses of the concrete such as: low tensile strength; impact resistance; resistance to cracking and shearing,

In the case of a state of shearing, the problem is very complex. The limiting states of deformation, cracking and rupture depend on many factors depending the ones on the others, in particular the type and the quantity of reinforcements (longitudinal and transverse), the form of the cross section of the element, adherence between the concrete and steel, the resistance of the concrete and that of steel. It should nevertheless be stressed that the problem of the determination of the optimal reinforcement remains always unsolved. The proposals and suggestions on this subject are diversified, especially relative with the type of the transverse reinforcement most effective, and the provision of this one in the beam.

The study of the sharp effort makes it possible to check the web thickness, to determine the transverse reinforcements and the diagram of stop of the longitudinal reinforcements. Under loading, the behavior of a reinforced concrete element evolves/moves through two different phases: a first phase without cracking (linear phase), then one second phase with cracking (no linear phase).

The main aim of this research is to have the results of an experimental research program, of which the goal is the proposal for a novel method which lies within the scope of the resumption of the shearing action in the reinforced concrete beams and to propose a clean model of behavior, which makes it possible to transcribe and apprehend the real behavior of the element subjected to requests of inflection. Deflection tests four points were carried out, on prismatic beams of dimensions 10*20*120 cm, reinforced rods of concrete inclined at 45^0 , confined by metal grids, laid out in the zone of influence of the sharp effort. These specimens have summers subjected to an imposed loading evolving/moving gradually until the rupture.

In short, the influence of shearing on the mechanical behavior of the reinforced concrete beams is quantified, on the one hand by an experimental investigation, and on

the other hand by a theoretical and numerical study. The confrontation of the experimental and theoretical results shows a satisfactory agreement.

Key Word

New technique, rod, shear load, experimental, modeling, parametric study, simulation.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Dans le Génie civil, le point de départ de toute défaillance d'une structure soumise à des sollicitations diverses est provoqué par la naissance de fissures donc apparition de déformations permanentes et imposition d'une diminution de la rigidité des matériaux. Pour palier à ceci, les études qui se poursuivent par maints chercheurs virent vers la proposition d'utilisation des matériaux nouveaux avec de nouvelles techniques de réalisation. Des techniques qui assurent un retour de rigidité et de résistance, ce qui permet évidemment une durabilité de tout ouvrage, telle est la préoccupation de nos ingénieurs-concepteurs. Des nouvelles approches de renforcement des bétons sont proposées par les concepteurs, depuis plusieurs décennies, dans le souci primordial est d'améliorer les performances de ces bétons et de prolonger la durée de vie des structures. Un panel d'investigation expérimental à été mené à ce jour pour caractériser et identifier l'apport de ces solutions dans l'amélioration des performances du béton. Selon l'application visée, on fait appel à d'autres matériaux et d'autres techniques pour remédier à quelques faiblesses du béton telle que: la faible résistance à la traction; la résistance aux chocs, la résistance à la fissuration et au cisaillement, etc...

L'amélioration de la résistance d'une poutre en béton armé aux efforts de cisaillement constitue notre préoccupation dans notre recherche. Le cisaillement est un phénomène très dangereux qui mérite d'être mieux compris pour être mieux exploité par les normes et par des modèles de simulation. L'étude de la résistance à l'effort tranchant d'éléments en béton armé a une grande importance pour l'ingénieur en structures. Une bonne connaissance du comportement d'une structure soumise à l'effort tranchant développé dans un essai de flexion, autre que pour des raisons de sécurité structurale, reste essentielle pour des raisons constructives et économiques. Cette étude à l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales ainsi que l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Sous un chargement de flexion, un élément en béton armé passe par deux phases différentes de comportement, une première phase sans fissuration (phase élastique) et une deuxième phase après fissuration (phase élastoplastique) ; dans le cas de cisaillement; le problème est bien plus compliqué, car les états limites de déformation, de fissuration et de rupture dépendent de nombreux facteurs liés entre eux, tels que le type et la quantité d'armatures longitudinales et transversales, la forme de la section transversale de l'élément, l'adhérence entre le béton et l'acier, la résistance du béton et celle de l'acier, etc....il faut toute fois retenir que jusqu'à maintenant le problème de l'armature

optimale n'est toujours pas résolu, les opinions se diversifient quand au type le plus efficace d'armature transversale et la disposition de celle-ci dans la poutre.

Une solution théorique est presque impossible pour résoudre le problème de cisaillement vu la diversité des facteurs y afférents, il est par conséquent indispensable de faire recours aux recherches conceptuelles et expérimentales pour développer des techniques permettant de résoudre ce problème.

1. Objectif

L'objectif général assigné dans cette étude est d'évaluer le comportement des poutres prismatiques de dimensions 10×20×120 cm, renforcées par des bielles inclinées confinées par des grilles métalliques, soumises à un chargement de flexion imposé, évoluant progressivement jusqu'à la rupture. Les objectifs spécifiques de l'étude sont :

- ❖ Proposition d'un nouveau procédé de prise en charge effectif, de l'effort tranchant. Ce procédé consiste à intégrer des bielles de béton confiné par des grilles métalliques dans le plan cisaillement à 45°.
- ❖ Quantifier l'apport des bielles de béton confiné, à travers une investigation expérimentale portant sur des poutres prismatiques de dimensions 10×20×120 cm, soumises à une sollicitation de flexion 4-points.
- ❖ Proposer un modèle théorique propre à cette technique, permettant d'optimiser et de transcrire son comportement mécanique.
- ❖ Valider le modèle analytique par une étude paramétrique des différents modèles de confinement proposés dans la littérature
- ❖ Valider la technique proposée par une confrontation des résultats expérimentaux avec ceux obtenus par la simulation numérique

2. Structure du document

Le travail que nous avons entrepris se divise en huit chapitres.

Dans le premier chapitre, une synthèse de la documentation bibliographique a été faite dans le but d'enrichir nos connaissances et de définir la démarche à suivre tout au long de cette recherche, à savoir un bref historique sur le béton et ses principaux composants, les différentes caractéristiques qui permettent d'identifier le matériau béton et béton armé, le rappel des principes de base du comportement en flexion et en cisaillement des poutres en béton armé et les différents processus de sa dégradation

qui peuvent être d'ordre chimiques, physiques et mécaniques (modes d'endommagements).

La recherche sur le comportement du béton vis-à-vis de l'effort tranchant est très investiguée, des efforts remarquables ont été consacrés pour la compréhension physique du processus de dégradation par effort tranchant développé dans un essai de flexion, qui affecte les ouvrages ainsi que la capacité à décrire ce phénomène avec des modèles numériques.

Dans le deuxième chapitre, on présentera le comportement à l'effort tranchant, sous toutes ses formes, tout en précisant son incidence sur le comportement de la poutre en béton. Le renforcement en cisaillement, de par la complexité qui le caractérise, a fait l'objet et fait toujours l'objet de travaux sans relâche afin de mieux comprendre les mécanismes qui sont mis en jeu et de ce fait développer des méthodes de dimensionnement plus rigoureuses.

Le troisième chapitre comporte une synthèse des différentes techniques de confinement de béton et les modèles développés par différents auteurs, basés sur les résultats expérimentaux propres à chaque technique et matériau utilisé lors du confinement de béton. A l'issue de toutes ces recherches on peut confirmer que l'utilisation de ces nouveaux matériaux procure aux éléments des structures, soumis à différents chargements, un comportement ductile (empêcher la rupture prématurée) et une augmentation en terme de résistance (capacité axiale et latérale des colonnes de béton est plus élevée). L'analyse critique et objective de toutes ces méthodes, nous a permis de développer et de proposer une nouvelle technique de renforcement des poutres en béton armé, pour reprendre l'effort tranchant, à travers des bielles confinées par des grilles métalliques disposées dans la zone d'influence de l'effort tranchant inclinées à 45° .

En général, l'endommagement d'un matériau est une altération de ses propriétés physiques et mécaniques, dégradation qui accompagne une sollicitation soit monotone ou variable au cours du temps (chargement généralement endommageant par fatigue), dans ce chapitre on s'intéressera à l'endommagement par fatigue.

Le cinquième chapitre est totalement consacré à l'investigation expérimentale pour la validation de la technique proposée, à travers la confrontation des résultats obtenus pour les deux variantes d'étude, à savoir les poutres en béton avec un ferrailage transversal traditionnel en cadres et les poutres avec renforcement en bielles de béton confiné.

Dans le chapitre six, en s'inspirant des différents modèles de confinement déjà élaborés par différents auteurs, on a développé un modèle analytique calibré sur les

différents résultats expérimentaux obtenus. Deux paramètres du modèle sont alors définis physiquement et tiennent compte de la spécificité de la technique proposée.

Dans le septième chapitre, tous les résultats et analyses obtenus précédemment sont confrontés aux résultats obtenus par la simulation numérique. Le développement de l'ingénierie simultanée propulsée par des exigences de réduction du coût, du temps de réalisation des structures et autres ont poussé les chercheurs à s'intéresser de plus en plus à la simulation numérique. La généralisation de l'utilisation des outils virtuels pour l'optimisation des éléments de structures a été possible grâce à l'apparition de logiciels performants et flexibles. Ce chapitre est donc consacré à la présentation du comportement des éléments étudiés dans ce travail, simulé par le code de calcul à base d'éléments finis, appelé Abaqus dans le but de vérifier la pertinence de la technique proposée.

Le huitième chapitre est totalement consacré à une étude paramétrique des différents modèles de confinement. L'utilisation d'un programme en langage Delphi nous a permis non seulement d'analyser l'effet de variation des différents paramètres des modèles mais aussi de faire une confrontation entre eux. Ce chapitre présente avec détails toutes les étapes (calculs, graphes, etc...)

Pour finir, dans la conclusion générale nous avons résumé l'ensemble des résultats obtenus dans ce travail, en mettant en exergue les points les plus essentiels et originaux de cette recherche, pour aboutir à quelques perspectives d'études dans l'avenir.

**SYNTHESES
BIBLIOGRAPHIQUES**

PARTIE I

Synthèses bibliographiques

- **CHAPITRE I** : *Théorie Des Poutres.*
- **CHAPITRE II** : *Comportement à l'Effort
Tranchant.*
- **CHAPITRE III** : *Confinement des structures*
- **CHAPITRE IV** : *Comportement à la fatigue*

Chapitre I : Théorie des poutres

I.1. Introduction

Le matériau béton, depuis son invention, a toujours été considéré comme un matériau noble par excellence dans les constructions de Génie-Civil, aujourd'hui il est plus maîtrisé qu'il ne l'était il ya une cinquantaine d'années. La coordination entre ingénieurs, architectes, entrepreneurs de bâtiments et de travaux publics a permis la mise au point de bétons très différents adaptés à tous les besoins; toutes les disciplines artistiques, scientifiques et techniques se sont alliées pour faire du béton le matériau de construction d'aujourd'hui.

Sa principale particularité est son excellente résistance à la compression mais son handicap se manifeste à sa faible résistance à la traction qui représente seulement environ 10% de sa résistance en compression. Pour pouvoir résoudre ce problème de faible résistance en traction, une solution a été adoptée, elle consiste en l'introduction de quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier. Cette solution a été, est et sera forte heureusement une solution plus que prometteuse, puisqu'à ce jour, cette intégration d'aciers dans la partie du béton tendu a donné un rendement meilleur du point de vue résistance à la traction c'est de là qu'est né cette nouvelle pierre artificielle nommée « Béton armé » utilisée dans toute les constructions de Génie-Civil.

L'objectif de ce chapitre est d'aborder les principaux modes d'endommagements d'une poutre en béton armé ; un bref historique sur le béton et ses principaux composants est alors présenté.

I.2. Historique

Le mélange de Chaux, d'argile, de sable et d'eau est très ancien. Les Égyptiens l'utilisaient déjà 2600 ans av. J.-C. Vers le Ier siècle, les Romains perfectionnèrent ce « liant » en y ajoutant de la terre volcanique, ce qui lui permettait de prendre sous l'eau, ou en y ajoutant de la tuile broyée (tuileau), ce qui améliorait la prise et le durcissement. Un des premiers grands ouvrages en béton est le Panthéon de Rome, construit sous *Adrien* en 128 ap.J-C avec une coupole hémisphérique de 43,20 m de diamètre à base de béton de pouzzolane. La découverte du ciment est attribuée à Louis *Vicat*, jeune ingénieur de l'école nationale des ponts et chaussées, en 1818, il fut le premier au monde à fabriquer, de manière artificielle et contrôlée, des chaux hydrauliques, dont il détermina les composants ainsi que leurs proportions.



Figure I. 1: Coupole du Panthéon de Rome.

Le béton de ciment est apparu en architecture grâce aux bétons moulés et aux pierres factices, imitation des pierres de taille coulées en béton, souvent du béton de ciment prompt naturel (dit aussi ciment romain). La pratique du moulage débuta au début du XIXe siècle dans les régions où l'on connaissait déjà le banchage, *François Coilteraux* faisait déjà des moulages à Lyon et Grenoble à la fin du XVIIIe siècle. On moulait tout : Canalisations d'égouts, vases, statues, balustrades, pierres d'angles, corniches, etc. Cette pratique s'est répandue ensuite dans de nombreuses grandes villes d'Europe: La Tour Perret 1925 en témoigne (Fig. I.2).



Figure I. 2: La Tour Perret

L'armature de métal dans les mortiers provient des techniques de moulage en sculpture et fut utilisée d'abord par des jardiniers expérimentateurs. *Joseph- Louis Lambot* fabriqua en 1845 des caisses pour orangers et réservoirs avec du fil de fer et du mortier, en 1849 une barque armée par un quadrillage de barres de fer, et enfin en 1855 il déposa un brevet : le "fer ciment", une combinaison de fer et de mortier pour les constructions navales et les caisses à fleur. Il construisit un canot en 1855 qui passa inaperçu à l'exposition universelle de Paris. *Joseph Monier* quant-à lui, il déposa en 1867, à Paris, une demande pour "un système de caisses bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture".

L'invention du béton armé a connu de par le monde un grand essor dans le développement des constructions; en Angleterre, des entrepreneurs comme *Alexander Payne* et *Thaddeus Hyatt*, tentèrent dans les années 1870 d'appriivoiser les armatures dans les bétons, mais furent désavoués par des contradicteurs et quelques infortunés. Aux États-Unis les armatures métalliques du béton furent dévoilées par *William E. Ward* et exploitées par *Ernest Leslie Ransome* dans les années 1880. Il fallut attendre la maîtrise du béton armé, les réflexions techniques d'ingénieurs pour voir apparaître un véritable intérêt cimentier. *François Hennebique* abandonna ainsi son métier d'entrepreneur en 1892 et devint ingénieur consultant. Il eut un succès considérable. Il créa une société de franchises en construction et bâtit des dizaines de milliers d'édifices. Il publia le magazine *Béton armé* à partir de 1898 pour faire connaître ses travaux qui permirent à la charpenterie monolithe d'éliminer le ciment armé trop mince. *Edmond Coignet* et *Napoléon de Tedesco* ont communiqué, les premiers en 1894, un mode de calcul rationnel des ouvrages en béton aggloméré et en ciment armé. Les armatures, en fer, puis en acier, revêtent des formes variées : barres cylindriques lisses, mais aussi carrées, torsadées, crénelées, crantées, cannelées... On a aussi utilisé, des chaînes, des feuillards, des profilés de construction métallique. Les moules ou "coffrages" seront longtemps en bois, en fonte parfois et aujourd'hui couramment métalliques pour les ouvrages répétitifs, voire en carton (poteaux circulaires).

I.3. Définition

Le béton fait partie de notre cadre de vie et a mérité sa place par sa simplicité de fabrication, sa facilité de mise en place, son faible prix de revient, ses performances mécaniques, son isolation phonique, sa résistance au feu, sa durabilité et la diversité de formes qu'il permet d'obtenir. Il correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. La Fig I.3 illustre le principe de représentation du béton en deux matériaux. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques. Les méthodes de composition de béton permettant d'obtenir les performances voulues sont très élaborées, néanmoins pour donner des ordres de grandeur, la formulation usuelle pour obtenir 1 m³ de béton "courant" consiste à malaxer environ 1200 kg de graviers, 600 kg de sable, 400 kg de ciment et 200 litres d'eau; cela permet d'espérer qu'à 28 jours d'âge du béton on aura une résistance à la compression de l'ordre de 20-30MPa. Actuellement les bétons courants contrôlés atteignent régulièrement 30 à 40MPa et les bétons à haute performance (BHP) atteignent 50 à 100MPa. Le béton est un matériau fragile et peu résistant à la traction, sa résistance est 8 à 12 fois plus faible. La pierre comme le béton ayant une très faible résistance à la traction ne permet pas de résoudre facilement le problème du franchissement qui pose la question de la résistance aux efforts internes

de traction. Le bois et l'acier résistent aux efforts de compression et de traction, mais pour que le béton résiste aussi, il faut l'armer ou le précontraindre.

La formulation du béton est fonction de l'usage pour lequel il est destiné ainsi que les proportions de ces composants doivent être fondamentalement précises pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour une structure définie.

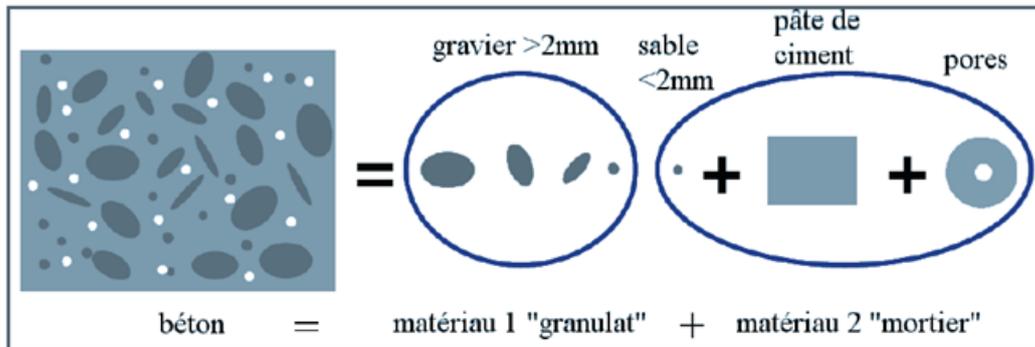


Figure I. 3: Principe de représentation du béton en deux matériaux.

I.4. Les constituants du béton

Le béton est un matériau composite, obtenu après un mélange en proportions convenables de ciments, granulats, eau et éventuellement des adjuvants. Ces composants ont des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques différentes. La Fig. I.4 présente la structure du matériau béton.



Figure I. 4: Le matériau béton.

I.4.1. Le ciment

Dans le béton, le ciment joue le rôle de liant, il est composé de clinker associé à d'autres constituants secondaires tels que, le laitier de haut fourneau, de cendres volantes ou de fillers calcaires (granulats fins obtenus par broyage de roches). Plusieurs types de ciment sont à distinguer, suivant la proportion de ces éléments : le ciment portland CPA, ciment portland composé CPJ, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut fourneau à teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

Pour la réalisation des bétons armés, on utilise le ciment portland, pour les travaux de dallage et route c'est le ciment portland composé qui est préconisé quant-aux autres types de ciment, ils sont destinés 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.

I.4.2. L'eau

La proportion d'eau de gâchage doit être faite avec une attention bien particulière, il est impératif de respecter cette proportion d'eau, car par exemple, trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie donc ses propriétés mécaniques et sa durabilité. La norme AFNOR p18-303 définit les caractéristiques de cette eau. Un excès d'impuretés peut affecter non seulement la résistance mais aussi le temps de prise, et peut provoquer des efflorescences et la corrosion des aciers d'armatures néfastes à la durabilité du béton.

I.4.3. Granulats

Les granulats sont essentiels, puisqu'ils représentent les deux tiers du volume du béton ; ils sont classés selon une granulométrie constituée par l'échelonnement des dimensions des grains en fines, sables, gravillons, cailloux. Les granulats se caractérisent par les propriétés intrinsèques de la roche dont ils sont issus : coloration, caractéristiques mécaniques et physico-chimiques. Ils influencent directement les propriétés mécaniques et la durabilité des bétons. Les granulats utilisés en technologie du béton sont de deux types :

- Le gros granulat tels les pierres et graviers concassés ou roulés, généralement refusés au tamis de 5mm ;
- Les granulats fins, tel le sable naturel, passant largement à 5mm

Pour être utilisé, on exige que le granulat soit durable et chimiquement inerte, c'est-à-dire qu'il ne réagit pas avec le liant et qu'il ne participe à la résistance que par la compacité qu'il lui confère [1].

I.4.4. Adjuvants

Les adjuvants sont incorporés dans le béton en faibles quantités ; ce sont des produits chimiques incorporés dans le béton pendant le malaxage en proportions inférieure à 3% du poids de ciment, en vue d'améliorer certaines propriétés du béton [6].



Figure I. 5: Les adjuvants [6]

On en distingue plusieurs types : *les accélérateurs de durcissement*, qui permettent d'accroître la vitesse de montée de la résistance du béton. Ils sont incorporés avec un dosage de 0.8 à 2% du poids du ciment ; *les accélérateurs de prise* qui permettent d'obtenir des décoffrages en temps réduit leur dosage est de 1 à 3% du poids du ciment ; *les entraîneurs d'air* permettent, comme leur nom l'indique, d'entraîner à l'intérieur du béton des micros - bulles d'air parfaitement réparties, qui servent de vase d'expansion dans le béton durci, ils permettent aussi d'améliorer la durabilité du béton soumis à l'action du gel. Leur dosage est de l'ordre de 0.05 à 0.2% du poids du ciment ; *Les hydrofuges de masse* se combinent à la chaux du ciment pour former des cristallisations complémentaires, qui obstruent les capillaires du béton, leur dosage moyen est de 0.5 à 2% du poids du ciment ; pour une bonne résistance mécanique, un accroissement de la durabilité ainsi qu'une diminution de la porosité, on conseille d'utiliser *les super - plastifiant* avec un dosage moyen de 0.8 à 3% du poids du ciment ; *les retardateurs de prise* ont pour rôle d'éviter la ségrégation et le ressuage, il confère au béton une prise progressive par leur effet de ralentissement de la diffusion de la chaleur d'hydratation, permettent aussi la diminution du phénomène de retrait et de fluage ; Enfin, *les plastifiants* sont utilisés dans le but d'augmenter la plasticité, la maniabilité et de réduire surtout la ségrégation, ils facilitent aussi la mise en place du béton, ils sont utilisés avec un dosage de 0.3 à 0.5% du poids du ciment.

I.5. Les performances du béton

I.5.1 Comportement mécanique du béton

La première étape d'une exploitation optimisée du béton passe par une connaissance poussée et pointue de son comportement vis-à-vis des différentes sollicitations, d'origine mécanique, thermique, hydrique ou chimique. Un effort important a été engagé sur cet axe majeur de recherche depuis plusieurs années, afin d'établir une base scientifique et un ensemble d'outils avancés permettant la modélisation et la simulation des structures et des ouvrages en béton.

Le béton a un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton, qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice cimentaire et de cavités. A cela s'ajoutent des microfissures distribuées de manière aléatoire et présentes même à l'état dit vierge, c'est-à-dire avant toute sollicitation externe. Selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le béton se déforme de manière complexe, en faisant intervenir une ou plusieurs combinaisons de mécanismes élémentaires : élasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration, etc.

I.5.1.1. Le béton en compression

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité reliée à la microfissuration du matériau. La résistance à la compression est la caractéristique la plus commune, qui permet de juger de la qualité du béton ; l'essai en lui-même consiste à écraser par compression uni-axiale des éprouvettes cylindriques de dimensions (160×320) mm entre les deux plateaux d'une presse, en veillant à avoir un contact aussi parfait que possible entre ceux-ci, rotules bien parallèles et les faces extrêmes de l'éprouvette rectifiées par abrasion ou par coulage d'une couche de soufre liquide pour obtenir l'état de surface désiré [9]. La Fig I.6 illustre la relation contrainte-déformation (σ - ε) du béton en compression.

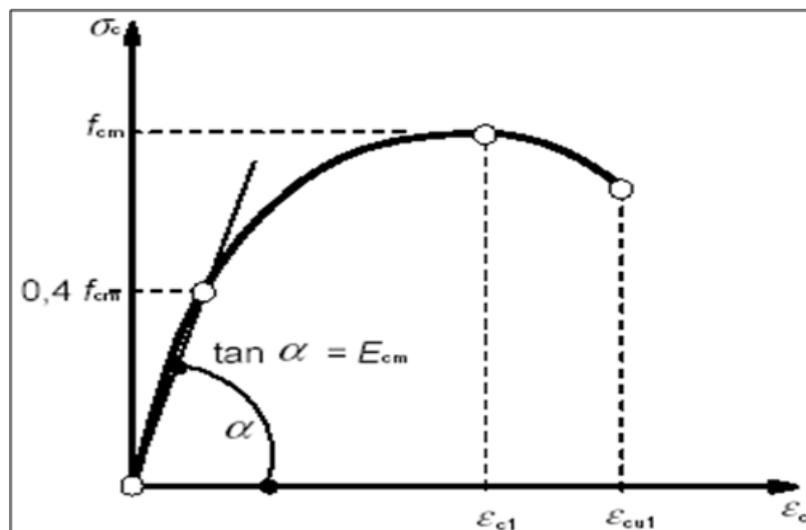


Figure I. 6: Courbe contrainte-déformation d'un essai de compression [1].

I.5.1.2. Le béton en traction

Le comportement en traction du béton est caractérisé par une propagation stable et constante de fissures perpendiculaires à l'axe de chargement, qui se traduit par une

relation pratiquement linéaire et proportionnelle au module d'élasticité du béton. Si la résistance à la compression est un bon indicateur, il devrait exister une relation directe entre celle-ci et la résistance à la traction. Cela dépend en effet de la méthode d'essai (traction directe, par fendage ou par flexion), de la qualité du béton (basse, moyenne ou haute résistance), des caractéristiques des granulats et des ajouts chimiques ou minéraux [9]. La difficulté d'appliquer un effort parfaitement centré et l'introduction de contraintes secondaires non négligeables dans l'essai de traction directe, conduisent à déduire la résistance à la traction par mesure indirecte, notamment par l'essai de fendage, qui consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à des forces de compression radiales suivant deux génératrices diamétralement opposées jusqu'à la rupture, ou par essai de flexion sur des éprouvettes prismatiques de section carrée. La Fig I.7 illustre l'essai Brésilien sur une éprouvette cylindrique.

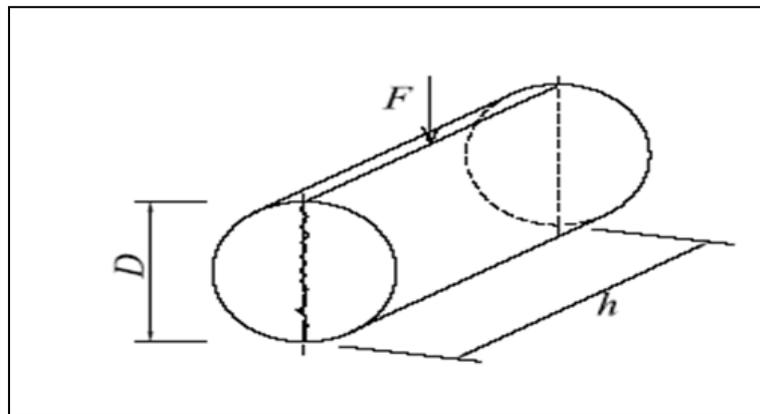


Figure I. 7: Essai Brésilien sur éprouvette cylindrique [9].

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie en fonction de celle à la compression f_{cj} par la relation I.1.

$$f_{tj} = 0,1 f_{cj} \quad (\text{I.1})$$

La Fig ci-dessous présente l'évolution de la résistance caractéristique à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

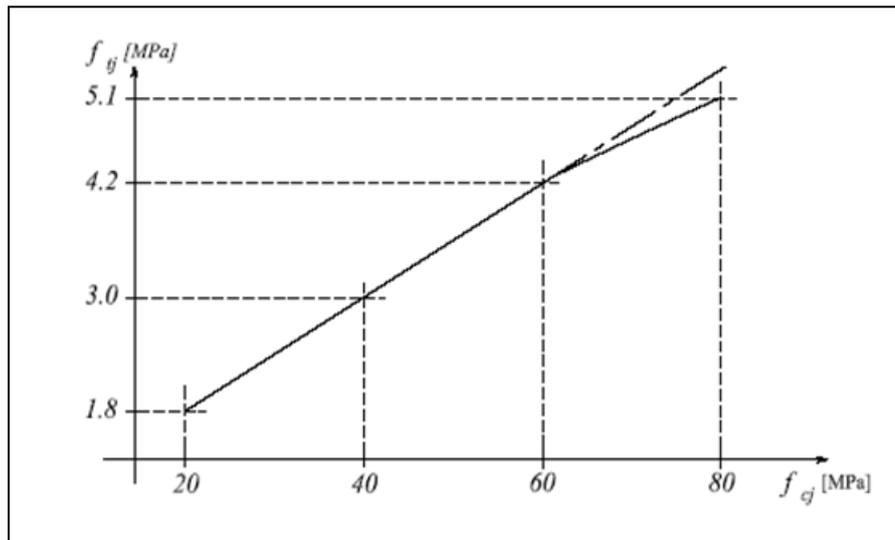


Figure I. 8: Evolution de la résistance à la traction f_{t_j} en fonction de celle à la compression [9].

I.5.1.3. Les aciers d'armature

On distingue quatre types d'acier pour armature, du moins au plus écroui :

- Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont les ronds lisses (noté Á), qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).
- Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.
- Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

L'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 210\,000\text{MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité [7].

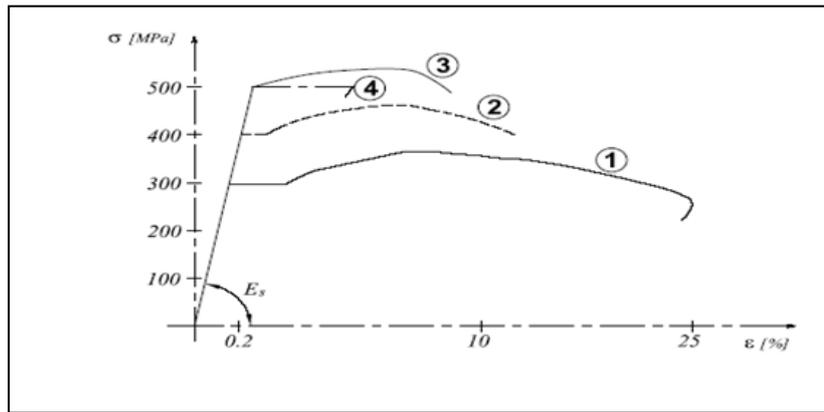


Figure I. 9: Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier [7].

I.5.1.4. Le fluage

Sous l'action des charges de traction ou de compression appliquées, les matériaux sont susceptibles de se déformer de façon différée par réorganisation interne de leur structure. Cette déformation différée est facilement observable dans les matériaux organiques (fil de Nylon) et dans certains matériaux reconstitués comme, par exemple, le bois. Le béton va également évoluer sous chargement. La déformation produite sous le poids propre, par exemple, va s'accroître au fil du temps jusqu'à atteindre deux fois sa valeur de départ. On parle alors de déformation différée du béton.

I.5.1.5 Le retrait

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle.

Les différents types de fissures de retrait peuvent être classés, suivant leur ordre chronologique d'apparition, en trois types [2]:

Fissures apparaissant une ou deux heures après le bétonnage : ces fissures sont provoquées par le tassement du béton frais. Elles sont relativement profondes et ouvertes et affectent les surfaces horizontales, provoquant un gradient vertical de l'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques.

Fissures apparaissant juste après le décoffrage : ces fissures affectent aussi bien les surfaces horizontales que les parements verticaux. Ces fissures sont généralement fines et peu profondes, mais elles peuvent être plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause.

Fissures apparaissant plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage : ces fissures sont créées par le retrait à long terme. Ce retrait résulte de l'évaporation de l'eau en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur.

I.5.2. Résistance du béton

La résistance mécanique d'une structure implique la transmission des efforts de grain de matière à grain de matière ainsi que d'élément à élément, l'existence de contraintes internes et celles de déformation. Il est normal qu'une structure se déforme sous l'effet des charges, car ces déformations sont indispensables à sa résistance. Pour un élément correctement mis en œuvre, cette résistance mesurée par la charge maximale qu'il peut supporter, dépend essentiellement de quatre paramètres :

- La résistance de son matériau ;
- Ses dimensions (élancement, inertie) ;
- Sa forme (sa géométrie) ;
- Le type de liaison avec ses appuis.

I.5.2.1. Résistance au feu

Au cours de l'incendie, la température atteint fréquemment 1000°C en surface des éléments de la construction. Les matériaux qui constituent les éléments des structures doivent être incombustibles pour ne pas alimenter l'incendie en s'enflammant et éviter ainsi l'extension du feu; par ailleurs, ils doivent avoir une bonne aptitude à conserver leur rôle principal durant l'incendie. Le tableau I.1 résume les comportements du béton en fonction de son échauffement.

Tableau I. 1: Comportement du béton en fonction de son échauffement.

Jusqu'à 100°C	Simple dilatation
De 100 à 150°C	Evaporation de l'eau des pores
A partir 150/180°C	L'eau d'hydratation de $(OH)_2Ca$ est libérée, la pâte de ciment se contracte
De 400 à 500°C	L'hydroxyde de calcium se décompose en CaO et H_2O la vapeur d'eau peut engendrer un phénomène d'écaillage.
De 570 à 700°C	Le quartz a devient quartz b (573°C)
De 700 à 800°C	Le CSH devient b CSH
A partir de 800°C	Le calcaire se décompose (en granulats)
De 1150 à 1200°C	Le calcaire se décompose
A partir de 1300/1400°C	Le béton est en masse fondue.

I.6. Progrès et diversification des bétons

Les progrès techniques accomplis au cours des dernières années ont abouti à une extrême diversification des bétons. Diversification qui permet de disposer aujourd'hui

du béton le mieux adapté à chaque condition de chantier, à chaque catégorie d'ouvrage et à chaque produit.

I.6.1. Béton précontraint

L'idée de précontrainte est simple et naturelle, le mot « précontraint » inventé par *E. Freyssinet* en 1933, signifie contraint avant. Il s'agit d'appliquer à priori à un élément des efforts créant des contraintes permanentes, de sens opposé à celles qui seront produites par les charges appliquées ultérieurement. Dans le domaine de la construction, il s'agit d'un béton mis en compression par la mise en tension des armatures en aciers qu'il contient. Cette précontrainte se réalise de deux manières : par pré-tension ou par post-tension.



Figure I. 10: Essai de précontrainte dans un laboratoire à l'université de Lulea [8].

➤ **Précontrainte par armatures adhérentes (pré-tension)**

C'est le mode de précontrainte qui a fait l'objet du brevet en 1928, Procédés de fabrication des pièces en béton armé. Il consiste à tendre préalablement les armatures en acier à très haute limite d'élasticité entre deux points fixes (culées), à bétonner les formes requises en béton autour de ces armatures tendues, puis à relâcher la tension au droit des culées après durcissement du béton. La mobilisation de l'adhérence de l'armature sur le béton empêche celle-ci de se détendre et provoque la mise en compression de la pièce en béton (Techniques d'ingénieur c2317).

➤ **Précontrainte par Post-tension**

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures tendues après la coulée du béton, lorsque ce dernier a suffisamment durci. Contrairement au mode de réalisation précédent, cette précontrainte s'applique à des structures dont le béton a déjà durci.

Les forces de précontrainte sont alors généralement générées par des câbles circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leurs extrémités par des vérins, prenant appui sur la structure elle-même. Une variante de cette méthode consiste à

appliquer la force de précontrainte au moyen de vérins prenant appui sur des butées fixes (culées); cette méthode n'utilise pas d'acier de précontrainte et demeure assez exceptionnelle (Techniques d'ingénieur c2317).

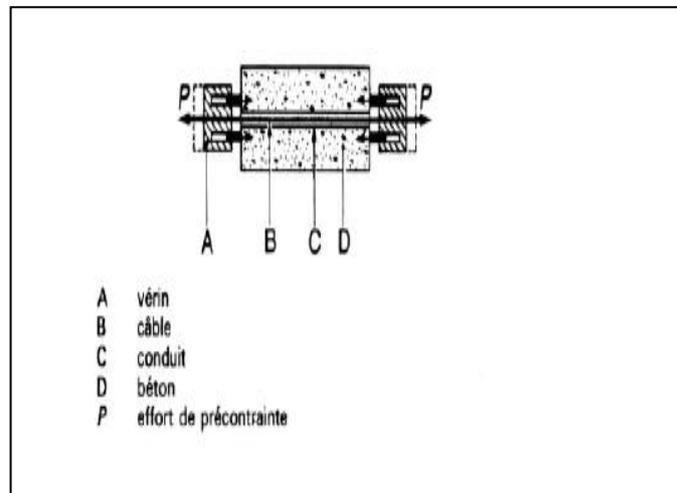


Figure I. 11: Mise en tension d'un câble (post-tension) [8].

I.6.2. Béton à haute performances (BHP)

C'est au début des années 1980 que les Bétons à Hautes Performances (BHP) ont vu le jour. Ces bétons, dont la résistance à la compression dépasse les 60MPa, sont aujourd'hui de plus en plus utilisés dans des structures importantes. Les avantages, du point de vue aussi bien sécuritaire qu'économique, tirés de ces bétons sont par conséquent plus importants. Les BHP possèdent des propriétés de compacité, étanchéité et à long terme, de durabilité meilleures par comparaison aux bétons ordinaires. Malgré tous ces avantages, le béton reste un matériau fragile, ayant une faible résistance à la traction surtout pour les BHP où l'augmentation de la résistance à la compression est accompagnée par une fragilité excessive qui freine leur développement. La fragilité du béton est une conséquence principale de sa nature fissurable. En effet, dès les premières heures de la prise, les contraintes développées dans la matrice béton, liées à l'hydratation du ciment sont telles qu'elles induisent des microfissures (faïençages) qui vont influencer son comportement ultérieur.

Le comportement fragile du béton est illustré par le faible rapport de sa résistance à la traction sur celle à la compression.

En effet, le béton, particulièrement le BHP, est capable de supporter des efforts de compression considérables (plus de 100MPa), pendant que sa capacité de résistance en traction est 10 à 15 fois moins élevée.

I.6.3. Bétons spéciaux

I.6.3.1. Les bétons légers

Grâce à l'utilisation de granulats légers, ces bétons ont une masse volumique inférieure à $2t/m^3$, alors que celle des bétons courants est de $2,4t/m^3$. En créant artificiellement des vides à l'intérieur de la matrice en béton, ces granulats les transforment en béton cellulaires ou en bétons caverneux drainants.

Principales applications des bétons légers: tabliers de pont, passerelles, coques de couverture pour bâtiments industriels, etc.

I.6.3.2. Les bétons lourds

Grâce à l'utilisation de granulats lourds, on obtient des bétons de masse volumique élevée, comprise entre 3 et $5t/m^3$. Ces bétons sont d'une utilisation peu courante, en raison du coût élevé de leurs granulats. On les utilise pour des contre poids et des écrans de protection contre les radiations, plus résistants et moins coûteux que ceux réalisés en plomb.

I.6.3.3. Les bétons réfractaires

Ce sont des bétons capables de résister à des températures élevées (cheminées, fours sidérurgiques, etc.), les bétons courants résistent à une température maximale de $400^{\circ}C$.

I.6.3.4. Les bétons de fibres (BAF)

Le béton de fibres est un matériau composite constitué d'une matrice béton et d'un renfort par inclusion directe de fibres isolées. La matrice béton a pour rôle de diffuser les efforts, alors que les fibres ont pour rôle principal la compensation des défaillances de la matrice, de suppléer la perte de résistance en traction de la matrice au droit d'une fissure et de stopper la propagation rapide des fissures. Les fibres sont des éléments discontinus, de nature variable, répartis uniformément ou aléatoirement dans la matrice. Elles peuvent avoir une orientation aléatoire (naturelle) ou forcée. Les fibres permettent l'arrêt et la couture des fissures améliorant ainsi le comportement post-fissuration du béton. Ces dernières jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité du béton par couture de la microfissuration et la macro fissuration. Elles ont de plus, la capacité de transférer les charges, dès lors qu'une bonne adhérence fibre/matrice est assurée [11].

La géométrie des fibres, leur dosage, ainsi que la mise en place du matériau frais, sont des paramètres affectant très fortement le comportement global du matériau durci [12].

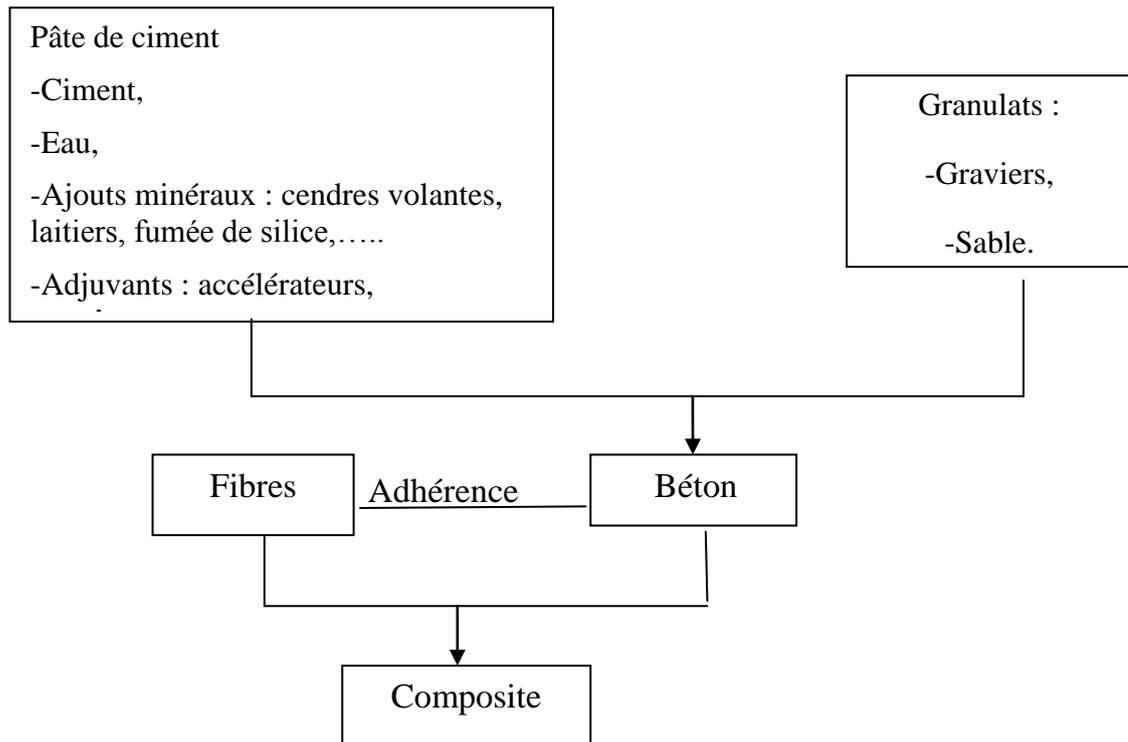


Figure I. 12: Modèle de composite à base de fibres.

Parmi les principales applications des bétons de fibres, on peut citer :

- Les structures hydrauliques et portuaires, barrages, retenues d'eaux,
- Pistes d'atterrissage, revêtements de voies et parking, quais d'entrepôts,
- Bétons projetés (tunnels, pentes) et pieux forés, plates-formes de ponts,
- Panneaux de façades, corniches, cloisons...,
- Éléments préfabriqués de structure (voussoirs, pannes...),
- Plancher industriel, coque de coupole, chapes,
- Les structures soumises à des explosions et les ouvrages parasismiques.

La Fig I.13 montre quelques exemples d'applications du béton de fibres dans quelques pays développés.



Musée océanographique à Valencia.



Minces coquilles pour station de train au Canada.

Figure I. 13: Exemple d'applications du béton de fibres [4].

I.6.3.5. Béton projeté

Un béton projeté est constitué d'un mélange de granulats, de ciment et d'eau avec parfois des ajouts, projetés grâce à l'air comprimé, sur une paroi. Il faut distinguer deux techniques de projection, suivant le moment d'introduction de l'eau dans la chaîne :

➤ **Projection par voie sèche (avec ou sans pré-mouillage)**

Pour cette technique, le mélange des constituants (à l'exception de l'eau) est introduit dans la machine à projeter, puis propulsé dans une canalisation par un flux d'air comprimé. Dans la projection sans pré-mouillage, l'eau est introduite au droit de la lance de projection, tandis qu'avec pré-mouillage l'eau est ajoutée dans la conduite deux à trois mètres avant la lance, ce qui a pour effet de diminuer l'émission de poussières.

➤ **Projection par voie mouillée**

Le mélange de tous les constituants du béton, y compris l'eau, est introduit dans la machine à projeter. Le transport est effectué dans une canalisation, soit par un flux d'air comprimé pour la voie mouillée à flux dilué, soit par pompage pour la voie mouillée à flux dense. Dans les deux cas, une injection d'air comprimé à la lance de projection est nécessaire pour accélérer la vitesse de projection. Le béton peut être fabriqué dans une centrale à béton de chantier ou une centrale de béton prêt à l'emploi. Chacun des procédés présente des avantages et des inconvénients, il convient donc de choisir le mode de projection à utiliser suivant la nature des travaux à réaliser. Actuellement, en France, l'emploi de la voie sèche est fortement recommandé pour la réparation des ouvrages d'art.

I.7. Les bétons de l'avenir

I.7.1. Les bétons autoplaçants (BAP)

Le plus souvent, l'optimisation de l'arrangement des grains constitutifs du béton est obtenue grâce à des moyens de serrage fondés sur la vibration, ce qui permet de réduire les vides résiduels du béton, condition essentielle de sa résistance mécanique et de sa durabilité. Le développement des superplastifiants permet aujourd'hui l'élaboration de bétons dits autonivelants (BAN), appelés aussi autoplaçants (BAP), qui ne nécessitent pas de recours à la vibration pour leur serrage. Ce type de béton convient particulièrement pour la réalisation de formes complexes ainsi que pour les ouvrages nécessitant une forte densité d'armatures.

La composition de ces bétons est intermédiaire entre celle d'un béton et celle d'un mortier: Ces bétons présentent un fort dosage en sable, d'éléments fins et une consistance très fluide obtenue par l'emploi de superplastifiants. Outre le ciment, les BAP contiennent en conséquence une proportion importante d'addition minérale telle que les fillers, le laitier ou les cendres volantes.

I.7.2. Les bétons fibrés ultraperformants (BFUP)

Les progrès dans le domaine des adjuvants, des méthodes de formulation et de l'utilisation des ultrafines ont conduit à une évolution spectaculaire des bétons : des bétons courants de résistance en compression de 30Mpa, la gamme s'est élargie aux bétons à haute performances. Une rupture technologique est intervenue au début des années quatre-vingt dix avec la mise au point de bétons dont la résistance en compression est de l'ordre de 200Mpa et de 40Mpa en traction par flexion. Grâce à cette dernière caractéristique, on peut désormais envisager de s'en passer des armatures passives dans les éléments structurels. Les ultrafines utilisés dans les BFUP sont des fumées de silice de haute pureté qui réagissent avec la chaux issue de l'hydratation du ciment. Elles participent ainsi à la résistance de l'ensemble et ferment le réseau des pores à la diffusion des ions et des gaz.

I.8. Théorie des poutres

Comme notre travail concerne l'étude des poutres, il convient tout d'abord de présenter une introduction à la théorie des poutres. Le terme « poutre » désigne un objet dont la longueur est grande par rapport aux dimensions transverses, c'est un élément de structure utilisé pour la construction dans les bâtiments, les navires, les véhicules et dans la fabrication de machines.

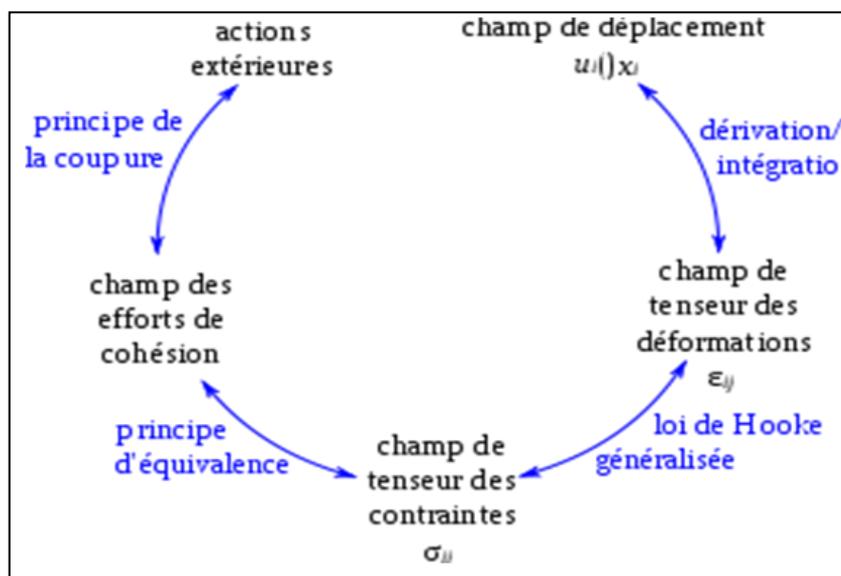


Figure I. 14: Démarche pour l'étude des poutres.

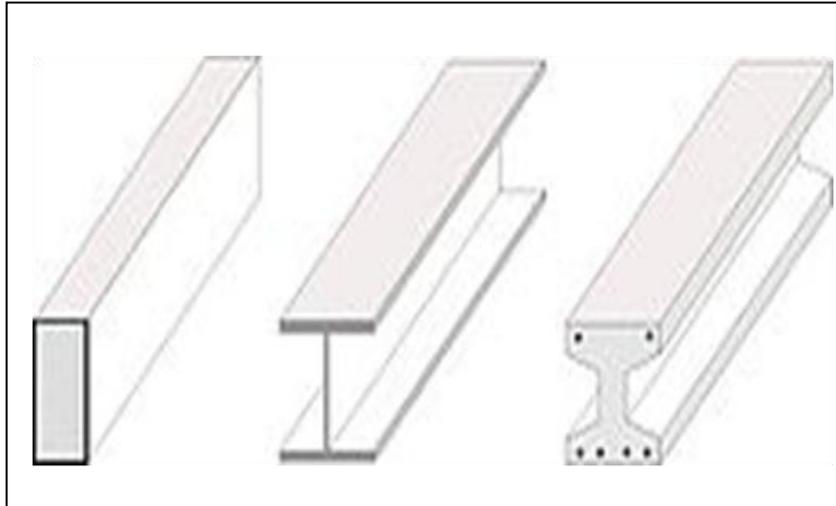
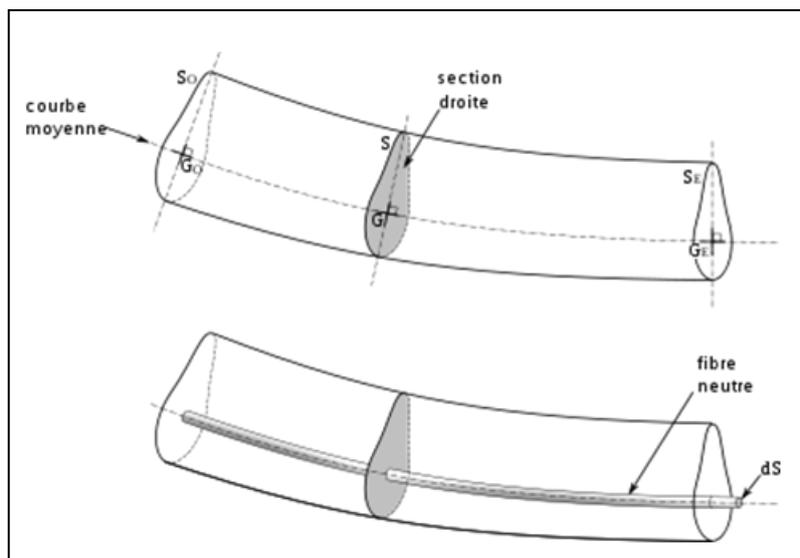


Figure I. 15: Quelques poutres classiques.

I.8.1. Géométrie

L'hypothèse générale est que le solide est assimilable à sa ligne moyenne. Celle-ci représente l'ensemble des centres de gravité $G(s)$ des sections droites (orthogonales à la ligne moyenne) qui doivent, varier continûment [3]et [5].

Figure I. 16: Définition des termes : poutre de courbe moyenne G_OG_E de section droite S_1 et fibre neutre de section dS .

Les efforts sont supposés s'appliquer sur la ligne moyenne : on néglige l'effet du bras de levier qui pourrait provenir de l'application en un point de la section droite. Dans la pratique il s'agit en général de résultantes de liaisons complexes, comme une articulation ou une liaison soudée, qui fait intervenir une distribution complexe d'efforts représentée par sa résultante. La géométrie à l'état final sera décrite par la seule connaissance de la ligne moyenne à l'état final; les sections droites sont supposées se déplacer en mouvement du corps solide.

I.8.2. Efforts extérieurs

Nous distinguerons l'ensemble des cas possibles soit :

\vec{R}_i : Les forces concentrées aux points M_i

\vec{S}_j : Les moments concentrés aux points M_j

\vec{r} : Les forces réparties (linéiques)

\vec{S} : Les moments répartis (linéiques)

I.8.3. Efforts intérieurs

De même, les efforts intérieurs apparaissent, soit depuis le calcul des puissances virtuelles, soit depuis une considération d'action d'une partie de la ligne moyenne sur l'autre, comme étant composée d'une force \vec{T} et d'un moment \vec{M} . Nous distinguons les parties colinéaires à la tangente $\vec{\tau}$ et les parties complémentaires, orthogonales à $\vec{\tau}$.

I.8.4. Equations d'équilibre

Elles sont obtenues par le principe des puissances virtuelles ou bien depuis des considérations d'équilibre d'une tranche de poutre de longueur ds .

$$\frac{d\vec{T}}{ds} + \vec{r} = \vec{0} \quad (\text{I.2})$$

$$\frac{d\vec{M}}{ds} + \vec{\tau} \wedge \vec{T} = \vec{0} \quad (\text{I.3})$$

$$[\vec{T}]_i + \vec{R}_i = \vec{0} \quad (\text{I.4})$$

$$[\vec{M}]_j + \vec{S}_j = \vec{0} \quad (\text{I.5})$$

Les Eq. I.2 et I.3 sont relatives aux chargements répartis. Les Eq. I.4 et I.5 sont relatives aux sauts provoqués par les charges concentrées. Comme dans une intégrale, le terme de saut est $[\vec{T}]_i$ égal à l'expression $\vec{T}_{(s+)} - \vec{T}_{(s-)}$, dans laquelle S_i est l'abscisse curviligne du point M_i .

I.8.5. Champs de déplacement et de déformation

La poutre étant assimilée à une courbe, les sections droites sont supposées ne pas changer de forme et donc leur mouvement est un mouvement de corps solide. Il est donc représenté par un champ de torseurs, dépendants de l'abscisse curviligne s .

Le torseur des vitesses est $\{C\}$:

$$\{C\} = \{\vec{\omega}, \vec{v}\} \quad (\text{I.6})$$

Dans l'hypothèse de petits déplacements, on définit le torseur des déplacements $\{U\}$ par :

$$\{U\} = \{\vec{\varphi}, \vec{u}\} \quad (\text{I.7})$$

La déformation se définit naturellement comme étant la dérivée du torseur de déplacement par rapport à la variable d'espace unique : l'abscisse curviligne s . C'est donc un torseur elle aussi.

$$\{D\} = \frac{d\{U\}}{ds} \quad (\text{I.8})$$

$$\{D\} = \{\vec{\gamma}, \vec{\varepsilon}\} \quad (\text{I.9})$$

La dérivée d'un torseur demande quelque précaution : il faut se ramener au même point avant de pouvoir faire une addition ou soustraction.

Cette considération permet d'obtenir la relation entre les composantes de $\{U\}$ et celles de $\{D\}$, qui sont de fait, un peu plus compliquées que ne le laisse suggérer la forme de l'Eq 1.8 : ce sont les formules de Bresse :

$$\vec{\varphi}(S) - \vec{\varphi}(0) = \int_0^S \vec{\gamma}(\xi) d\xi \quad (\text{I.10})$$

$$\vec{u}(S) - \vec{u}(0) = \int_0^S (\vec{\varepsilon}(\xi) + \vec{\gamma}(\xi) \wedge \overrightarrow{PM}) d\xi \quad (\text{I.11})$$

Le point P est donc le point courant de l'intégrale, son abscisse curviligne varie entre 0 et s .

I.8.6. Relations de comportement

Nous faisons ici deux hypothèses :

- une hypothèse de découplage: les efforts intérieurs ne provoquent que les déformations qui leur sont associées.
- ces déformations sont linéairement proportionnelles à ces efforts.

La théorie des poutres peut alors se contenter de constantes pour relier ces éléments. Néanmoins, divers calculs analytiques en 3D amènent à quantifier ces constantes par rapport aux modules d'élasticité du matériau (E , module d'Young et $G = 2\mu$, module de cisaillement) et par rapport à divers termes géométriques que nous rappelons ici.

Dans la relation entre tension et allongement Eq. I.12, S représente la surface de la section droite à l'abscisse s considérée.

$$\vec{\varepsilon} \cdot \vec{T} = \frac{T \cdot \vec{x}}{ES} \quad (\text{I.12})$$

La relation suivante entre distorsion et cisaillement peut être utilisée avec deux niveaux de modélisation. Dans le plus simple, les vecteurs \vec{u}_i sont tels qu'ils forment

une base orthogonale avec \vec{t} et la surface S_i vaut simplement S . Dans la deuxième, les vecteurs \vec{u}_i sont les axes principaux d'inertie (ils forment aussi, avec \vec{t} , une base orthonormée) et les surfaces S_i sont les sections corrigées [10].

$$\vec{\varepsilon} \cdot \vec{u}_i = \frac{\vec{T} \cdot \vec{u}_i}{G \cdot S_i} \quad (\text{I.13})$$

La relation suivante entre torsion et moment de torsion fait intervenir le moment d'inertie polaire I_0 ou une expression plus complexe \dot{I}_0 dans un second niveau d'analyse surtout utile dans le cas de profil non fermés [10].

$$\vec{\gamma} \cdot \vec{t} = \frac{\vec{M} \cdot \vec{t}}{G \cdot I_0} \quad (\text{I.14})$$

Enfin la relation suivante entre moment fléchissant et flexion fait intervenir, pour le calcul de I_{Gi} les axes principaux d'inertie du solide μ_i :

$$\vec{\gamma} \cdot \vec{u}_i = \frac{\vec{M} \cdot \vec{u}_i}{E \cdot I_{Gi}} \quad (\text{I.15})$$

On rappelle que l'expression du moment d'inertie polaire comme suit :

$$I_0 = \iint \overline{GP}^2 dS \quad (\text{I.16})$$

et celle du moment d'inertie quadratique s'écrit :

$$I_{Gi} = \iint_s (\overline{GP} \cdot \vec{u}_j)^2 dS \quad (\text{I.17})$$

finalement la relation classique entre les deux est :

$$I_0 = I_{G1} + I_{G2} \quad (\text{I.18})$$

I.9. Comportement d'une poutre en béton armé

I.9.1. Comportement à l'effort tranchant

Les efforts tranchants T_y et T_z (Fig I. 17 et I.18) causent le [cisaillement](#), mais il faut distinguer deux cas : celui du [cisaillement](#) simple et celui déduit de la flexion simple. Dans les deux cas, les efforts extérieurs sont appliqués parallèlement à la section droite, c'est-à-dire perpendiculairement à la courbe moyenne.

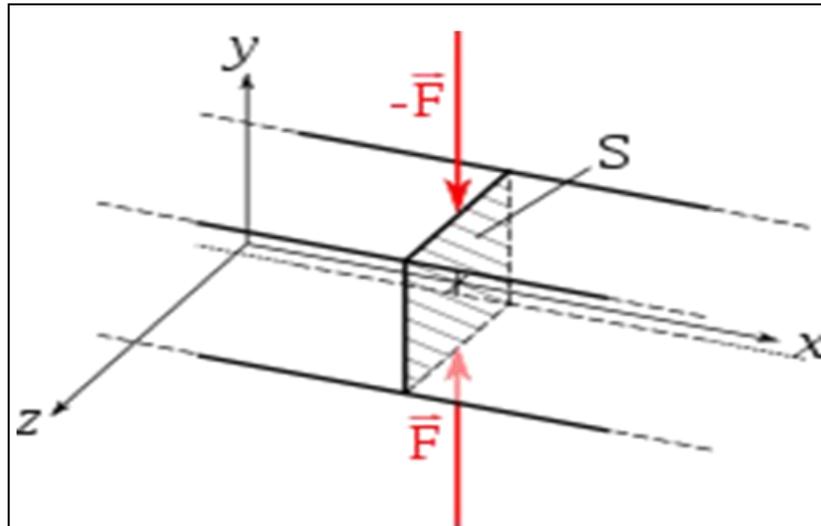


Figure I. 17: Cisaillement simple (les forces sont coaxiales) [10].

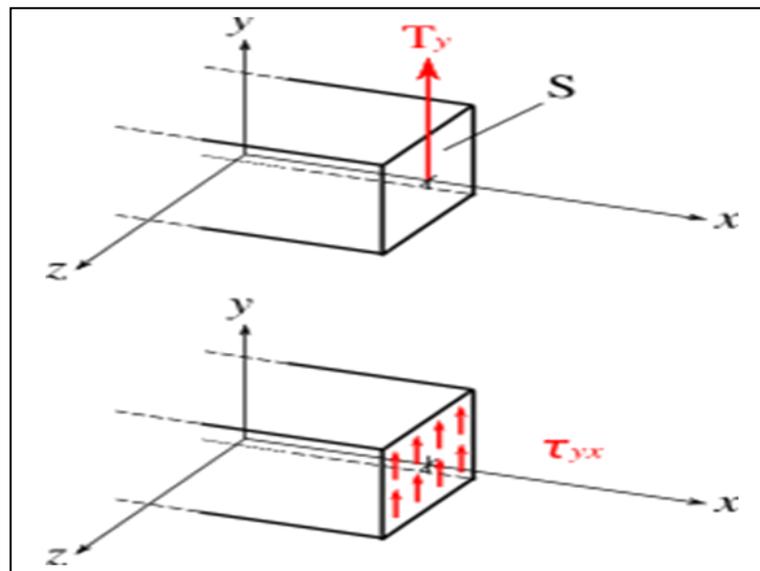


Figure I. 18: Effort tranchant et scission dans le cas du cisaillement simple [10].

Dans le cas du cisaillement simple, les efforts sont appliqués à la même abscisse x . Hormis au droit des points d'application des efforts, les contraintes sont uniformes (principe de Barré de Saint-Venant) :

$$\tau_{yx} = \frac{T_y}{S} \quad (\text{I.19})$$

$$\tau_{zx} = \frac{T_z}{S}$$

La présence de cisaillement selon y associé au cisaillement selon x est nécessaire pour éviter la rotation d'un élément de matière.

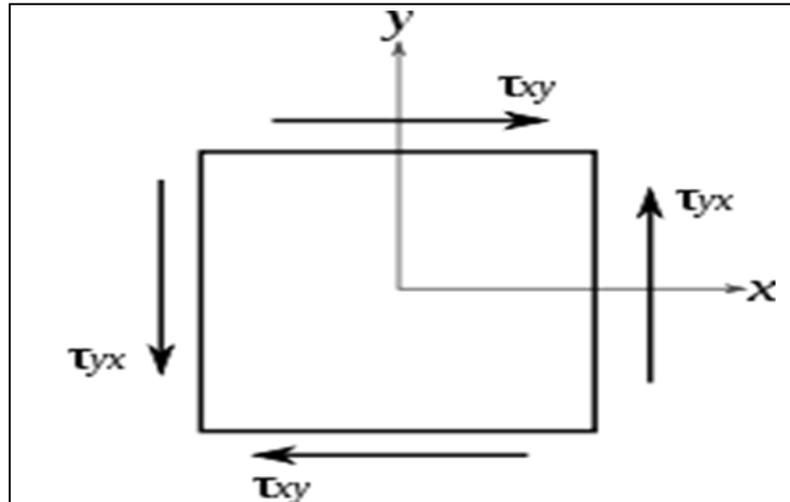


Figure I. 19: Cisaillement selon y associé au cisaillement selon X.

Si l'on isole un petit élément cubique de matière, on voit que la scission qu'il subit sur les sections droites devrait le faire tourner. Il subit donc également une scission sur les faces perpendiculaires à l'axe (G_y). Il y a donc également cisaillement entre les fibres adjacentes. On peut voir cela en faisant fléchir un paquet de cartes : les cartes glissent les unes sur les autres ; la poutre peut se voir comme un paquet dont les cartes seraient collées, la force de l'adhérence empêchant les cartes de glisser.

I.9.2. Comportement en flexion simple

Dans le cas de la flexion simple, les efforts sont appliqués à des abscisses différentes. Cette contrainte ne génère que peu de risque de rupture et est donc généralement négligée (modèle de Bernoulli).

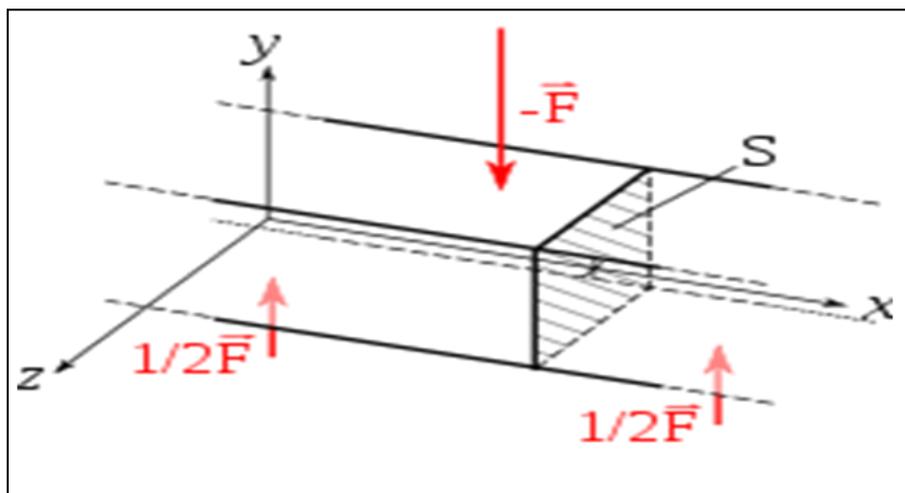


Figure I. 20: Flexion simple : les forces sont décalées [10].

Dans ce cas-là, la répartition des contraintes n'est plus uniforme : la contrainte sur une surface libre est nécessairement dans le plan de la surface, donc la scission sur les

faces extérieure est nulle. On a donc une scission qui croît lorsque l'on s'approche de la fibre neutre. La contrainte maximale vaut alors:

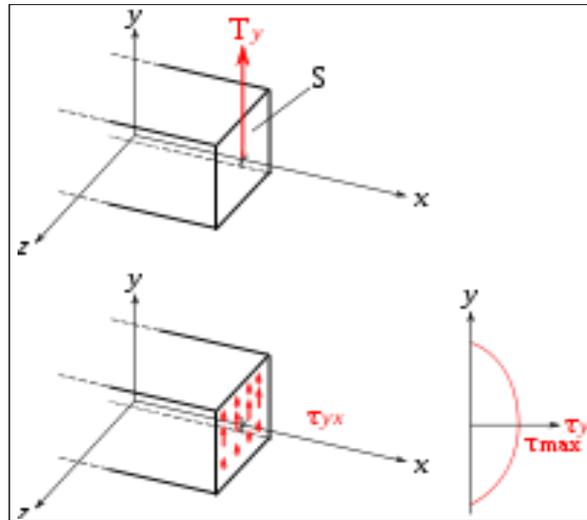


Figure I. 21: Effort tranchant et scission dans le cas de la flexion [10].

- poutre de section rectangulaire pleine :

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{S}$$

- poutre de section circulaire pleine :

$$\tau_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{S}$$

- tube circulaire mince :

$$\tau_{\max} \simeq 2 \cdot \frac{T}{S}$$

où S est l'aire de la section droite. On voit que sur ces exemples là, la contrainte est 1,5 à 2 fois supérieure au cas du cisaillement simple.

I.10. Conclusion

Les différentes caractéristiques qui permettent d'identifier le matériau béton et béton armé ont été présentés dans ce chapitre, ainsi que les différents processus de sa dégradation qui peuvent être d'ordre mécaniques, physiques et chimiques.

On a aussi présenté une revue littéraire sur les différents types de béton qui existent et d'autres qui sont en voie de développement. Par la suite, on s'est intéressé à un

élément structurel, qui est l'élément « poutre », on a pour le moment juste donné une introduction à cet élément. Notre attention est surtout portée sur le comportement de ces éléments sous l'effet de l'effort tranchant, certes il est recommandé que l'élément poutre soumis à un chargement 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.

L'objectif assigné dans le chapitre suivant se veut l'étude de son comportement sous l'effet de l'effort tranchant avec la présentation des différents travaux, sans relâche déjà entrepris par maintes chercheurs dans ce domaine, dans le but de mieux comprendre les mécanismes qui sont mis en jeu et de ce fait développer des méthodes de dimensionnement plus rigoureuses.

Références

- [1] **B.Fourrée** “ Béton de fibres, synthèse des études et recherches réalisées au C.E.B.T.P ”. Annales du C.E.B.T.P, pp04-58, Décembre 1991.
- [2] **Calgaro J. et Lacroix R.**, “ Maintenance et réparation des ponts ”, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p.11-19, 1997.
- [3] **Claude-Hazard, Frédy Lelong, Bruno Quizain**, “Mémotech-Structures métalliques”, Casteilla, 1997 p 326-336.
- [4] **Di Prisco M., (2009)**, “FRC: structural applications and standards ”. *Materials and Structures* Vol. 42, N° 9, 2009, pp. 1169-1171.
- [5] **D.Spenlé, R.Gourhant**, “Guide de calcul de la mécanique”, Hachette, 2003 p130-208.
- [6] **G.Dreux, J.Festa** “ Nouveau guide du béton et de ses constituants ” Huitième édition Eyrolles Paris 1998.
- [7] **Gorisse F.**, “ Essais et contrôle des bétons ”.Edition EYRILLES, 1978.
- [8] **Jean-Louis Fanchon**, “Guide de mécanique”, Nathan, 2001 p265-396.
- [9] **Mehta, P.Kumar**, “ Concrete structure, properties and”, Ed Printicee-Hall. International Series in civil engineering and engineering mechanics, New-Jesey, 1986.
- [10] **M. Kerguignas and G. Caignaert.** “ Résistance des matériaux”. Dunod Université, 1977.
- [11] **Rossi P.**, “Steel fiber reinforced concretes (SFRC): An example of French research ”, *ACI Materials Journal*, Vol. 91, N° 3, 1994, pp. 273-279.
- [12] **Rossi P., Harrouche N., Lemaou F.**, “ Comportement mécanique des bétons de fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et en béton précontraint ”, *Annales de l’ITBTP, série matériaux* 73, décembre 1989, N° 479 bis, pp. 166-183.

Chapitre II : Comportement à l'effort tranchant

II.1. Introduction

La recherche sur le comportement du béton vis-à-vis de l'effort tranchant est une question d'actualité. Des efforts remarquables ont été consacrés pour la compréhension physique de ce processus de dégradation affectant les ouvrages ainsi que la capacité à décrire ce phénomène avec des modèles numériques. Plusieurs chercheurs, dans le monde du Génie-civil, ne cessent de s'impliquer dans cette vision, afin de proposer des solutions appropriées, dans le but d'assurer un bon fonctionnement de nos structures. Au fait, le contrôle de la fissuration, engendrée par cisaillement, d'un élément en béton armé entre dans le cadre de la vérification de son aptitude au service. La fissuration doit rester en deçà des limites préjudiciables à un fonctionnement normal de l'ouvrage. Les divers règlements et recommandations ont adopté des méthodes de dimensionnement et de vérification imposant des limites de fissuration dépendant de la nature de l'ouvrage et du niveau d'exigence requis.

Ce chapitre présente une étude bibliographique sur l'effort tranchant sous toutes ses formes, tout en précisant son incidence sur le comportement du matériau béton.

II.2. Mécanisme d'endommagement du béton

Les mécanismes d'endommagement et de rupture du béton qui seront développés en détail dans cette partie, concernent la situation étudiée dans le cadre de ce travail de recherche. Pour plus de détails et pour répondre à toute question, le lecteur pourra trouver dans la bibliographie proposée des informations aussi riches que variées.

Le matériau béton est un matériau composite granulaire et hétérogène, à cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. Lorsque cette structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment; au fur et à mesure que le chargement augmente, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une macro-fissure entraînant la rupture du matériau. Etudier l'évolution des fissures impose la prise en compte de la modification des champs de contraintes et de déformation engendrées par ces actions géométriques, c'est de la *mécanique de la rupture*. Etudier et prévoir l'apparition des fissures macroscopiques fait appel aux théories de *l'endommagement*; par le terme endommagement il faut entendre la détérioration progressive de la cohésion de la matière sous l'action de sollicitations monotones, ou répétées, pour conduire à la rupture de la structure.

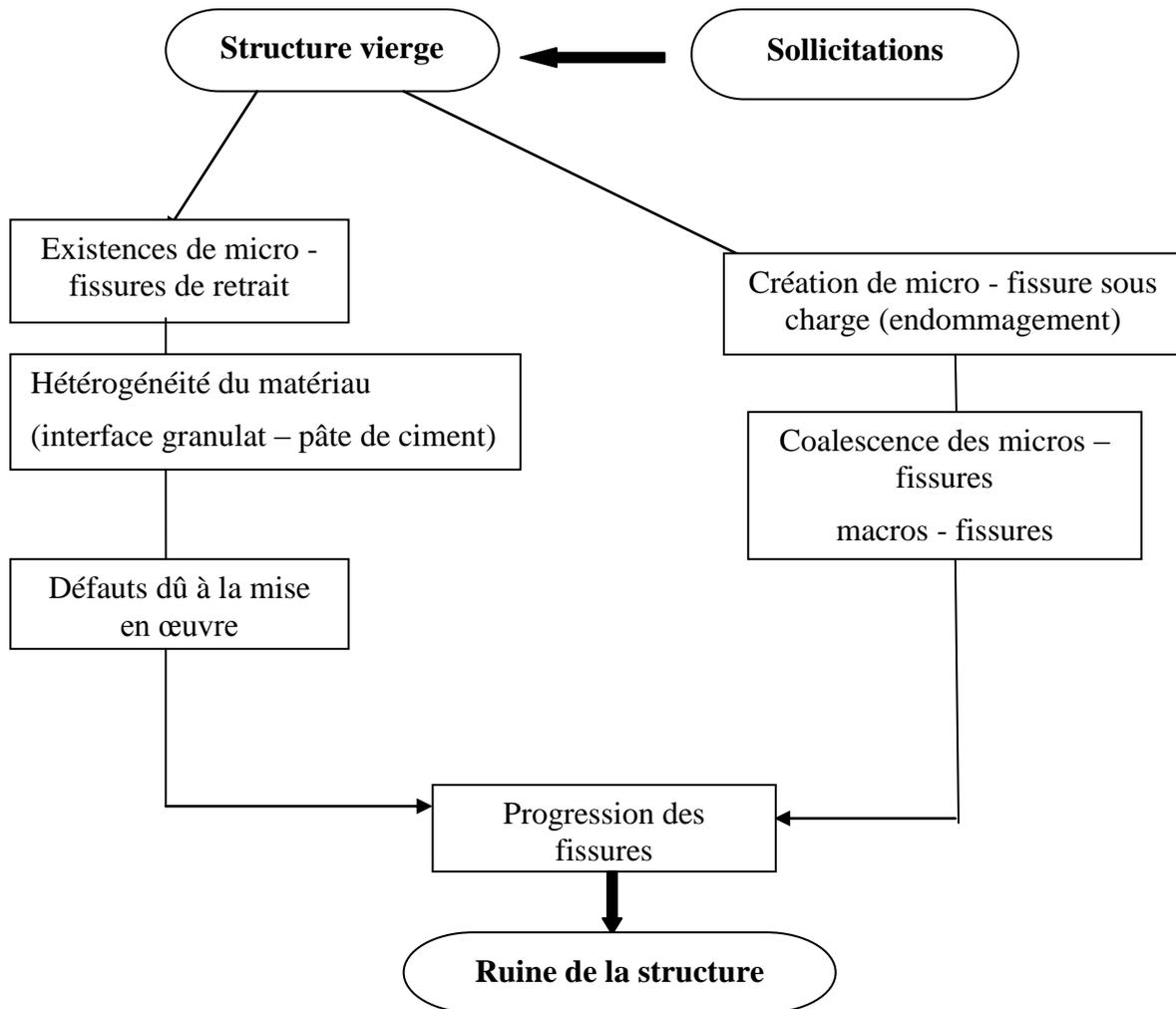


Figure II. 1: Schématisation du processus de rupture.

II.3. Généralité sur les fissures

Chargée mécaniquement la structure subit un premier type d'endommagement appelé « fissuration ». Une fissuration non contrôlée est nuisible au matériau béton armé ; elle conduit à long terme à un problème de durabilité du fait qu'elle crée un passage aux agents agressifs qui détériorent le béton et l'acier noyé à l'intérieur. Du point de vue structurelle, la fissuration diminue la rigidité des sections en béton armé et avec le temps, toute la partie tendue devient inefficace structurellement puisque fissurée, même si un effet rigidifiant de cette partie tendue subsiste toujours et contribue à réduire la flèche. Du point de vue esthétique, une fissuration exagérée n'est pas souhaitable en béton armé du fait qu'elle perturbe et dénature les apparences architecturales.

II.3.1. La fissure

La fissure est avant tout la création d'une surface de discontinuité dans la matrice béton. L'échelle dimensionnelle de cette discontinuité surfacique dépend, en fait, directement du moyen de mesure utilisé, et bien entendu, de la nature de l'approche recherchée. Une

fissure étant amorcée dans une structure, sous l'effet de sollicitation, elle peut croître et provoquer la rupture de cette structure, c'est-à-dire sa séparation en plusieurs morceaux. Là encore, selon les matériaux et le type des sollicitations, différents mécanismes peuvent intervenir.

- *Fissuration brutale* qui ne s'accompagne pas de déformations plastiques. Elle s'explique par la faible ductilité du matériau au voisinage des fissures.
- *Fissuration successive*, contrairement à la précédente, la rupture se produit suite à une succession de mécanismes (fragile-ductile), elle est appelée rupture par fatigue.

Nombreux sont les origines et formes de ces fissures qui représentent fréquemment une forme d'altération des éléments des constructions, elles peuvent être identifiées en prenant effet de plusieurs paramètres qui sont [23]:

- *La profondeur de la fissure* : elle peut décrire une fissure de surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversant (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) [13].
- *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: La structure peut se fissurer avant ou après le durcissement du béton [16]. L'état physique du béton se classe 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.

Le degré d'endommagement d'une structure est mesuré à partir d'un paramètre, ce paramètre est l'indice de fissuration qui correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

Tableau II. 1 : Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.

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

II.3.2. Facteurs influençant le comportement à la rupture par fissuration des matériaux

Les facteurs qui influencent le comportement à la rupture par fissuration des matériaux sont de deux natures :

- *Les facteurs mécaniques* concernent l'état des déplacements, déformations et contraintes ainsi que les conditions d'environnement, tel que la température.
- *Facteurs métallurgiques*, on parle des impuretés, de taille des grains, état de surface,...etc.

II.3.3. Processus de fissuration

Il est généralement admis que la fissuration se produit dans un matériau suivant quatre étapes :

- La première étape est la plastification locale au voisinage de défaut et singularités géométriques ou matérielles.
- La deuxième étape est la formation de fissures suite à des chargements mécaniques, thermiques ou autres qui génèrent des contraintes résiduelles dépassant largement le seuil plastique.
- La propagation de ces fissures conduit à la troisième étape, elle peut être successive ou brutale.
- Une propagation brutale suit généralement une propagation successive, elle peut être accompagnée de grandes déformations (striction) ou sans déformations importantes (fragiles), cela constitue la quatrième étape.

II.4. Modes élémentaires de fissuration

Nous nous intéressons au champ de contrainte au voisinage du front de fissure. Ces contraintes dépendent de la longueur de la fissure, des forces appliquées et de la configuration géométrique. Dans l'hypothèse d'un matériau élastique, les contraintes sont infinies au front de fissure. En 1957 *Irwin*, en s'appuyant sur les travaux de pionnier de *Griffith* 1920, a plus précisément montré que les contraintes au voisinage du front de fissure ont la forme :

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^I(\theta) + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{II}(\theta) + \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{III}(\theta) + \sigma_{ij}^0 + O(\sqrt{r}) \quad (\text{II.1})$$

Où :

r et θ : Sont les coordonnées polaires locales : $x = r \cos\theta$, $y = r \sin\theta$, et $-\pi \leq \theta \leq \pi$.

Les fonctions f_{ij} : Sont des fonctions connues.

σ_{ij}^0 : Sont les contraintes finies au front de fissure.

Les trois grandeurs importantes de l'équation sont K_I , K_{II} et K_{III} : Ce sont les *facteurs d'intensité de contrainte* qui correspondent aux trois modes de base de déplacement relatif des lèvres de la fissure. Ils dépendent de la longueur de la fissure, de la géométrie et des charges appliquées. Ils déterminent, à eux seuls, les champs asymptotiques de contrainte et de déplacement. Pour cette raison, ce sont ces facteurs qui interviendront dans les critères de fissuration.

Il existe trois modes élémentaires de fissuration représentés à les Fig II.2,II.3 et II.4:

Mode I : Mode d'ouverture de la fissure, ou les déplacements sont perpendiculaires à la direction de propagation et le facteur d'intensité de contrainte du mode I est défini par :

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \sigma_Y(r, 0, 0) \quad (\text{II.2})$$

Où : σ_y chargement en tension.

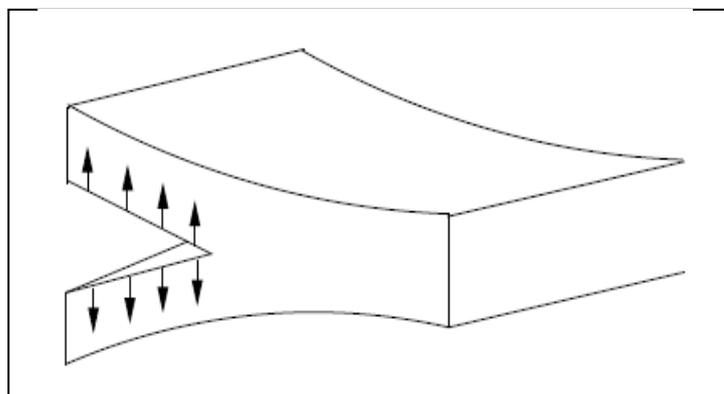


Figure II. 2: Mode I ouverture perpendiculaire à la direction de propagation [13].

Mode II : Mode de cisaillement (τ_{xy}) dans le plan, ou les déplacements aux lèvres de la fissure sont parallèles à la direction de propagation et le facteur d'intensité de contrainte du mode II est défini par :

$$K_{II} = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \tau_{xy}(r, 0, 0) \quad (\text{II.3})$$

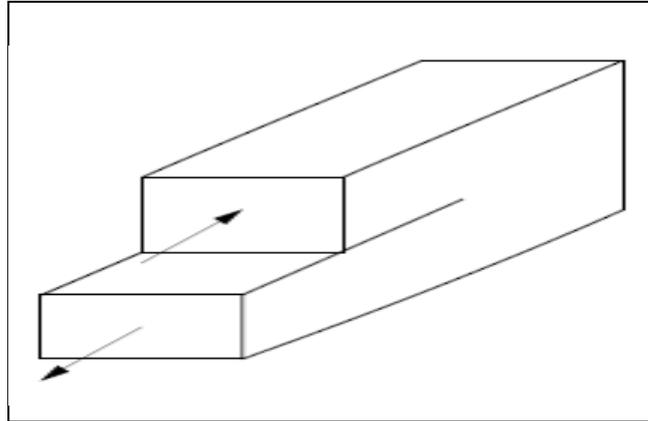


Figure II. 3: Mode II Glissement dans le plan [13].

Mode III : Mode de cisaillement (τ_{yz}) hors du plan, ou les déplacements aux lèvres de la fissure sont parallèles au fond de la fissure et le facteur d'intensité de contrainte du mode II est défini par :

$$K_{III} = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \tau_{yz}(r, 0, 0) \quad (\text{II.4})$$

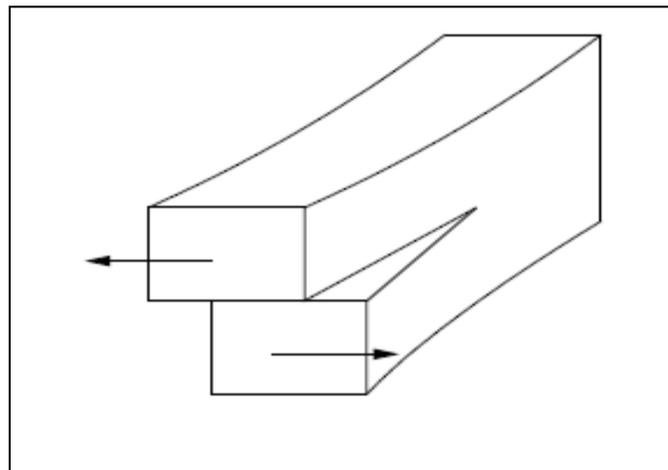


Figure II. 4: Mode III Glissement anti plan [13].

II.5. Critères de propagation de fissures (endommagement localisé)

Les théories classiques décrivent, à l'échelle macroscopique, l'endommagement par des paramètres descriptifs d'un état global de dégradation. A l'échelle microscopique, l'endommagement localisé est lié à la création de nouvelles surfaces libres, autrement dit, à la propagation d'une microfissure.

La manière dont se propage une fissure est fortement influencée par le type de chargement et la géométrie du matériau. A chaque instant, il est important de pouvoir connaître sa nouvelle direction de propagation. Il existe quatre critères principaux de propagation d'une fissure:

- Le critère de la contrainte principale maximale ;
- Le critère de la contrainte circonférentielle maximale ;
- Le critère de la densité d'énergie de déformation minimale ;
- Le critère du taux de restitution d'énergie maximal.

II.5.1. Critère de la contrainte principale maximale

Dans ce cas de figure, la direction de propagation d'une fissure est toujours perpendiculaire à celle de la contrainte principale maximale. Elle peut être ainsi considérée, dans le repère principal, comme étant une propagation de fissure purement en mode I.

Ce critère est l'un des critères de propagation de fissures les plus utilisés. Il constitue un critère de champs de contrainte localisée au front de fissure comme pour le critère de la contrainte circonférentielle maximale qui va être présenté ci-dessous.

II.5.2. Critère de la contrainte circonférentielle maximale

Ce critère a été proposé par *Erdogan* et *Sih* en 1963 pour étudier des matériaux élastiques. Dans ce cas, la contrainte en front de fissure peut être projetée selon trois directions Fig II.5.

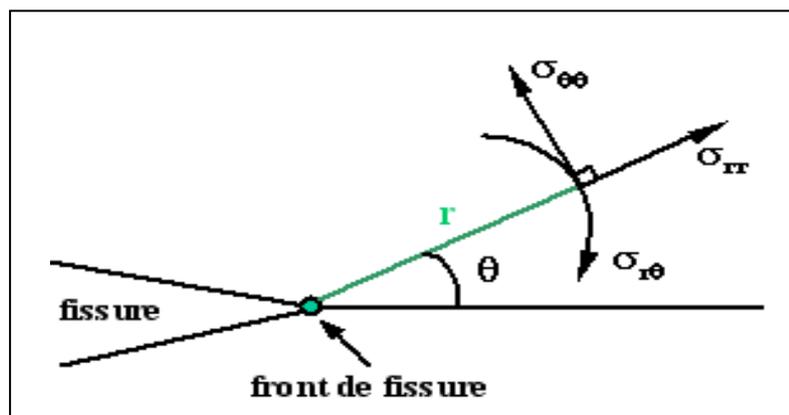


Figure II. 5: Contrainte maximale au front de fissure en coordonnées sphériques.

Les expressions de ces projections peuvent être écrites en coordonnées sphériques par les formules ci-dessous :

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \left\{ K_I [1 + \sin^2(\theta/2)] + \frac{3}{2} K_{II} \sin^2(\theta/2) - 2K_{II} \tan(\theta/2) \right\} \quad (\text{II.5})$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \left\{ K_I \cos^2(\theta/2) - \frac{3}{2} K_{II} \sin(\theta/2) \right\} \quad (\text{II.6})$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \{ K_I \sin(\theta) + K_{II} [3 \cos(\theta) - 1] \} \quad (\text{II.7})$$

Où K_I représente le facteur d'intensité des contraintes en mode I et K_{II} celui en mode II. Ces équations sont valables à la fois dans le cas d'une hypothèse de contrainte plane et de déformation plane. Selon le critère imposé, la fissure va se propager dans la direction pour laquelle la contrainte circonférentielle $\sigma_{\theta\theta}$ atteint une valeur maximale. La dérivée de l'Eq II.6 doit ainsi être égale à zéro :

$$\frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \{ K_I \sin(\theta/2) - K_{II} [3 \cos(\theta) - 1] \} = 0 \quad (\text{II.8})$$

Cet angle de contrainte maximale θ a alors pour expression :

$$\theta = 2 \arctan \left[\frac{1}{4} \frac{K_I}{K_{II}} \pm \frac{1}{4} \sqrt{\left(\frac{K_I}{K_{II}} \right)^2 + 8} \right] \quad (\text{II.9})$$

Le choix du signe de θ issu de l'Eq II.9, est directement conditionné par celui de K_{II} . Si K_{II} est positif, alors le signe de θ sera positif. On peut également conclure que, selon cette équation, l'angle de propagation en mode I ($K_{II} = 0$) est égal à zéro. Pour une propagation de fissure en mode II, l'angle de propagation peut varier dans l'intervalle $[-70.5^\circ, 70.5^\circ]$ dans le cadre d'une rupture élastique linéaire.

II.5.3. Critère de la densité d'énergie de déformation minimale

Ce critère a été proposé par *Sih* et *MacDonald* en 1974. Il considère que l'énergie de déformation W s'oppose à la croissance de la fissuration. La fissure va se propager alors dans la direction où la densité d'énergie de déformation $S(\theta)$ est minimale.

$S(\theta)$ est une fonction de l'angle de propagation de fissure θ qui peut être exprimée par la formule suivante :

$$S(\theta) = a_{II}(\theta) K_I^2 + 2a_{12}(\theta) K_I K_{II} + a_{22}(\theta) K_{II}^2 \quad (\text{II.10})$$

$a_{II}(\theta)$, $a_{12}(\theta)$, $a_{22}(\theta)$ sont des facteurs dépendant de l'angle θ .

La direction de propagation q de la fissure peut alors être déterminée au moment où

$S(\theta)$ devient minimale, tel que :

$$\begin{cases} \left(\frac{\partial S(\theta)}{\partial \theta} \right)_{\theta=\theta_0} = 0 \\ \left(\frac{\partial^2 S(\theta)}{\partial \theta^2} \right)_{\theta=\theta_0} \geq 0 \end{cases} \quad (\text{II.11})$$

L'avantage de ce critère, comme pour le critère du taux de restitution d'énergie maximale présenté ci-dessous, est qu'il n'est pas nécessaire de localiser un front de fissure ce qui évite le problème de perturbations dû à la singularité du champ de contrainte.

II.5.4. Critère du taux de restitution d'énergie maximale

Le taux de restitution d'énergie G est l'énergie nécessaire pour faire propager une fissure. La direction de propagation est attribuée à la direction dans laquelle G atteint sa valeur maximale.

$$\begin{cases} \left(\frac{\partial G}{\partial \theta} \right)_{\theta \rightarrow \theta_0} = 0 \\ \left(\frac{\partial^2 G}{\partial \theta^2} \right)_{\theta \rightarrow \theta_0} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{II.12})$$

G peut être calculé par une méthode d'intégrale de contour appelée intégrale J . J est une valeur indépendante du parcours de contours dans le cas quasi-statique et isotherme. En mécanique de la rupture fragile, G est égal à J . La formule proposée par *Rice* est la suivante :

$$J = \int_{\Gamma} \left(U d_{\Gamma} - t_i \frac{\partial u_i}{\partial x} d_s \right) \quad (\text{II.13})$$

Où U est la densité d'énergie de restitution, t_i est le vecteur normal d'un contour G autour de point de fissure, u_i est le déplacement, et d_s est un élément du contour G .

La valeur de G peut également être calculée par une autre méthode utilisant l'intégrale d'interface. Cette approche a été initialement développée par *Hellen* et *Park* et reformulée par *De Lorenzi* en 2D. La formule s'écrit :

$$G = \frac{1}{\delta a} \int_A \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_j}{\partial x_l} - w \delta_{il} \right) \frac{\partial \Delta x_l}{\partial x_i} dA \quad (\text{II.14})$$

Où A est la surface entre deux parcours de contour, et Δx_l est l'extension virtuelle de fissures. Cette intégrale permet d'obtenir une valeur de G plus précise que par la méthode de l'intégrale de contour.

II.6. Mécanisme de rupture d'une poutre en béton armé

Dans les structures en béton armé, il existe plusieurs modes de fissures. Parmi ces modes on distingue :

- Fissure par l'écrasement du béton (Fig II.5.a).
- Fissure par l'effort tranchant (Fig II.5.b)
- Fissure par flexion (Fig II.5.c).

Dans notre cas, nous nous intéresserons au cas de la fissuration par l'effort tranchant dans une poutre en béton armé.

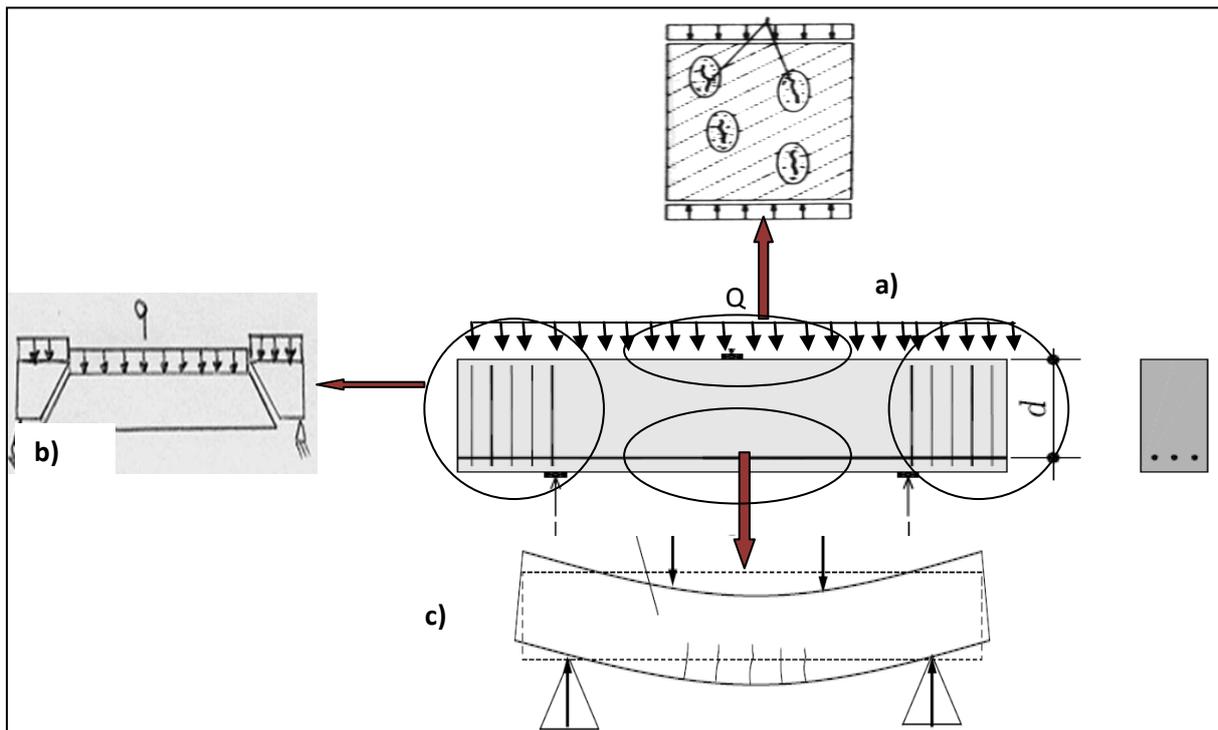


Figure II. 6: Modes de fissures dans une structures en béton armé.

Dans la conception des poutres en béton armé, on s'intéresse d'abord au comportement en flexion de ces dernières afin de dimensionner leur section de manière à favoriser une rupture à l'ultime, qui soit graduelle et surtout ductile. Par la suite une vérification au cisaillement est effectuée pour éviter toute rupture fragile, ce qui s'avère très dangereux. Ainsi le dimensionnement des poutres joue un rôle primordial dans la conception des structures.

Les poutres en béton armé conventionnellement possèdent deux modes de rupture, soit la rupture du béton en compression, soit la plastification de l'acier suivie de la rupture du béton en compression. Le premier est à éviter dans la conception d'éléments en béton armé, il est dû à une forte densité d'acier (section surarmée), par contre le deuxième caractérise les poutres sous armées. La rupture du béton en compression survient lorsque la déformation de la fibre supérieure du béton dépasse la déformation ultime du béton.

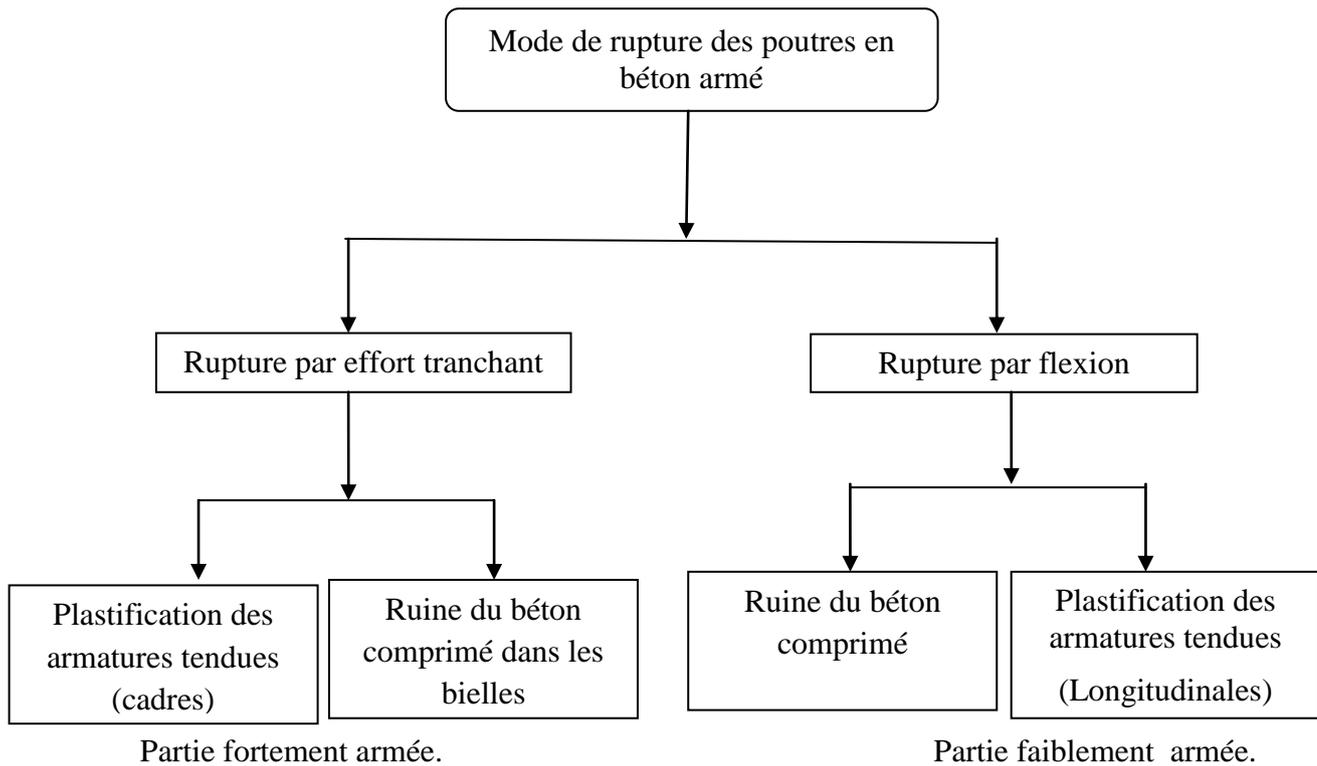


Figure II. 7: Mode de ruptures des poutres en flexion cisaillement

Soumise à un essai de flexion trois ou quatre points, le comportement global de la poutre évolue selon trois phases (Fig. II.7, II.8) [25].

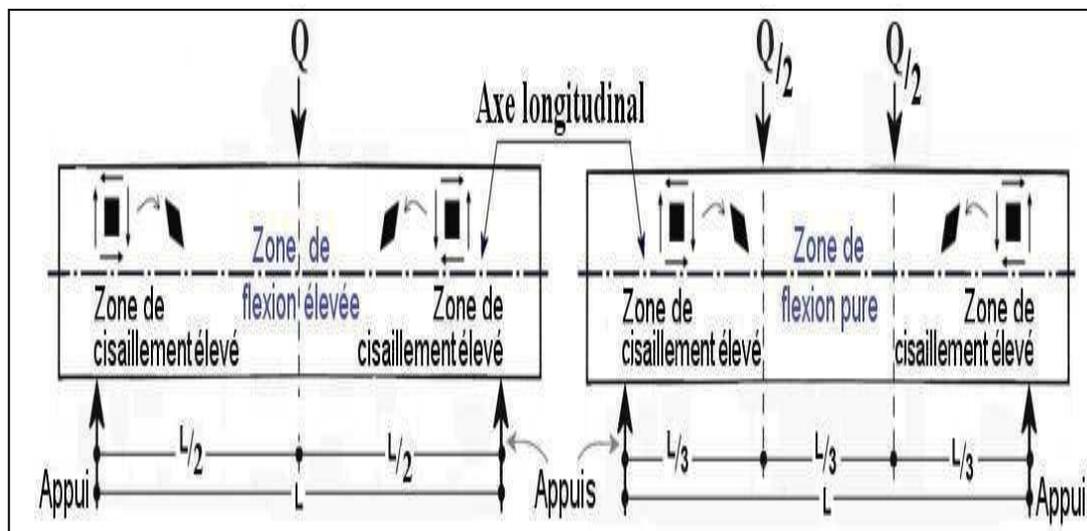


Figure II. 8: Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points [15] et [21].

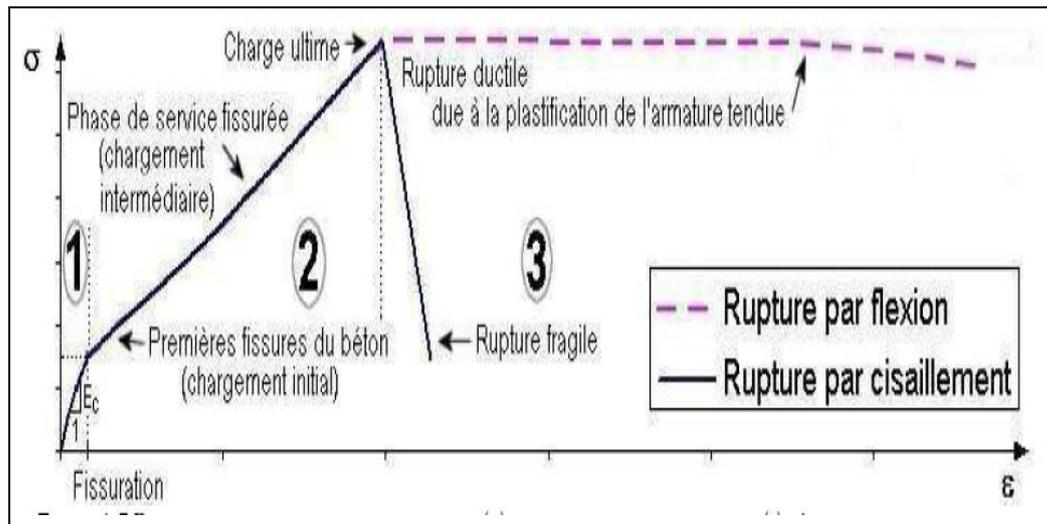


Figure II. 9: Représentation graphique de la contrainte en fonction de la déformation [15] et [21].

- La 1^{ère} phase linéaire correspond au comportement élastique de service des poutres non fissurées.
- La 2^{ème} 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 dues 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. Les fissures dans les zones de cisaillement élevé se propagent. Elles sont appelées *fissures de cisaillement par flexion*.
- La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre : 3^{ème} phase du comportement.

II.7.1. Fissuration et rupture par effort tranchant

Les mécanismes de rupture doivent être correctement décrits afin de pouvoir être pris en compte dans une quelconque modélisation et/ou expertise. La figure II.6 ci-dessous illustre la rupture d'une poutre par effort tranchant

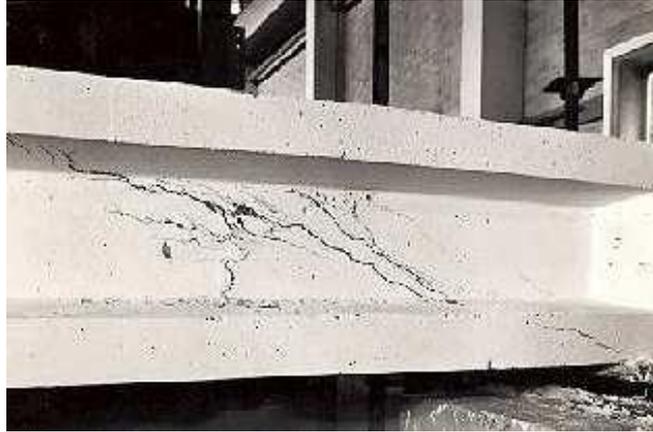


Figure II. 10: Rupture d'une poutre par effort tranchant.

En fonction de la quantité d'armatures longitudinales et transversales, de la forme de la section, du rapport l/h (l'élanement), de l'adhérence des armatures au béton et du mode d'ancrage des barres au dessus des appuis [19], nous distinguons les types de rupture suivants:

II.7.1.1. Rupture par cisaillement et flexion

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales. Des fissures très fines apparaissent au milieu de la poutre, sous l'effet du chargement. Celles-ci se propagent vers l'axe neutre et de nouvelles fissures se développent en même temps. Dans ce cas le mécanisme de rupture est ductile en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à la traction. La rupture se fait par flexion dans le cas où la résistance au moment fléchissant est inférieure à celle de l'effort tranchant.

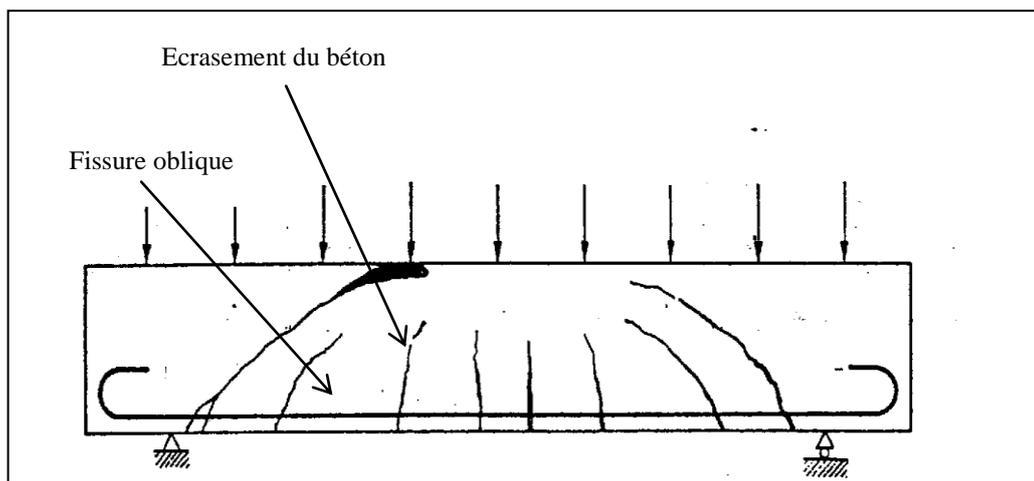


Figure II. 11: Rupture par cisaillement et flexion [19]

II.7.1.2. Rupture par cisaillement et compression

Ce type de rupture commence de la même façon que la rupture précédente avec l'apparition d'abord des fissures dans la zone centrale. Suite à un niveau trop

important de compression, il est observé l'écrasement du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au dessus de l'extrémité de la fissure oblique. A cet endroit, une articulation se forme autour de laquelle a lieu une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique avec un glissement tangentiel simultané.

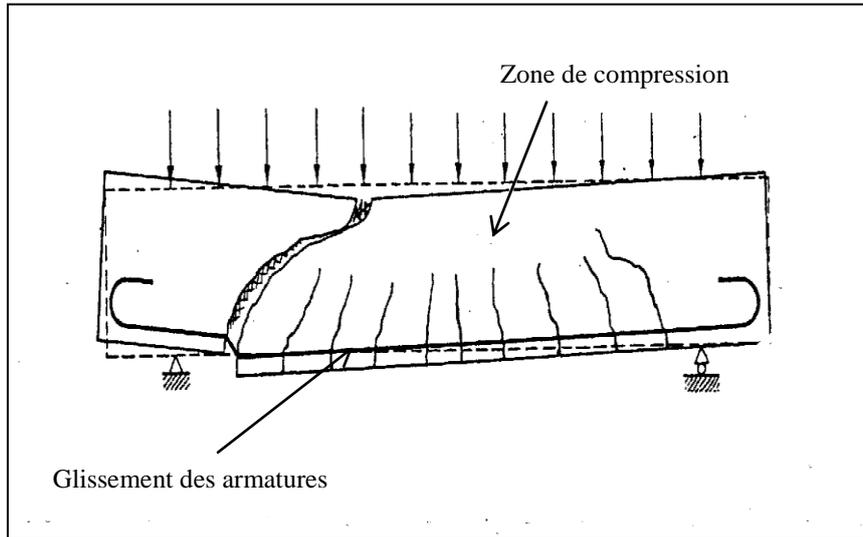


Figure II. 12: Rupture par cisaillement et compression [19].

II.7.1.3. Rupture par cisaillement avec glissement

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'apparition des premières fissures obliques, l'élargissement de celles-ci augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale, l'adhérence de l'acier au béton disparaît graduellement et finalement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément est causé par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets des barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement choisie.

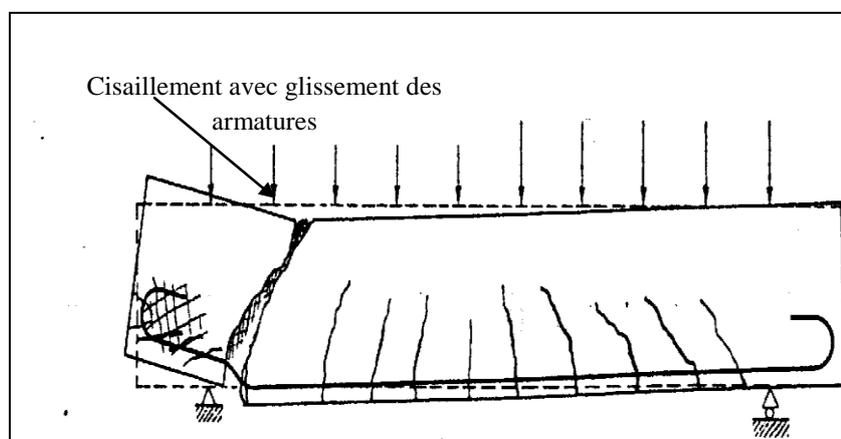


Figure II. 13: Rupture par cisaillement et glissement [19].

II.7.1.4. Rupture par coupure

Ce type de rupture peut être observé dans le cas des poutres minces pour lesquelles l'effort tranchant est très important avec un faible moment fléchissant donc surtout quand une force concentrée est appliquée près de l'appui.

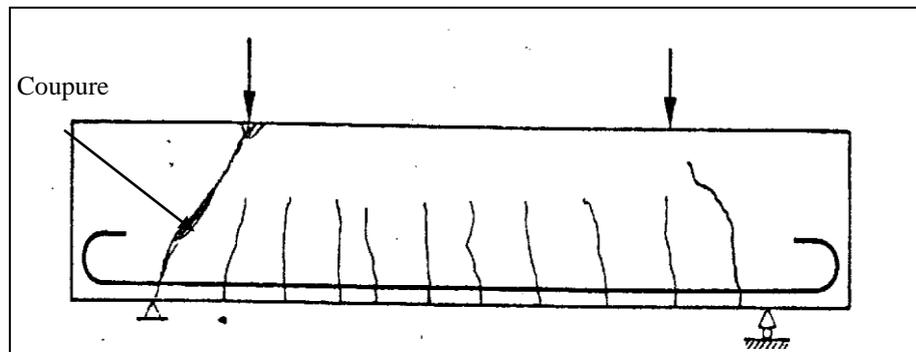


Figure II. 14: Rupture par coupure [19].

II.7.1.5. Rupture par dépassement de la résistance du béton à la compression oblique

Ce type de rupture apparaît dans les poutres en T, avec un hourdis comprimé large et avec une nervure mince fortement armée par des étriers, quand les contraintes de compression dans les bielles atteignent la résistance du béton à la compression. Dans ce cas, l'état limite est atteint par rupture des bielles de béton, les armatures transversales d'âme n'étant sollicitées qu'à environ la moitié de leur limite d'élasticité, sous une charge qui est bien inférieure à celle correspondant au moment de flexion ultime.

II.8. Forces internes dans une poutre sans armatures transversales

Le mécanisme de fissuration des poutres sans armatures transversales fait intervenir trois contributions de forces internes: la force de cisaillement dans le béton comprimé (V_c), l'engrenage des agrégats (V_a), et l'effet Gougeon des aciers longitudinaux (V_d).

$$V = V_c + V_d + V_a \quad (\text{II.15})$$

Dans une poutre typique, l'augmentation en cisaillement externe V doit être reprise par V_c , V_d et V_a . Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale, V_a et V_d deviennent moins effectives et s'atténuent, forçant V_c à reprendre tout l'effort et donc la rupture de la poutre se produit (la rupture est initiée par écrasement du béton)

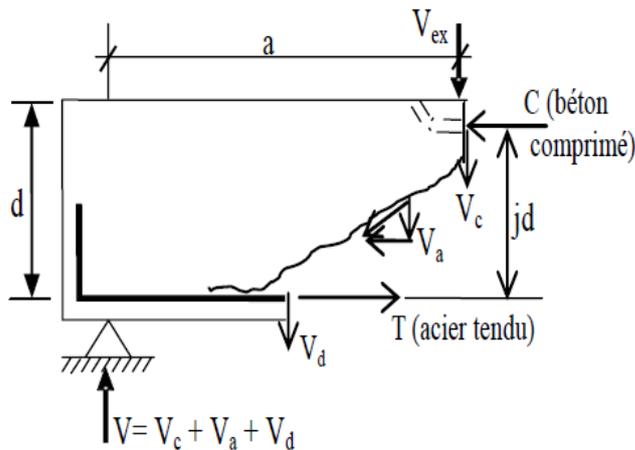


Figure II. 15: Forces internes dans la poutre.



Figure II. 16 : La fissure traverse les granulats sans armatures transversales

II.9. Reprise de l'effort tranchant par une armature verticale

Dans les poutres, dans les dalles peu élancées ou dans les dalles au voisinage des charges et des réactions concentrées (par exemple des appuis sur les colonnes), on disposera des armatures d'effort tranchant généralement constituées de cadres verticaux Fig II.16.

En s'opposant au développement de la fissure critique, les armatures transversales (étriers, épingles,...) permettent une augmentation de la résistance à l'effort tranchant. Pour dimensionner ces armatures transversales, il est nécessaire de développer un modèle physique sous forme d'un système armature-béton, dans lequel les armatures transversales participent à la reprise de l'effort tranchant.



Figure II. 17: Exemple d'armature pour une poutre simple : l'armature longitudinale inférieure a le but de reprendre la flexion, l'armature verticale, sous forme de barres pliées en forme d'étriers, a pour but de reprendre l'effort tranchant alors que les deux barres longitudinales supérieures de faible diamètre servent à tenir les étriers pendant le montage des armatures et la mise en place du béton (armatures constructives).

II.9.1. Les efforts et les équations de dimensionnement des armatures transversales (étriers)

L'analyse par coupes permet un calcul rapide des efforts déterminants, surtout si les coupes sont faites d'une façon appropriée. L'effort dans les étriers résulte directement de

l'équilibre des forces verticales sur une coupe inclinée dans la direction du champ de compression et vaut V_d (Fig II.17 et Fig II.18) Le nombre d'étriers coupés est :

$$\frac{Z \cdot \cot \alpha}{s} \quad (\text{II.16})$$

Z : Est la distance entre les deux membrures (bras de levier pour la flexion),

α : L'inclinaison des bielles comprimées.

s : L'espacement des étriers.

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_{sd} = \frac{v_d}{Z} \cdot \tan \alpha \cdot \frac{s}{A_{SW}} \quad (\text{II.17})$$

En considérant que la contrainte dans l'acier ne peut pas dépasser la limite d'écoulement, l'équation qui permet de dimensionner les étriers devient :

$$\frac{A_{SW}}{s} = \frac{v_d}{Z \cdot f_{sd}} \cdot \tan \alpha \quad (\text{II.18})$$

L'effort tranchant V_d à considérer dans l'équation de dimensionnement correspond à la valeur maximale dans la zone considérée.

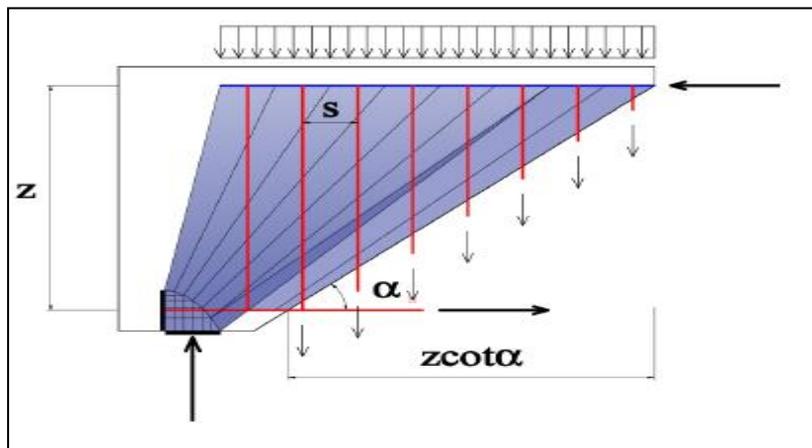


Figure II. 18: Coupe pour la détermination de l'effort dans les étriers.

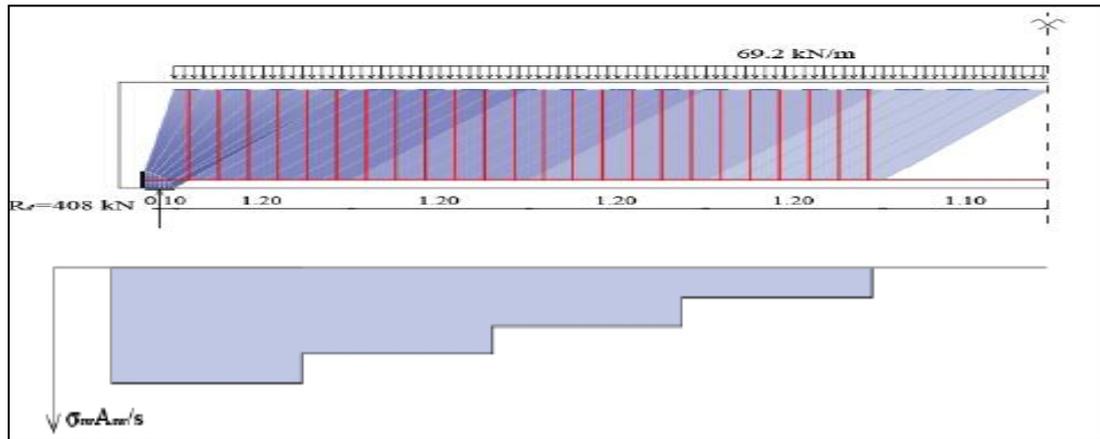


Figure II. 19: Répartition des efforts dans les armatures transversales.

L'effort dans les bielles inclinées celui dans la diagonale inférieure (Fig II.19.a et b):

$$N_{cd} = -\frac{v_d}{\sin \alpha} \quad (\text{II.19})$$

Cet effort doit être repris par une surface de béton égale à :

$$A_c = b_w \cdot Z \cdot \cos \alpha \quad (\text{II.20})$$

De sorte que la contrainte dans le champ de compression inclinée vaut :

$$\sigma_{cd} = -\frac{v_d}{b_w \cdot Z} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (\text{II.21})$$

Remarque : Le premier terme correspond à la contrainte de cisaillement sur une coupe verticale et le deuxième ne dépend que de l'inclinaison des bielles.

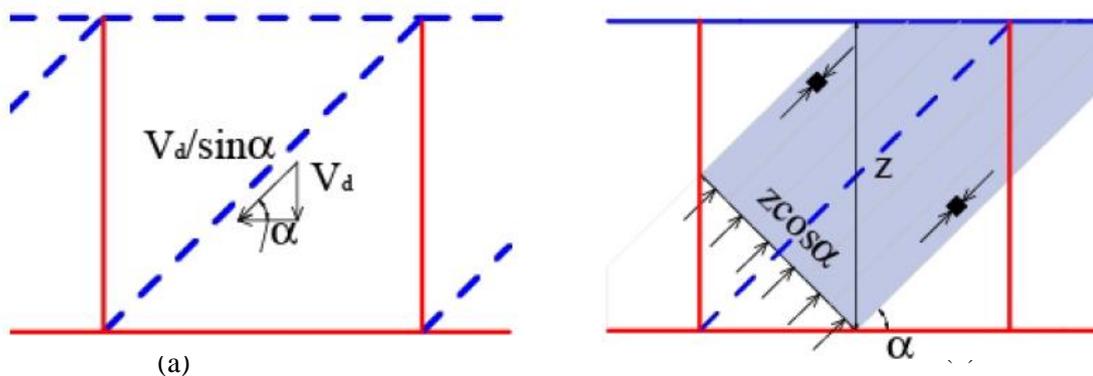


Figure II. 20: Détermination de l'effort dans le champ de contrainte inclinée.

II.9.2. La résistance des bielles inclinées

Du fait que les étriers doivent être déformés pour être activés, des fissures se forment approximativement dans le sens des bielles comprimées. Ces fissures ont des conséquences négatives sur la résistance du béton des bielles. En effet ces fissures provoquées par la déformation des étriers sont similaires à celles que l'on peut observer dans un prisme de béton sollicité par une compression uni-axiale au-delà de la résistance à la compression en phase adoucissante (Fig II.20). En outre les fissures s'ouvrent avec une flexion locale des étriers de sorte que le béton est localement dégradé.

Pour tenir compte de ces effets, la résistance à la compression du béton des bielles doit être réduite en fonction de l'état de déformation transversale. Pour des applications pratiques, on peut réduire la résistance par le facteur $k_c = 0.6$, et le facteur de fragilité.

$$k_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \quad (\text{II.22})$$

De sorte que la résistance à la compression des bielles inclinées est:

$$f_{cd} = k_{fc} \cdot f_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{II.23})$$

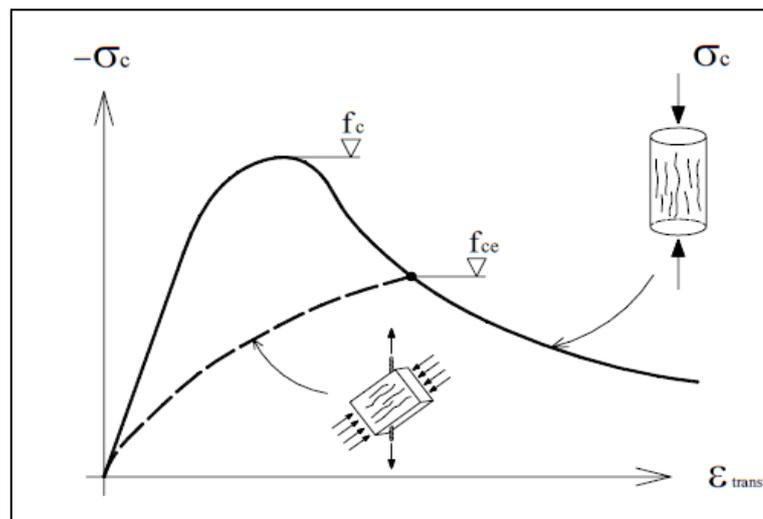


Figure II. 21: Analogie entre l'adoucissement du béton dans la compression simple et réduction de la résistance du béton provoquée par le déformation transversale.

II.9.3. Le choix de l'inclinaison des bielles

En général si l'inclinaison des bielles diminue :

- les étriers peuvent aussi être réduits,
- la contrainte dans le champ de compression incliné augmente
- l'effort supplémentaire dans la membrure tendue augmente également.

Pour limiter la quantité d'étriers, il est donc raisonnable de choisir une faible inclinaison des bielles. Il s'agit en effet d'un dimensionnement plastique rendu possible par le fait que le système est hyperstatique intérieurement et qu'une redistribution des efforts est donc possible (pour autant que le comportement soit

ductile). Si les étriers sont faibles, une fois atteinte leur limite d'écoulement la charge peut encore être augmentée, puisque l'inclinaison du champ de contrainte diminue. Il ne faut néanmoins pas choisir des inclinaisons trop faibles, qui pourraient mener à un sous-dimensionnement des étriers. Dans ce cas, on pourrait avoir des déformations plastiques dans les étriers déjà à l'état limite de service, ou bien des fissures trop développées à l'état limite ultime qui pourraient limiter la capacité de redistribution des efforts. Pour éviter ces deux problèmes, une limite inférieure doit être fixée pour l'inclinaison des bielles : $\alpha \geq 25^\circ$

Si les contraintes dans les diagonales ou l'effort à ancrer dans l'armature longitudinale sur l'appui sont déterminants, le choix d'une inclinaison plus grande est raisonnable. Une limite doit être définie dans ce cas aussi. En effet, le choix d'une inclinaison trop grande pourrait mener à une sous-estimation de l'effort dans l'armature longitudinale, avec le danger d'une rupture fragile par adhérence insuffisante. C'est pourquoi la limite supérieure : $\alpha \leq 45^\circ$

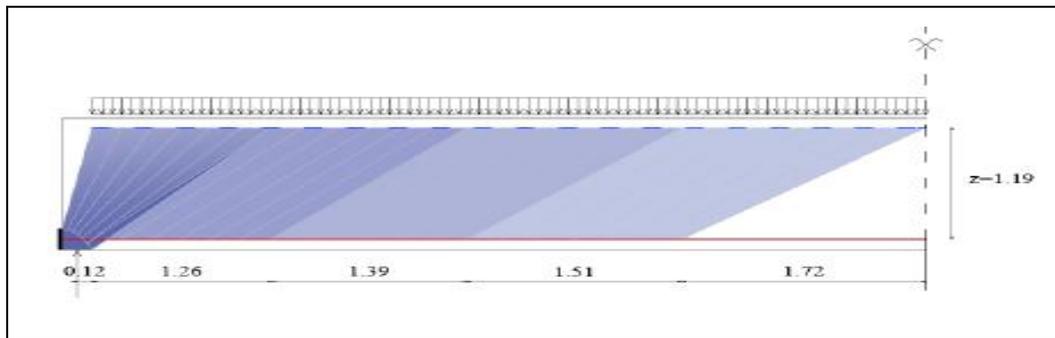


Figure II. 22: Champ de contrainte avec inclinaisons variables.

II.10. Résolution des problèmes de fissures dues aux efforts tranchants

II.10.1. Étriers inclinés

Dans certains cas, il peut être raisonnable d'incliner les étriers dans la direction opposée à celle des bielles (voir exemple ci-dessous).

Les efforts peuvent être déterminés comme dans les poutres avec étriers verticaux :

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{V_d}{z; f_{sd}} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta)}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{-V_d}{b_w \cdot z} \cdot \frac{1}{\sin^2 \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta)} \quad (\text{II.24})$$

$$N_{inf,d} = \frac{M_d}{z} + \frac{V_d}{2} \cdot (\cot \alpha - \cot \beta)$$

Cette solution peut devenir intéressante dans le cas d'âmes très minces, car la contrainte dans le champ de compression inclinée ainsi que la fissuration transversale sont fortement diminuées. Elle est néanmoins rarement utilisée, car le montage des étriers et les joints de construction éventuels deviennent compliqués. En outre

l'avantage sur la quantité d'étriers est faible car la diminution de surface nécessaire est partiellement compensée par une longueur plus grande.

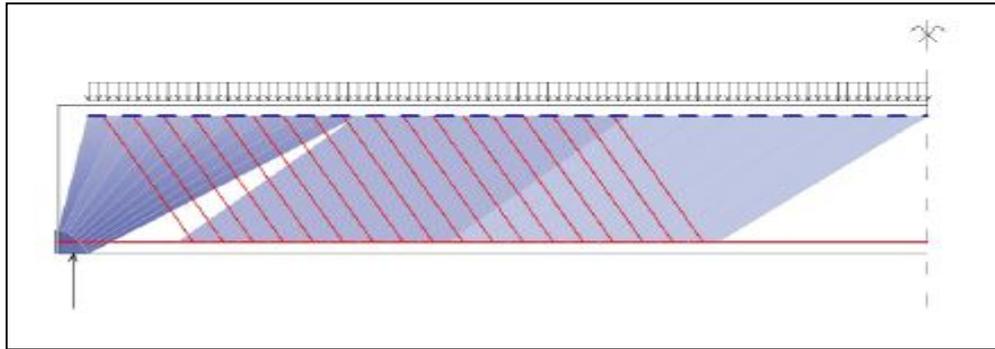


Figure II. 23: Efforts dans le cas d'étriers inclinés.

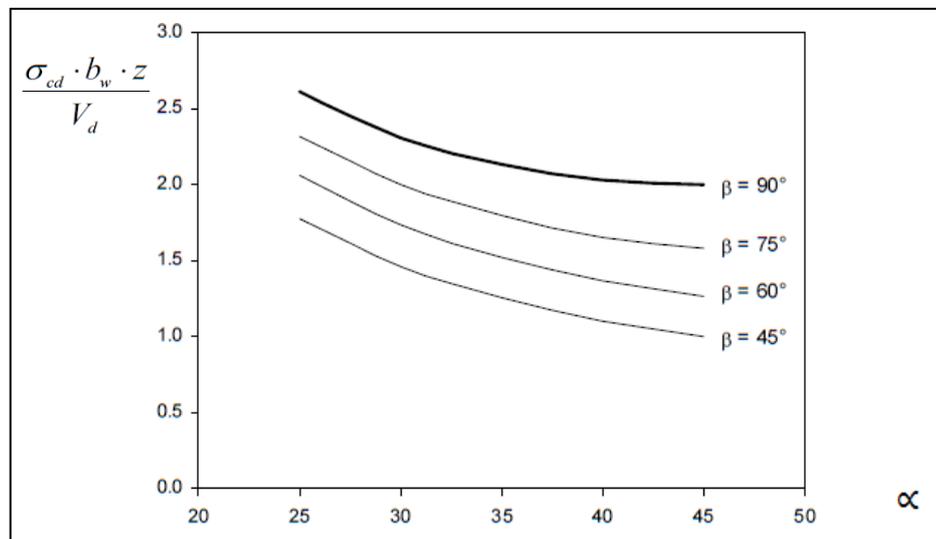


Figure II. 24: Contrainte dans le champ de compression en fonction de son inclinaison α et de l'inclinaison des étriers β .

II.10.2. Solution avec barres relevées

Les barres relevées peuvent être considérées comme des étriers inclinés concentrés.

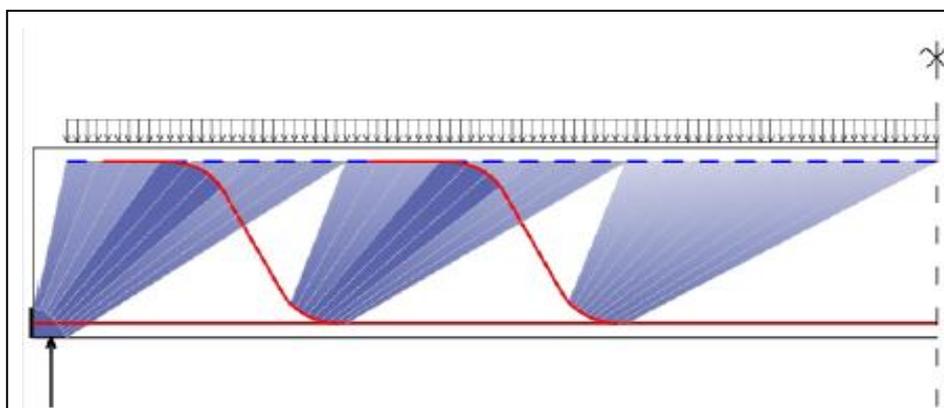


Figure II. 25: Armature d'une poutre simple avec barres relevées et étriers.

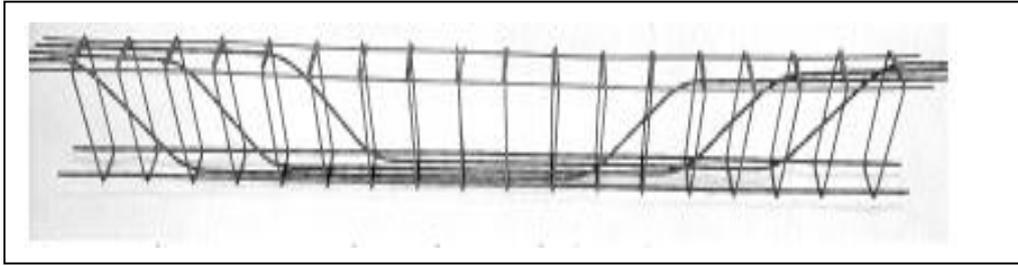


Figure II. 26: Modèles bielles et tirants et champ de contrainte dans le cas d'une armature avec barres relevées.

II.11. Paramètres influençant le comportement d'une poutre en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant

II.11.1. Influence des dimensions de la poutre sur les résultats d'essais (effet d'échelle)

II.7.1.1. Essais de Leonhard et Walther

L'effet d'échelle a été étudié par *Leonhard et Walther* [24]. Les essais portaient sur deux séries de poutres C et D dont chacune est composée de quatre poutres.

Les tableaux suivants résument les propriétés de chaque série de poutres :

Tableau II. 2: propriétés des poutres de la série C.

Propriétés	ℓ (cm)	h_{utile} (cm)	b (cm)	$\frac{\ell}{h_{\text{utile}}}$	Armature longitudinale (mm)	$\frac{A_s}{Ab}$ (%)
Série C						
C1	52	7	5	7.43	$2 \phi 6$	1.65
C2	104	14	10	7.43	$2 \phi 12$	1.65
C3	156	21	15	7.43	$2 \phi 18$	1.65
C4	208	28	20	7.43	$2 \phi 24$	1.65

Tableau II. 3: propriétés des poutres de la série D.

Propriétés	l (cm)	h_{utile} (cm)	b (cm)	$\frac{l}{h_{\text{utile}}}$	Armature longitudinale (mm)	$\frac{A_s}{Ab}$ (%)
Série D						
D1	100	15	10	6.7	1 ϕ 16	1.33
D2	200	30	15	6.7	3 ϕ 16	1.33
D3	300	45	20	6.7	6 ϕ 16	1.33
D4	400	60	22.5	6.7	9 ϕ 16	1.33

Les champs de fissuration pour les deux séries de poutres sont représentés sur les (Fig II.26 et II.27).

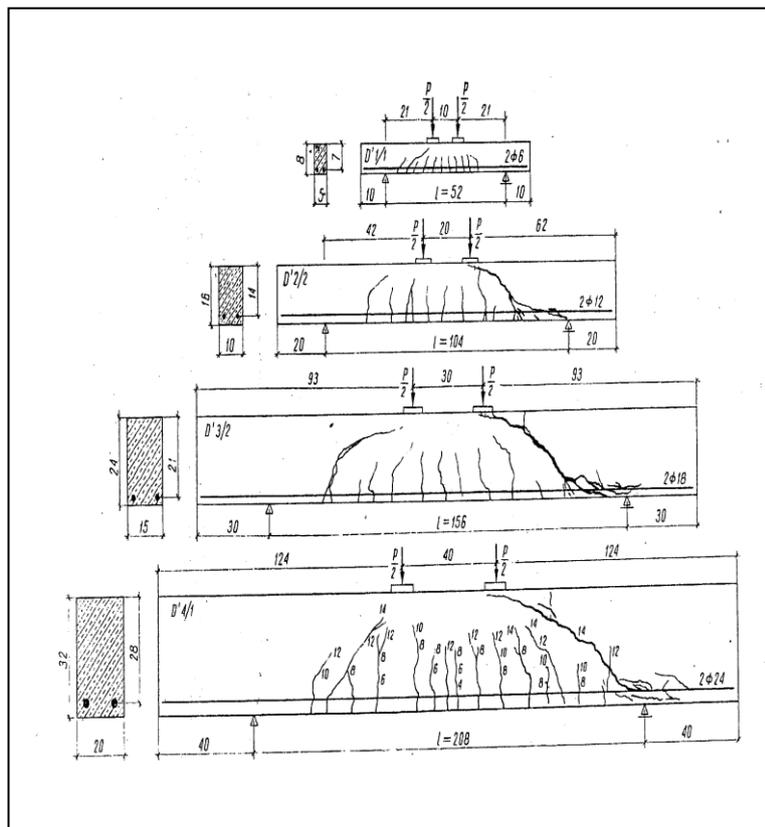


Figure II. 27: Poutres de la série C [24].

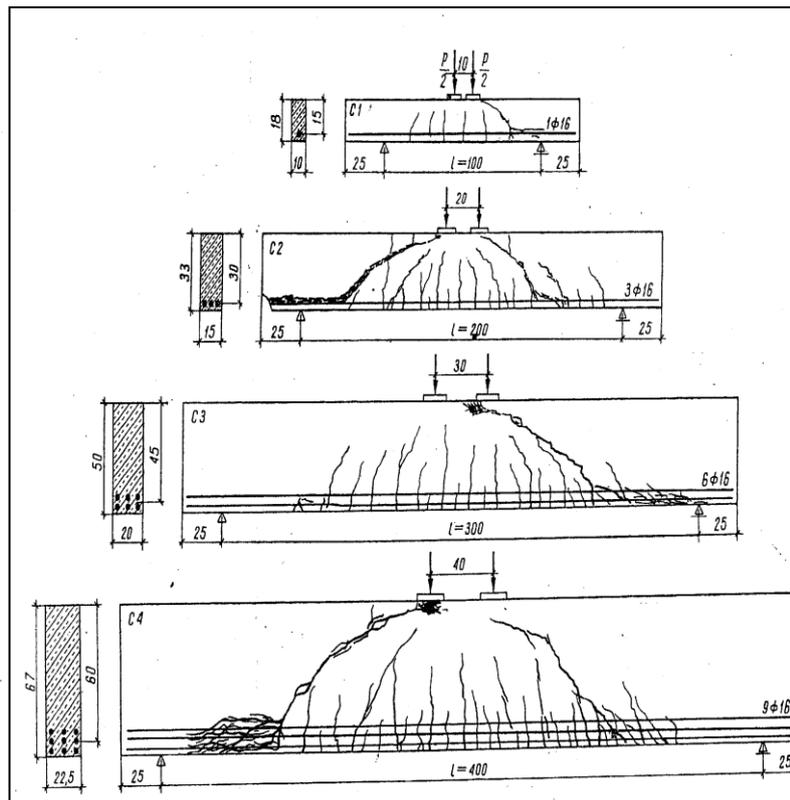


Figure II. 28: Poutres de la série D [24].

Leonhardt et Walther ont constaté que :

- conformément au programme d'essai, toutes les poutres des deux séries se sont rompues par cisaillement. Peu avant la rupture, il se produisait une fissure horizontale au niveau des armatures principales, allant du commencement de la fissure oblique jusqu'à l'extrémité de la poutre.
- dans les poutres de la série D (ou le nombre de barres était constant pour toutes les poutres), l'espacement des fissures était approximativement proportionnel aux dimensions des poutres. Par conséquent, dans les poutres plus grandes (le cas des poutres D3 et D4) les fissures étaient plus larges.
- d'autre part, dans la série D, le moment réduit de rupture par cisaillement diminuait avec les dimensions de la poutre. Ce phénomène peut être expliqué par la diminution de l'adhérence de l'acier au béton avec l'augmentation des dimensions de la poutre quand le nombre de barres est constant, car dans ce cas, les fissures pénètrent plus profondément dans la zone comprimée et accélèrent la rupture.

Cependant, *Leonhardt* et *Walther* ont conclu que les résultats de ces essais ne peuvent être exploités pour l'analyse des éléments en béton armé soumis au cisaillement que dans le cas où la hauteur utile dépasse 25cm.

II.11.1.2. Essais de Bhal

Suite aux études effectuées par *Leonhardt* et *Walther*, et après avoir constaté que les essais précédents avaient été effectués sur des poutres de hauteur trop petite, *Bhal* a adopté des poutres d'essais dont la hauteur minimale était $h=30\text{cm}$ et la hauteur maximale était $h=120\text{cm}$ et la largeur des poutres est prise constante et égale à $b=24\text{cm}$ ce qui est représenté par la Fig II.28.

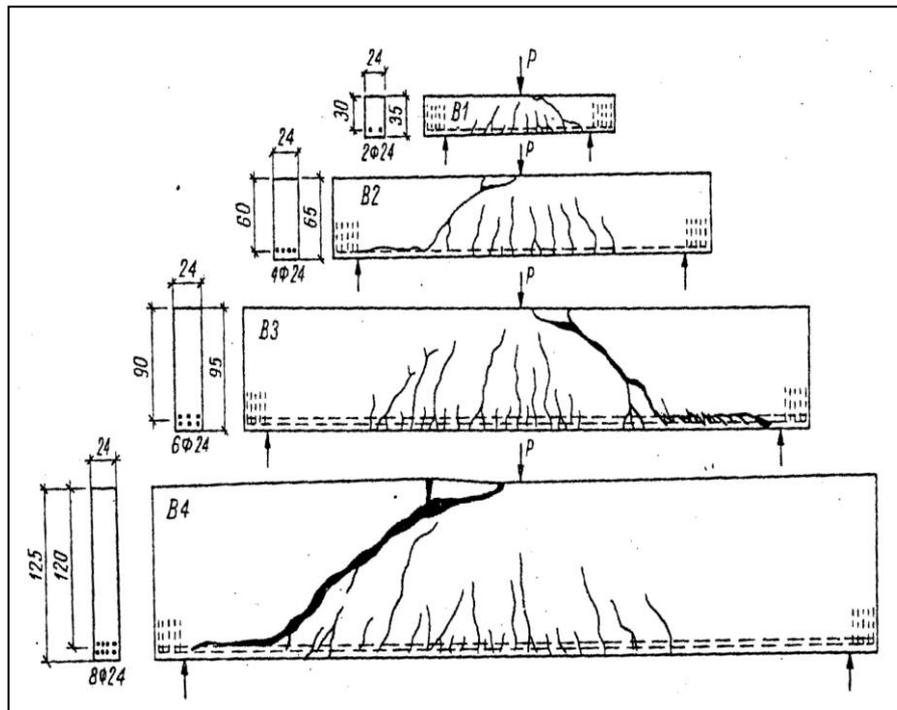


Figure II. 29: Essais de *Bahl*.

Les essais ont permis de conclure que :

- les fissures obliques se sont développées à partir des fissures extrêmes dues à la flexion.
- les fissures dues à la flexion au centre de la travée ne se prolongeaient plus et les déformations ultérieures de la poutre jusqu'à la rupture se concentraient au dessus de la fissure oblique.
- l'espacement des fissures au niveau des armatures principales ne variait pas en fonction de la hauteur de la poutre, par contre, au niveau de l'axe neutre, l'espacement augmente avec la hauteur de la poutre.

- l'ouverture des fissures au niveau des armatures principales est inversement proportionnelle à la hauteur de la poutre, par contre, à mi-hauteur de la poutre, l'ouverture des fissures était proportionnelle à la hauteur de la poutre.

Bhal a examiné également l'influence de la variation de la hauteur sur la résistance au cisaillement des poutres armées par des étriers verticaux.

Dans ce but, il a construit (04) poutres identiques à celles présentées sur la Fig II.28 mais avec des étriers $\Phi 8\text{mm}$ espacés de 16cm .D'après les résultats des essais, il a conclu que :

- dans les poutres munies d'une armature transversale, la hauteur de la poutre influence la capacité portante dans une mesure très petite et négligeable.
- pour les poutres les plus hautes, l'effondrement se manifestait après la rupture des étriers verticaux traversant la fissure oblique principale, par contre, dans les poutres les moins hautes, la rupture se traduit par l'écrasement du béton au dessus de la fissure oblique principale.

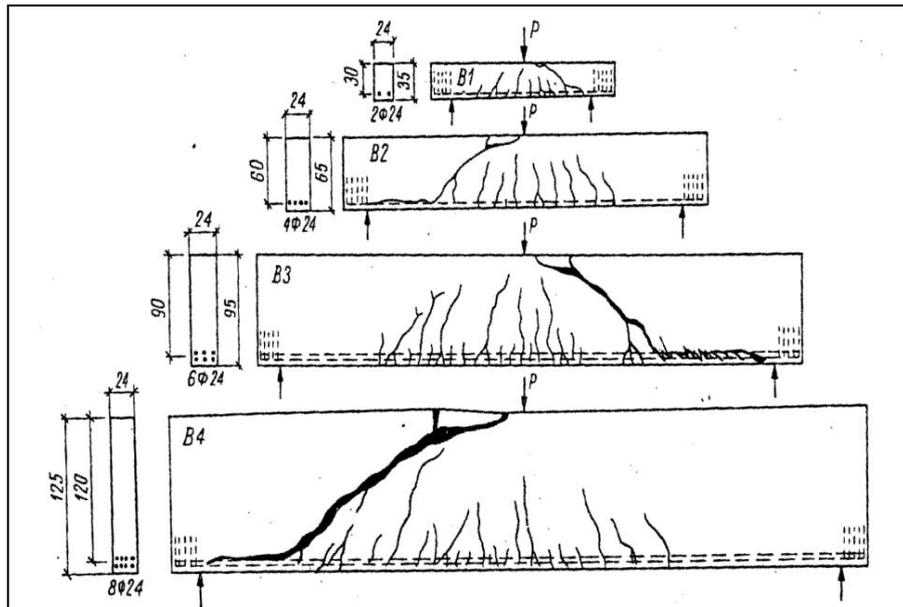
II.11.2. Influence de la nature de l'armature transversale dans les poutres en béton armé sur leur capacité portante, leur flèche et la répartition des fissures.

Plusieurs essais ont été effectués à grande échelle, dans le but d'obtenir des indications sur l'efficacité des barres relevées et des étriers, on peut citer les essais de *Bach* et *Graf* à Stuttgart de 1911 à 1928 qu'on peut résumer comme suit [24].

II.11.2.1. Essais de Bach et Graf

➤ Premier type d'essais

Ces essais concernaient des poutres à une travée, en forme de T, armées par une armature principale (barres longitudinales) suffisamment puissante et par des étriers différemment répartis et avec des diamètres différents. Les dimensions, l'armature et la nature de la charge ainsi que la capacité portante de chaque poutre sont indiquées sur la Fig II.29.

Figure II. 30: Poutre du premier type d'essai de *Bach et Graf*.

D'après les résultats des essais, *Bach et Graf* ont constatés que les étriers minces peu espacés produisaient une augmentation de la capacité portante beaucoup plus grande que des étriers forts très espacés.

➤ Le deuxième type d'essais

L'essai concernait les poutres représentées par la Fig II.30 avec :

- la première série de poutres est caractérisée par ancrage droit sans étriers.
- la deuxième série de poutres est caractérisée par un ancrage droit avec étriers.
- la troisième série de poutres est caractérisée par un ancrage courbe sans étriers.
- la quatrième série de poutres est caractérisée par un ancrage courbe avec étriers.

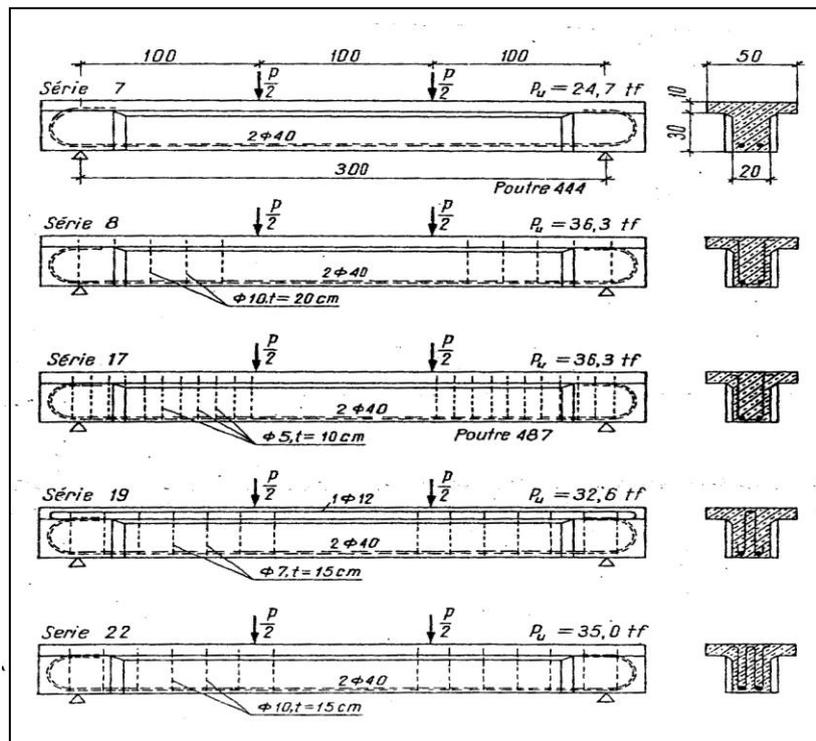
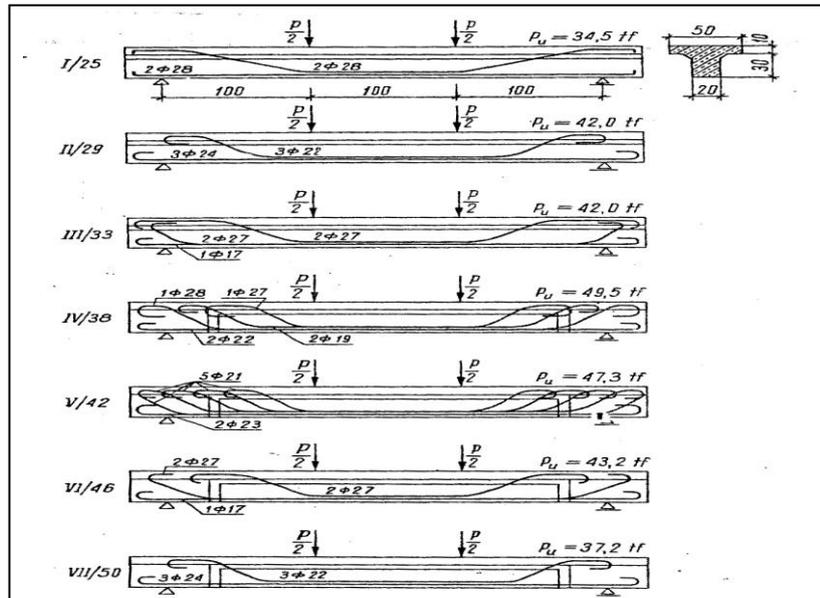


Figure II. 31: Poutre du deuxième type d'essai de Bach et Graf.

Les résultats d'essai montrent que, de même que dans les poutres chargées par deux forces concentrées, les étriers augmentent la capacité portante de façon considérable et que l'influence des étriers est d'autant plus grande que l'ancrage des armatures principales est meilleur.

➤ Le troisième type d'essais

Ces essais sont réalisés sur sept (07) groupes de poutres en forme de T. La différence entre les groupes résidait dans la disposition des barres relevées et dans l'ancrage des armatures principales. Une poutre de chaque groupe est représentée sur la figure ci-dessous.

Figure II. 32: P outre du troisième type d'essais de *Bach et Graf*

D'après les résultats des essais, on a conclu que l'armature d'âme bien déterminée suivant les lignes de force (trajectoires des contraintes principales) était plus efficace et que les barres relevées avec un grand rayon de courbure augmentaient la capacité portante de la poutre, voir Fig II.33.

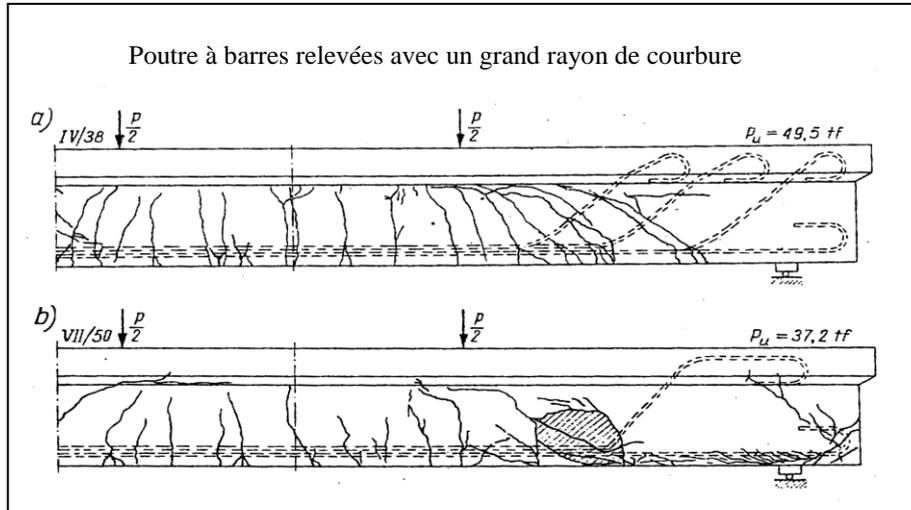


Figure II. 33: Poutre à barres relevées avec un petit rayon de courbure.

Les essais ont permis également de conclure que, pour des faibles charges, les flèches ne dépendent pas de la nature de l'armature transversale et ce n'est que sous les charges importantes que les poutres avec l'armature orthogonale (composée d'étriers et de barres droites) subissent des flèches supérieures à celles des poutres armées suivant les lignes de force (armées par des barres relevées).

La recherche bibliographique, concernant le comportement des poutres à l'effort tranchant, nous a permis de mettre en évidence différents paramètres qui suscitent jusqu'à ce jour une attention tout à fait particulière. Des différents travaux recensés et expérimentations, il en ressort le cheminement qui a conduit les chercheurs à affirmer que : Les armatures transversales (ou armatures d'âme) sont utilisées pour augmenter la résistance au cisaillement de la poutre en béton après fissuration, éviter la rupture soudaine et brutale par effort tranchant et assurer la rupture par flexion [14], [23] et [26].

On peut utiliser trois (03) types d'armatures transversales d'efficacité décroissante [17]:

- les armatures inclinées ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)
- les armatures droites $\alpha = 90^\circ$
- les armatures mixtes : cadres+barres relevées.

En comparant le cas des cadres verticaux et celui des étriers inclinés [22], on constate que les contraintes dans les bielles inclinées sont théoriquement deux (02) fois plus importantes lorsque les étriers sont verticaux que lorsqu'ils sont inclinés à 45° . Il semblait donc en principe, qu'il soit avantageux de disposer l'armature transversale de manière inclinée. En revanche, les étriers inclinés sont très efficaces mais peu pratiques en ce qui concerne leur mise en œuvre. Ils ne sont donc utilisés que dans des cas spéciaux ou les contraintes dans l'âme sont très élevées [17] et [22]. Les armatures transversales participent à la résistance à l'effort tranchant, limitent le développement de la fissure, réduisent sa pénétration dans la zone de compression et s'opposent à son élargissement [23].

II.11.3. Influence de l'élançement de cisaillement sur la capacité portante d'une poutre en béton armé [24].

L'influence de l'élançement de cisaillement ℓ/h sur la valeur des contraintes de cisaillement de rupture τ_{\max} est examinée par plusieurs expérimentateurs. On se limite à donné comme exemple les essais réalisés par *Leonhardt* et *Walther*.

II.11.3.1. Essais de Leonhardt et Walther

Les essais concernaient une série de poutres rectangulaires, de travées différentes avec armature et section transversale constante. La Fig ci-dessous montre la distribution des fissures dans ces poutres qui sont soumises à deux charges concentrées agissant à mi-travée.

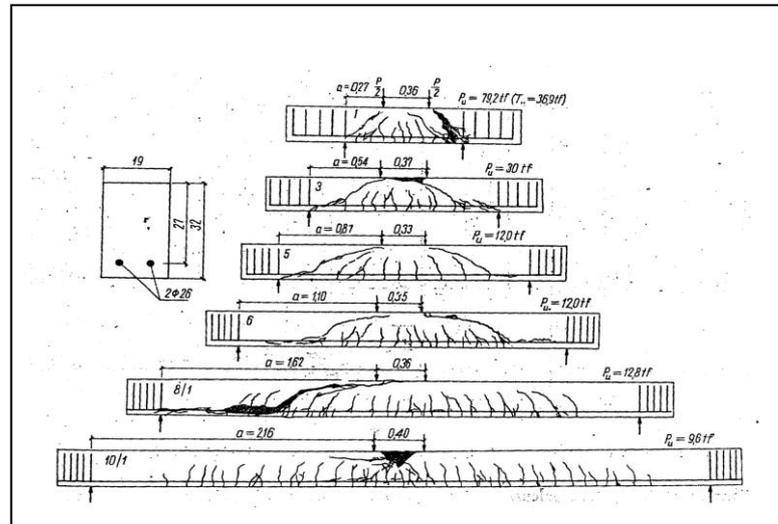


Figure II.29 : Poutres de la série (II).

D'après les résultats des essais, *Leonhard* et *Walther* ont constaté que pour ces poutres, l'effort tranchant extrême, la charge de rupture maximale ainsi que la contrainte de cisaillement maximale sont observés dans la poutre caractérisée par l'élanement de cisaillement minimal (c'est-à-dire dans la poutre la plus courte). Cet élanement est inversement proportionnel aux valeurs de T_{max} et de τ_{max} .

II.11.4. Participation de l'armature longitudinale à la transmission de l'effort tranchant

L'ouverture d'une fissure et la rotation des deux parties de la poutre autour d'une articulation dans la zone comprimée provoque la déformation de l'armature longitudinale [24] représentée d'une manière un peu exagérée sur la Fig II.34.

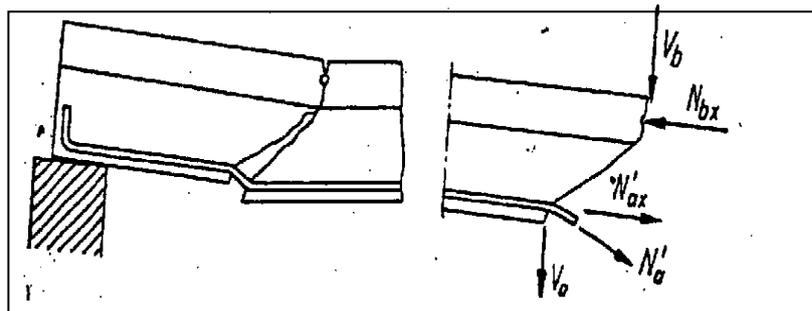


Figure II. 35: Participation de l'armature longitudinale à la transmission du cisaillement.

Avec :

N'_a : Effort de traction dans l'armature longitudinale.

N'_{ax} : Composante horizontale de l'effort de traction dans l'armature horizontale.

V_a : Composante verticale de l'effort de traction dans l'armature longitudinale.

N_{bx} : Composante horizontale de l'effort de compression dans le béton.

V_b : Composante verticale de l'effort de compression dans le béton.

Après déformation, l'effort de traction dans l'armature longitudinale se traduit en termes de composante horizontale N'_{ax} et d'une composante verticale V_a qui va participer à la transmission de l'effort tranchant.

Dans le cas d'une poutre munie d'étriers, quand la fissure oblique dans une certaine phase est située entre les étriers, une partie correspondante de l'effort tranchant est transmise par l'étrier, et le reste par les armatures longitudinales et par la zone comprimée du béton.

II.11.4.1. Essais de Krefeld et Thurston

Dans le but de déterminer la partie de l'effort tranchant transmise par l'acier V_a et celle transmise par le béton V_b dans les phases consécutives à la mise en charge, *Krefeld et Thurston* ont effectués des essais sur une poutre sans armature transversale, munie d'une fente en forme de fissure oblique Fig II.35.

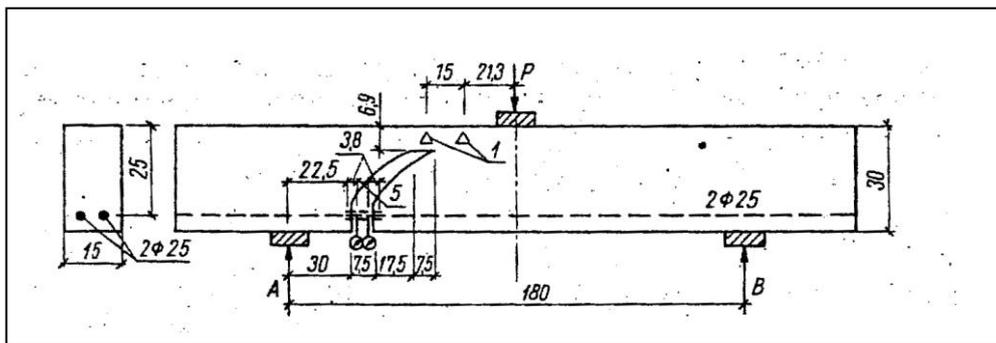


Figure I. 35: Poutre de *Krefeld et Thurston*.

Les résultats des essais sont représentés sur la Fig II.36 ou les valeurs de V_a et de V_b sont indiqués en fonction de la charge.

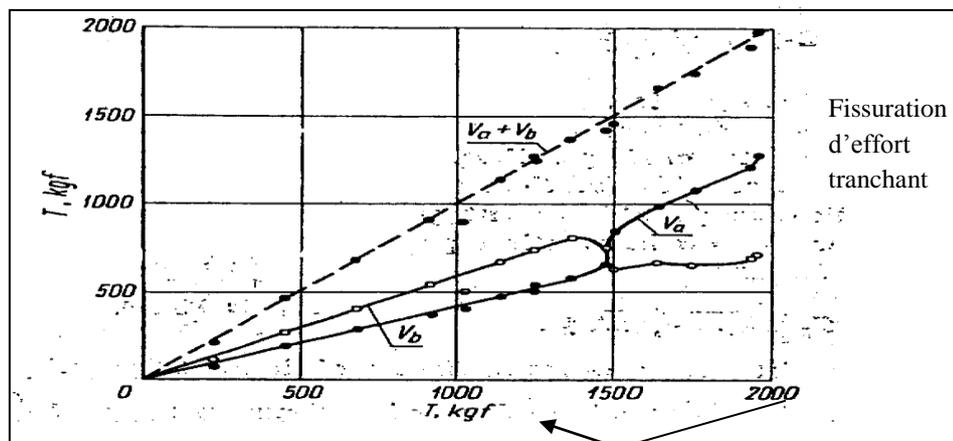


Figure II. 36: Partie de l'effort tranchant transmise par l'armature longitudinale en fonction de la charge.

D'après la Fig ci-dessus, on constate qu'il y'a deux phases différentes :

- La première phase : ou l'effort tranchant a été transmis pour 60% par le béton et pour 40% par l'armature principale dans la zone tendue.
- La deuxième phase : ou l'effort tranchant est transmis pour 38% par le béton et pour 62% par les armatures longitudinales.

Remarques

- Le changement brusque de la disposition des efforts internes entre la première phase et la deuxième phase peut être attribué à l'ouverture d'une fissure horizontale près du bord supérieur de la fente.
- La poutre d'essais ne correspond pas à une poutre ordinaire en béton armé (puisqu'elle n'est pas armée transversalement), néanmoins, les essais ont indiqué qu'une partie considérable de l'effort tranchant peut être reprise par les armatures principales situées dans la zone tendue.

II.11.5. Paramètres contribuant à la résistance à l'effort tranchant

Les paramètres couramment admis contribuant à la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé sont les suivants [18], [20] et [23]:

- La résistance du béton non fissuré de la zone comprimée qui empêche la propagation de la fissure.
- La capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction « tension stiffening ».
- Le frottement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures.
- La présence d'acier transversal qui empêche l'ouverture des fissures et qui reprend la majorité de l'effort tranchant.
- La résistance de l'acier longitudinal au cisaillement (ou effet de goujon).
- Les bielles diagonales comprimées situées entre les fissures.
- Présence des contraintes de traction dans le béton même après l'apparition des fissures (tension softening of concrete).
- L'effet d'engrènement « aggregate interlock » est du au fait que les deux lèvres d'une fissure dans du béton ne sont pas parfaitement planes. Lorsqu'il y a glissement relatif, des forces de contact entre agrégats apparaissent, résistant au cisaillement de la fissure.

Plus particulièrement, le glissement engendre une contrainte de cisaillement parallèle à la fissure et opposée au mouvement, ainsi qu'une contrainte normale qui tend à ouvrir la fissure. Ces contraintes sont inversement proportionnelles à l'ouverture de la fissure voir la figure ci-dessous.

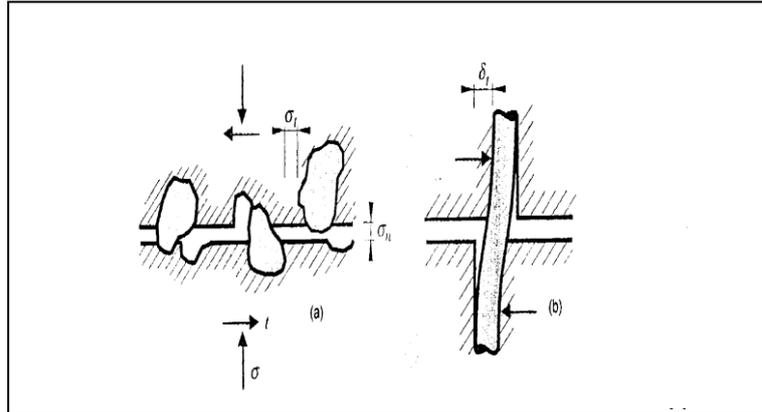


Figure II. 37: (a) Engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) Effet de goujon ou interaction acier-béton.

L'effet de goujon « Dowel effect » apparaît lorsqu'une fissure est traversée par le ferrailage ; le glissement des lèvres est gêné par le ferrailage qui travaille en flexion et en tension.

Remarques:

- En 1970, *Taylor* a fait des essais sur des poutres sans ferrailage transversal. Il a déduit qu'un quart du cisaillement est repris par la zone comprimée du béton, un quart par l'effet de goujon des armatures de flexion et la moitié par l'effet d'engrènement [19].
- Le phénomène d'engrènement et l'effet de goujon [18] même s'ils semblent primordiaux pour certains modèles sont souvent négligés dans les calculs.

II.12. Conclusion

Le renforcement en cisaillement, de par la complexité qui le caractérise, a fait l'objet et fait toujours l'objet de travaux sans relâche afin de mieux comprendre les mécanismes qui sont mis en jeu et de ce fait développer des méthodes de dimensionnement plus rigoureuses; certes, les résultats obtenus grâce à ces travaux ont permis d'aboutir à des conclusions fort intéressantes. L'objectif assigné dans notre sujet de recherche se veut une contribution à cet effort.

Références

- [13] **ACI 201.1R-92** “Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service”, 1992.
- [14] **F.Lopez, F.A.Hazam**, “Finite element analysis for limite state design of concrete structures”, Thèse de doctorat de l'université de technologie Charlmers, Gotborg, Sudan 2005.
- [15] **Gonzales Cuevas O., Robles F.** “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, Editorial LIMUSA S. A., Mexico, 2002, p.757. ISBN968-18-4981-7.
- [16] **Jacobs.J., Vyncke J.** “Pathologie du Béton Comment y Faire face ?”. CSTC-Magazine, Belgium, 1993, p.37-45.
- [17] **J.P.Mougin**, “Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, cours de béton armé BAEL 91”, Editions EYROLLES, Paris 1992.
- [18] **Kotronis.P**, “Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D”, Thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan, Décembre 2000.
- [19] **MacGregor, J.G.**, “Reinforced concrete: Mechanics and design”, 3rd Edition, 1997, 393 p.
- [20] **M.Martin**, “Non linear FE Analysis of shear behavior in reinforced concrete”, University of Technology, Charlmers, Gotborg, Sudan 2007.
- [21] **Nawy R.** “Concreto reforzado Un enfoque basico”, Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., Mexico 1988, 743 p. ISBN 968 880-075-9.
- [22] **R.Walther, M.Miehl.Bradt**, “Dimensionnement des structures en béton”, bases et technologie, Lausanne, Juillet 1990.
- [23] **M.S.Sumpter**, “Behavior of high performance steels as shear reinforcement for concrete beams”, Thèse de doctorat de l'université de NCS, Civil Engineering, Raleigh, NC, 2007.
- [24] **Tadeusd.G**, “Le cisaillement dans le béton armé”, Dunod Paris 1972.
- [25] **Tania. Crouston** “Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion trois points réparée par matériaux composites (Approche Probabiliste) ” Soutenue le 20 Juin 2006.
- [26] **T.Stratford, C.Burgoyne**, “Shear analysis of concrete with brittle reinforcement”, Journal of composites for construction, ASCE, Novembre 2003.

Chapitre III: Techniques et modèles de confinement des structures.

III.1.Introduction

Afin d'assurer la sécurité et le prolongement de la durée de vie des constructions, l'une des méthodes curatives utilisées est le renforcement des structures en béton. Variées sont ces techniques de renforcement, l'une des premières qui a été utilisée est le collage d'éléments en acier sur les faces exposées aux sollicitations dues aux efforts de chargements. Mais la grande sensibilité de ce matériau à la corrosion, ainsi que son poids élevé a fait que son utilisation dans ce cadre présente des inconvénients. De ce fait, les matériaux composites sont alors utilisés comme substitut potentiel à l'acier dans plusieurs domaines du Génie-Civil.

En prenant compte de tous ces facteurs, les chercheurs ont introduit la notion de confinement du béton. Cette nouvelle technique se réalise à l'aide de matériaux composites à base de fibres de verres, de carbone et autres. Ce mécanisme de confinement affecte considérablement et forte heureusement dans le bon sens le comportement du béton [28] [30] [34] [39]. Dans cette section on présentera un aperçu sur le confinement et le renforcement du béton à l'aide des matériaux composites et les différents proposés.

Toutes les études effectuées s'accordent sur la conséquence majeure de l'ajout d'autres matériaux sur le comportement du béton, en l'occurrence la résistance et la ductilité, ce sont deux propriétés dont l'identification est plus que nécessaire si l'on veut faire un calcul de structure.

III.2. Le confinement

III.2.1 Revue de littérature

Le phénomène de confinement de béton a été le sujet de plusieurs travaux expérimentaux au cours des 100 dernières années. Cette partie présente une revue de littérature des différents résultats antérieurs reliés à la réhabilitation et le renforcement des éléments en béton et de divers modèles seront développés en conséquence.

L'objectif que visent toutes les recherches dans ce domaine est principalement l'amélioration de la capacité et le comportement mécanique en compression des éléments structuraux en béton armé. L'idée est très séduisante et déjà fort ancienne, l'empreinte laissée par le chercheur « *Consideré* » en est une preuve; en 1903 il a suggéré l'utilisation d'un renfort transversal afin de ralentir la déformation latérale, tous les essais triaxiaux sur des cylindres de mortier de dimensions $\varnothing 80 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ démontrent que l'application d'une pression de confinement latérale constante sur des cylindres de mortier pouvait augmenter sensiblement leur résistance à la compression [35]. Il proposa alors une relation permettant de prédire la résistance en compression de mortier confiné, relation qui fut plus tard adaptée au béton par [66], la série d'essais, qu'ils ont effectués en utilisant la pression hydraulique pour le

confinement des colonnes de béton circulaire, a confirmé que l'augmentation de la résistance était directement proportionnelle à la force de confinement. On peut citer l'utilisation de tubes en acier [42], de frettes d'acier de différentes formes [63], [42], [29] et autres [53], [56], [64], [66], [75].

Plus tard en 1930 et 1933, *ACI* a développé des expressions pour la résistance à la compression des colonnes renforcées avec de l'acier longitudinal et latéral. Après cela, beaucoup de chercheurs ont effectué des travaux dans ce secteur et ont proposé des modèles pour prévoir le comportement des colonnes de béton confinées. Ces premiers travaux ont inspiré plusieurs autres chercheurs tels que [31], [32] et [55].

Les matériaux composites à base de fibres «PRF» ne sont utilisés pour le confinement du béton que depuis le début des années 1980, bien que l'utilisation de tubes en plastique (PVC) remplis de béton, ait débuté dès la fin des années 1970 [48].

Il a suggéré l'utilisation des pipes en plastique, rempli de béton, les diamètres des pipes s'étendent de 38mm à 100mm et les longueurs variés de 200mm à 1450mm. La résistance de béton à 28 jours était 20.6MPa. Les spécimens ont été examinés sous une charge de compression axiale. Il a constaté que la résistance ultime des colonnes courtes a augmenté 3.3 fois la pression d'éclat des tubes accompagnée aussi d'une nette amélioration de ductilité. Aucune conclusion n'a été tirée pour les colonnes longues.

Fardis et *Khalili* [36], ont réalisé des essais de compression uni-axiale sur des cylindres de béton de Ø76 mm x 152 mm et Ø102 mm x 204. Quatre types différents de FRP ont été utilisés. Les chercheurs ont constaté que la rupture s'est produite quand la contrainte latérale du béton sous l'action combinée de la charge axiale et de la pression de confinement a atteint la contrainte de rupture du FRP, ils ont également conclu que cette technique rapporte une augmentation non seulement de la résistance de béton mais aussi une amélioration de la ductilité, grâce à l'effet de confinement.

En 1988, *Katsumata* et *al* [46] ont présenté les résultats d'une investigation expérimentale sur le comportement sismique des colonnes renforcées au moyen de matériaux composites «PRFC». Suite à ces essais, les observations suivantes sont formulées :

- Le déplacement ultime ainsi que la capacité d'absorption d'énergie ont augmenté de façon linéaire avec la quantité de «PRFC».
- La résistance sismique des colonnes renforcées à l'aide de «PRFC» était proche de celle des colonnes confinées à l'aide de frettes hélicoïdales.

Dans le but d'adapter le modèle de confinement proposé par *Ahmed* et *Shah* [29], au béton confiné à l'aide de spirales en «PRF», *Ahmed* et *al* entreprennent 33 essais de

compression uni-axiale sur des cylindres en béton de dimensions $\varnothing 102$ mm x 204 mm confinés à l'aide de spirales en «PRF». Ils proposent, sur la base de ces essais, une expression pour le calcul de la contrainte maximale et de la déformation correspondante d'un béton confiné à l'aide de spirales en «PRF».

Priestley et al. conduisent une investigation sur l'utilisation d'un système d'enveloppe (jacket) composé de matériaux composites à base de fibres de verre «PRFV» collés en surface à l'aide d'époxy pour améliorer la performance en flexion et en cisaillement des piles de pont en béton situées dans des régions sismiques[61]. Les résultats expérimentaux ont montré que le système de matériaux «PRFV» collés peut empêcher la rupture prématurée par insuffisance de longueur de chevauchement dans la zone de rotule plastique. Ils ont également montré que le système procure une augmentation appréciable de la résistance au cisaillement aux piles et aux colonnes qui présentent des insuffisances en matière de cisaillement.

Saadatmanesh et al. [67] conduisent une analyse paramétrique portant sur le comportement de colonnes circulaires et rectangulaires renforcées à l'aide de lamelles en matériaux composites à base de fibres de verre et de carbone, collées en surface. Ils modélisent le confinement procuré par les lamelles à l'aide du modèle de contrainte-déformation proposé par *Mander et al* [50] pour calculer le gain de la résistance et la ductilité des colonnes de béton extérieurement confinées au moyen de courroies de composé de fibre de haute résistance.

Nanni et Bradford [55] étudient le comportement de cylindres en béton de dimensions $\varnothing 150$ mm x 300 mm confinés à l'aide de trois types d'enveloppe en matériaux composites : des câbles précontraints en aramide, des plaques hybrides en verre-aramide, et un enroulement filamenteux en fibres de verre. L'efficacité de confinement de FRP a semblé dépendre directement de la technique de fabrication dans le cas du système formé des plaques du verre-aramide FRP. Les auteurs conclurent qu'en général la réponse contrainte-déformation du béton enveloppé de matériau composite pourrait être modélisée par une simple courbe bilinéaire. Ils n'ont cependant pas développé de modèles de confinement particuliers. Les résultats d'essais sont également comparés aux modèles de *Mander et al* et *Fardis et Khalili*, lesquels ont grossièrement sous-estimé les déformations ultimes, mais ont prédit raisonnablement bien la résistance des bétons confinés.

Kargahi [45] évalue la résistance des tubes en «PRF» remplis de béton soumis à une compression uni-axiale. Les tubes sont à base de filaments en fibres de verre type E avec une résine de polyester enroulés à un angle de $\pm 75^\circ$ par rapport à l'axe longitudinal du tube. Une augmentation de la résistance du béton de l'ordre de 2,5 à 3,5 fois la résistance du béton non confiné est rapportée.

Xiao et al. [74] présentent les résultats d'une étude expérimentale sur trois modèles réduits (échelle 1/2) de diamètre 610 mm et de hauteur 2440 mm. Les modèles simulent les colonnes de l'autoroute I-10 'Santa Monica Freeway/Fairfax, Washington Under Crossing', qui ont cédées lors du tremblement de terre de Northridge en 1994. Le nouveau système utilise une série de coques cylindriques préfabriquées en composite de fibres de verre PRFV et ayant des fentes. Les modèles sont ensuite soumis à un chargement cyclique horizontal, en plus d'une force de compression simulant la charge de gravité.

Picher et al. examinent l'effet de l'orientation des fibres de confinement sur le comportement des cylindres en béton confinés à l'aide de «PRF». Les observations suivantes sont énoncées [60]:

- le confinement en «FRP» procure aux cylindres une ductilité et une résistance à la compression accrues;
- cette technique de confinement en «PRF» est également efficace pour les colonnes rectangulaires;
- bien que la rigidité axiale diminue avec l'angle d'orientation, la ductilité reste quasiment constante;

En 1996, *Bavarian et al* étudient les effets de collage en surface de plaques en «PRF» sur les contraintes et les déformations de cylindres en béton. Les auteurs ont observé que la contrainte et la déformation ultimes ont doublé et triplé pour respectivement 4 épaisseurs de «PRF» en verre de type-S et 4 épaisseurs de Kevlar-29 [31].

Monti et Spoelstra [53] proposent un modèle de confinement pour des colonnes circulaires enveloppées avec des matériaux composites «PRF». La procédure est approximativement la même que celle proposée par *Ahmad et Shah* (1982). Pour une certaine déformation axiale ε_{ci} , on suppose une valeur de pression de confinement (f_{ri}). La contrainte axiale f_{ci} est alors calculée moyennant le modèle de *Mander et al.* (1988) pour un confinement actif. La déformation latérale ε_r , quant à elle, est calculée à l'aide de l'expression développée par *Pantazopoulou* [58].

Haroun et al. [41] reportent les résultats d'essais cycliques sur des colonnes de pont réhabilités à l'aide d'enveloppes en matériau «PRFC» extérieurement collées. Six modèles réduits à 50 % sont considérés pour évaluer l'efficacité du confinement procuré par le «PRFC» quant à l'amélioration du chevauchement d'armature et de la résistance au cisaillement.

Tous les modèles sont soumis à un chargement cyclique horizontal, en plus d'une charge de compression axiale constante. Les modèles de référence avec et sans chevauchement d'armature longitudinale développent une ductilité maximale

respectivement de 1, de 5 et de 2, alors que les modèles correspondants réhabilités avec des matériaux composites de type «PRFC» développent une ductilité maximale de 6 à 10 avec une courbe d'hystérésis stable

En 1997 *Mirmiran et Shahawy* [52], ont effectué 30 essais de compression uni axiale sur spécimens cylindrique de dimensions ($\text{Ø}152,5 \times 305 \text{ mm}$) , 24 spécimens sous forme de tubes en FRP remplis du béton et 6 spécimens de béton témoin. La résistance de béton témoin varie entre 29,6 et 32MPa. Les résistances des tubes de FRP se sont étendues de 524MPa à 641MPa. Les chercheurs ont rapporté que la rupture de cisaillement était le mode de rupture primaire, ils ont noté qu'à la courbe contrainte déformation de béton confiné par FRP est une fonction bilinéaire sans la branche descendante.

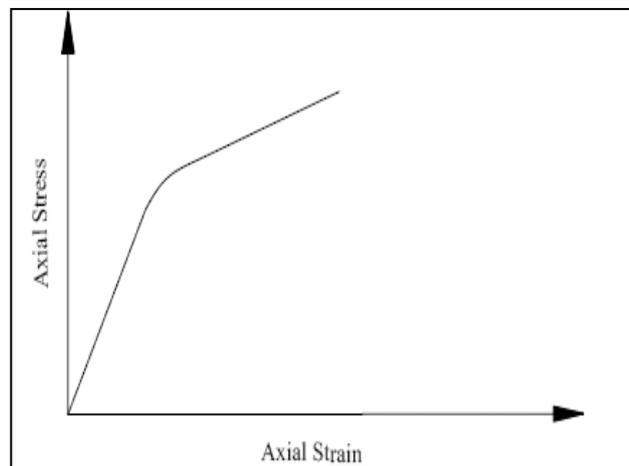


Figure III. 1: Courbe contrainte-déformation du béton confiné par FRP [52].

Samaan et al, ont proposé un modèle simple pour prévoir l'allure bilinéaire de la courbe contrainte-déformation du béton confiné par FRP dans les directions axiales et latérales. Afin d'examiner le comportement de béton confiné, *Samaan et al* ont pris en considération la variation volumétrique de béton. La figure suivante montre que les contraintes volumétriques en béton confiné par l'acier deviennent instables une fois le tube en acier atteint son point de rendement maximal. Cependant, le tube de FRP raccourcit l'expansion latérale du noyau de béton après que la résistance ultime de béton non confiné est atteinte. La différence de comportement a été prononcée dans la réponse de taux de dilatation des deux mécanismes de confinement.

Le taux de dilatation μ , est défini comme taux de changement des contraintes latérales (radiales) par rapport aux contraintes axiales selon l'équation suivante :

$$\mu = -\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_c} \quad (\text{III.1})$$

Avec ε_c : la déformation axiale et ε_r : la déformation latérale (radiale).

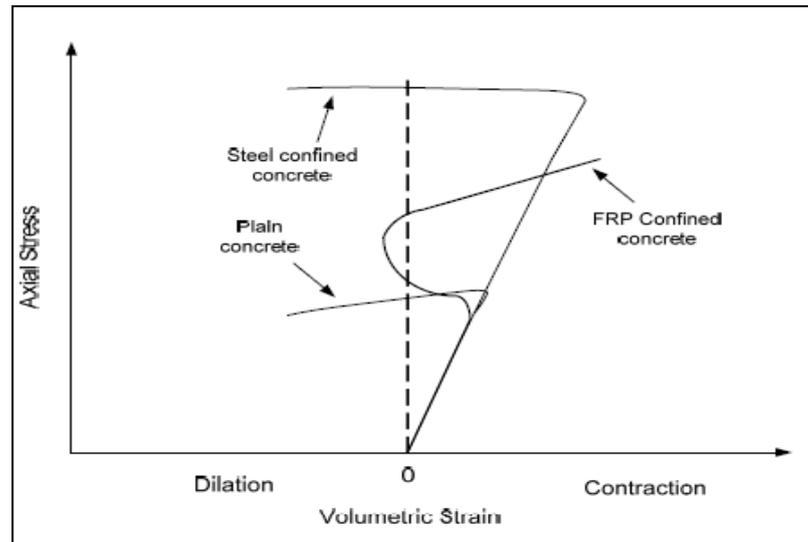


Figure III. 2: Réponse volumétrique de béton confiné par FRP, béton confiné par acier et béton non confiné.

Kanatharana et Lu [43] étudient le comportement de colonnes composées d'un noyau de béton et d'un enroulement ou d'un tube de «FRP», sous compression uni-axiale. Deux types de tube «PRFF» sont considérés dans cette étude, l'un à base d'enroulement filamenteux de «PRF» et l'autre à base de matériaux composites «PRF» pultrudés «PRFP». Des augmentations appréciables de la ductilité et de la résistance du béton sont observées dans le cas des spécimens «PRF F» mais pas dans celui des spécimens «PRFP».

Toutanji [73], présente les résultats d'une étude expérimentale et analytique sur des colonnes de béton extérieurement enveloppées par des composites en FRP. Il a examiné un total de 18 spécimens cylindrique de $\varnothing 76 \times 305\text{mm}$ qui inclus 12 spécimens de béton enveloppés par FRP et six spécimens de béton témoin sous la compression uni axiale. Les résultats d'essai ont prouvé que le confinement externe du béton par les feuilles composées de FRP peut de manière significative augmenter le pouvoir absorbant de résistance, de ductilité et d'énergie des spécimens. La résistance à la compression axiale des spécimens confinés avec la fibre de carbone était plus haute que celle de ceux confinés avec des fibres de verre.

Cela est dû au fait que la pression latérale développée par les fibres de carbone est plus élevée que celle développée par les fibres de verre [73].

Saafi et al [68], ont conduit des études expérimentales et analytiques pour évaluer les performances des colonnes de béton confinées avec des tubes de CFRP et de GFRP. Les variables d'essai ont inclus le type de fibres, l'épaisseur du tube et la résistance à la compression du béton. La résistance à la compression moyenne du béton moyenne est de 38MPa à 28 jours. Ils ont constaté que les colonnes renforcées par les tissus en

fibres de carbone ou en fibres de verre montrent une croissance significative de la résistance et la ductilité comparées à celles des spécimens non confinés. Le taux d'accroissement dépend de l'épaisseur, des propriétés mécaniques du tube composite et de la résistance du béton témoin. Le mode de rupture des spécimens composites a été généralement marqué par la rupture du tube de fibre avec l'éclatement le long de mi-hauteur du spécimen (Voir figure ci-dessous). Dans le cas des tubes de fibre de carbone, la rupture était plus soudaine et a été accompagnée d'une rupture simultanée du tube composite et de l'écrasement du noyau de béton.

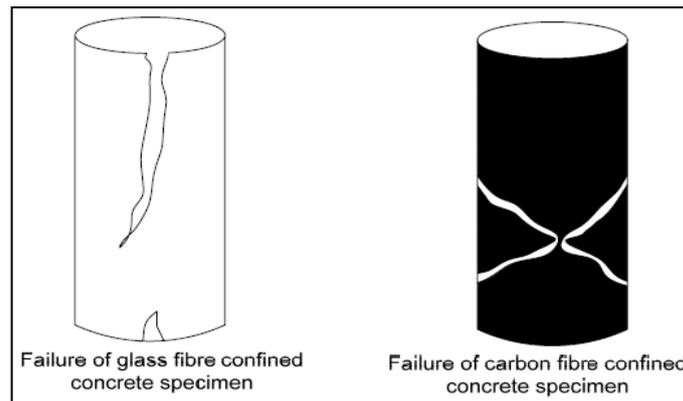


Figure III. 3: Modes de rupture des spécimens [73].

La courbe contrainte-déformation du béton confiné par les tubes en FRP est illustrée dans la figure suivante, elle présente une allure bilinéaire dans les directions axiales et latérales.

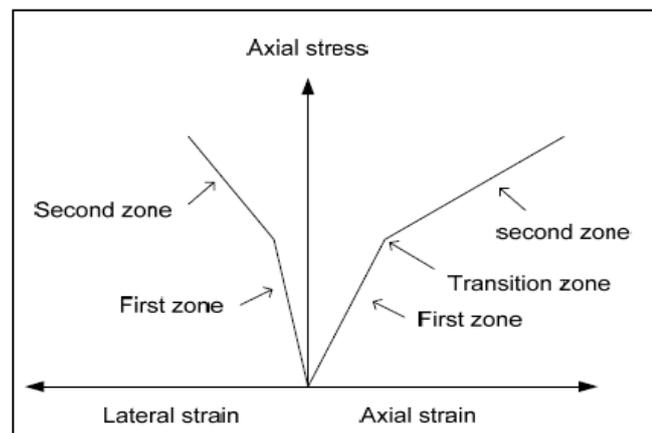


Figure III. 4: Courbe contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP [73].

Shahawy et al [69], ont réalisé des essais de compression axiaux sur un total de 45 cylindres de béton confiné par fibres de carbone et 10 cylindre de béton non confiné avec un diamètre de 155mm et une hauteur de 305mm. De leurs travaux [69], les auteurs ont constaté que l'enveloppe a augmenté de manière significative la résistance et la ductilité du béton en raccourcissant sa dilatation latérale. Un modèle de

confinement qui a été à l'origine développé pour les tubes FRP en verre remplis de béton a montré la bonne concordance avec les résultats d'essai.

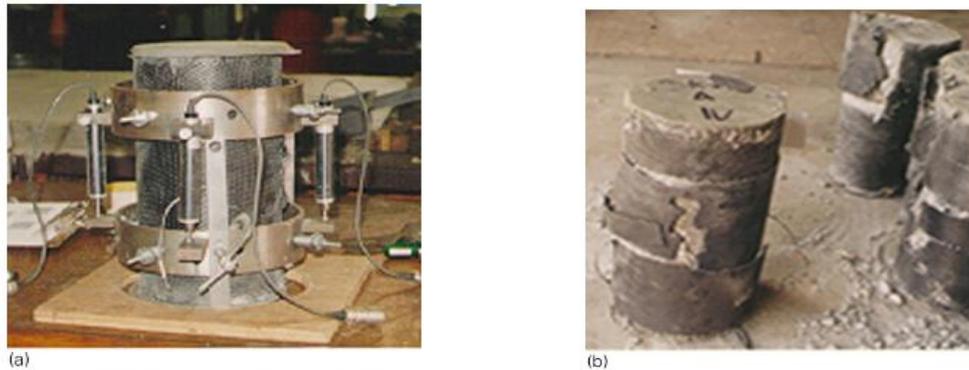


Figure III. 5: (a) Instrumentation ; (b) Mode de rupture des spécimens de béton enveloppés par des fibres de carbone [69].

En 2001 *Mirmiran et al* ont examiné sept tubes de FRP remplis de béton sous la compression uni axiale [52]. Les tubes sont des filaments enroulés avec les fibres de verre type E continues sous un angle de $\pm 75^\circ$ par rapport à l'axe longitudinal du tube.

Ils ont constaté que l'élancement de la colonne n'affecte pas la rigidité du système hybride. Cependant, il réduit la résistance maximale et la déformation maximale de la colonne considérablement.

Lam et Teng (2002) présentent les résultats expérimentaux réalisés sur 199 éprouvettes en béton. La résistance à la compression du béton non confiné était comprise entre 18 et 100MPa, les spécimens testés étaient confinés avec des «PRF» de carbone, de verre et d'aramide, dont le mode de rupture observé était par traction des «PRF». La majorité des éprouvettes cylindriques en béton ont été confinées par stratification manuelle ou par enroulement filamentaire, cependant il existe aussi un nombre important de tubes en «PRF» remplis avec du béton, la différence principale entre ces éprouvettes est que l'enveloppe en «PRF» est collée au béton avec la résine, ce qui n'est pas le cas des tubes en «PRF» remplis de béton [49].

Karabinis et Rousakis [44], ont présenté une étude effectuée sur 22 spécimens cylindriques avec des dimensions de 200×320 mm. Dix-huit (18) des spécimens ont été confinés par une feuille continue de fibres de carbone FRPC avec une largeur de 300mm. Ces recherches [66], indiquent que les feuilles en fibres de carbone peuvent effectivement augmenter la résistance et la ductilité du béton. La rigidité de matériau composite est le paramètre de conception principal. La rupture des spécimens enveloppés était très bruyante suivi d'une rupture « explosive » de la feuille de fibre de carbone, elle a commencé au mi hauteur des spécimens avec un développement soudain ou progressif dans les bandes de la feuille du carbone Fig III.6.a. Une rupture

prématurée s'est produite dans quelques spécimens dus à la rupture locale de la feuille Fig III.6.b. Dans quelques spécimens ils ont observé une rupture au niveau de chevauchement Fig III.6.c.

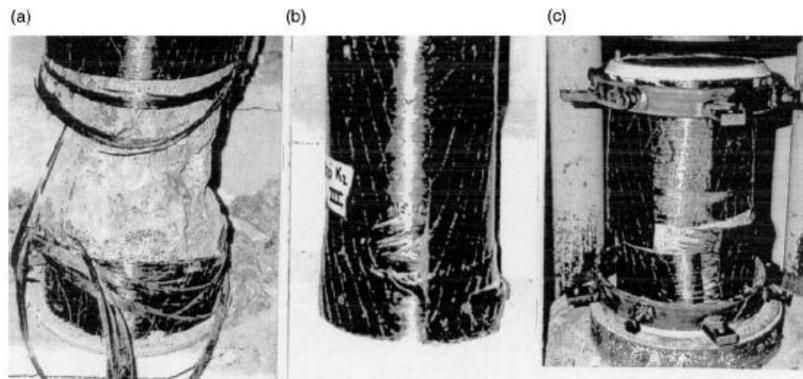


Figure III. 6: Mode de rupture des spécimens [44].

Ils ont proposé ainsi un modèle simple basé sur la théorie de plasticité pour la prévision du comportement contrainte-déformation des colonnes cylindriques confinées par FRP.

Chaallal et al (2003) [33], ont présenté un modèle de confinement pour décrire le comportement des colonnes de béton rectangulaires avec FRP collé extérieurement, soumis à l'effort axial. La dérivation du modèle proposé a été basée sur les résultats expérimentaux étendue impliquant des essais sur 90 spécimens rectangulaires représentant deux résistances de béton (21MPa et 41MPa), et cinq nombres différents des couches de FRP (0, 1, 2, 3 et 4). Les résultats d'essai ont prouvé que le confinement fourni par le FRP améliore la portance et la ductilité des colonnes rectangulaires.

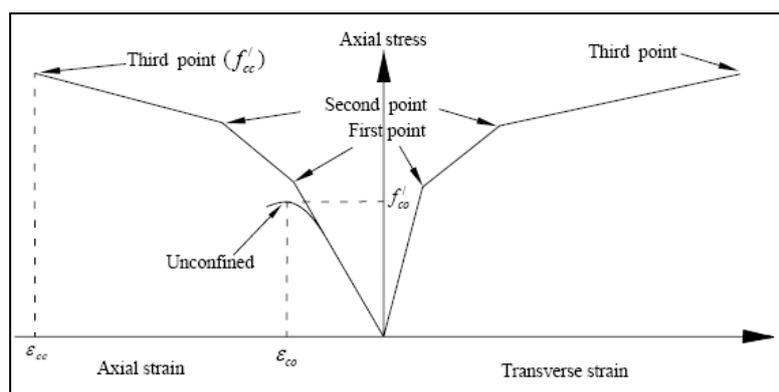


Figure III. 7: Modèle tri-linéaire de contrainte-déformation dans les directions axiales et latérales [33].

Thériault et al.(2004), étudient expérimentalement l'influence de l'élançement et l'effet d'échelle des spécimens sur le comportement des colonnes en béton confinées avec des matériaux composites «PRF» chargées axialement. Les auteurs ont testé 42

cylindres en étudiant plusieurs paramètres. Les résultats ont été comparés aux modèles théoriques et aux résultats expérimentaux recueillis de la littérature. Le but de cette étude était de valider les résultats expérimentaux et de vérifier quelques modèles empiriques existants obtenus à partir des essais sur des spécimens courts. Selon l'analyse statistique des résultats, les auteurs ont montré que des cylindres conventionnels en béton confinés avec des matériaux composites «PRF» peuvent efficacement être utilisés pour modéliser le comportement axial des colonnes courtes [72].

Matthys et al., [51] ont présenté en 2005 les résultats de huit colonnes à grande échelle axialement chargées confinées par FRP. Les colonnes étaient de 400mm en diamètre et 2m de hauteur. Les variables considérées dans le programme expérimental ont inclus le type de FRP (CFRP, GFRP, et polymère de tissu-renforcé hybride contenant une combinaison des fibres en verre et de carbone), l'enveloppement complet ou partiel et l'orientation de fibre (circulaire et hélicoïdale). La déformation de rupture des FRP circonférentielles et l'effet de l'augmentation de l'action de confinement ont été étudiés.

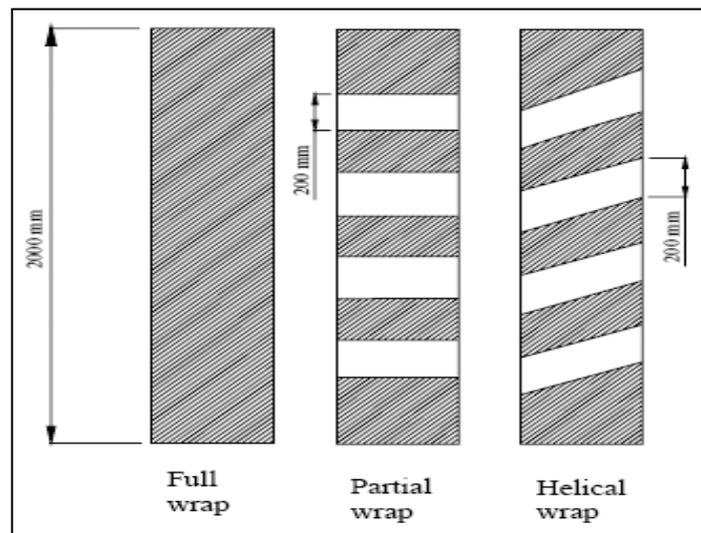


Figure III. 8: Dimensions de colonne et configuration d'enveloppes [51].

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux prévus par les modèles existants a montré que les modèles disponibles ont été développés et basés sur les cylindres de petite taille, certains ont prévu la résistance ultime des colonnes à grande échelle assez exactement. Basé sur les essais effectués sur les colonnes à grande échelle enveloppées, et la vérification analytique effectuée, ils ont constaté que le confinement du béton au moyen d'enveloppe de FRP est une technique efficace pour augmenter la résistance et la ductilité.



Figure III. 9: Rupture de colonne partiellement enveloppés [51].

Berthet et al. (2005), réalisent des essais sur des bétons de 5 classes de résistance différentes, allant du béton ordinaire (25MPa) au béton à hautes performances BHP (170MPa). Les éprouvettes cylindriques étudiées ont des dimensions de $\text{Ø}160 \text{ mm} \times 320 \text{ mm}$, les éprouvettes ont été confinées avec des enveloppes composites à base de fibres de carbone ou des fibres de verre allant de 2 à 12 plis de tissus unidirectionnels dont les fibres sont orientées perpendiculairement à l'axe de l'éprouvette. Les remarques suivantes sont énoncées suite aux résultats de cette étude [32]:

- le confinement augmente d'une manière significative la résistance et la déformation ultime du béton
- Le mode de rupture du béton ordinaire est caractérisé par la propagation des microfissures initiées dans l'interface pâte-granulats qui s'ouvrent et se transforment en macrofissures est complètement différent de celui du béton à hautes performances (BHP) qui présente au moment de la rupture des fissures verticales.
- La résistance et la déformation ultime en compression axiale est liée directement à la pression de confinement latérale, le gain de résistance augmente linéairement avec le rapport de confinement f_l / f'_{co} .

Chaallal et al. (2006), présentent les résultats d'une recherche expérimentale sur des colonnes en béton non armé confiné avec des tissus en «PRF» de carbone collés en surface. Un total de 24 essais a été réalisés sur des colonnes circulaires de diamètre 150mm et 200 mm par 1000 mm de hauteur.

A travers cette étude [33], les auteurs passent en revue six modèles de confinement choisis et fournissent une comparaison détaillée entre les résultats expérimentaux, les prévisions de modèles. La comparaison a été déterminée en termes du rapport de la résistance à la compression du béton confiné sur celle du béton non confiné (f'_{cc}/f'_{co}),

mais également en terme de gain sur la charge ultime des colonnes. Les résultats de cette recherche ont indiqué que pour des colonnes faites de béton de faible résistance, les modèles et guides de conception existants surestiment la résistance du béton confiné, et par conséquent, la charge ultime des colonnes.

Pan et al. (2007) [57] présentent les résultats d'une étude expérimentale en compression axiale conduite sur 6 colonnes élancées de béton armé de section rectangulaires (120 mm x 150 mm) modifiées en section elliptiques enveloppées avec des composite en «PRF», avec un rapport L/b variant entre 4,5 et 17,5. Le résultat d'essai a montré que l'effet de l'élancement sur la charge ultime des colonnes en béton enveloppées par «PRF» est plus significatif que celui des colonnes de béton armé ordinaires. En conclusion : l'effet de renforcement diminue avec l'augmentation de l'élancement. D'autre part, les auteurs ont confirmé que si la proportion de l'élancement est inférieure à 17,5, la charge ultime des colonnes enveloppées par «PRF» est toujours 20 % plus haute que celle des colonnes en béton armé ordinaire.

En 2007, *Youssef et al.*, ont développé un modèle contrainte-déformation pour le béton confiné avec des matériaux composites «PRF». Le modèle est basé sur les résultats d'un large programme expérimental incluant des colonnes courtes circulaires (\emptyset 406 x 813 mm et \emptyset 152 x 305 mm), carrées (381 mm x 381 mm x 762 mm) et rectangulaires (254 mm x 381 mm x 762 mm) confinées en utilisant deux types de matériaux composites (PRFC et PRFV) avec une vaste gamme de rapport de confinement. Un total de 117 spécimens a été testé sous chargement axial. L'analyse des résultats d'essai montre que [76]:

- La contrainte ultime, la déformation de rupture, les paramètres de l'enveloppe composite et la géométrie de la section sont les facteurs significatifs affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné.
- Les courbes contrainte-déformation du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» sont bilinéaires ascendantes ou descendantes en fonction de la géométrie de la section et du rapport de confinement.

Kumutha et al. (2007) [47] présentent les résultats d'une recherche expérimentale sur le comportement des colonnes rectangulaires axialement chargées qui ont été renforcées avec des enveloppes en polymère renforcé de fibres de verre «PRFV». Cette étude a été prévue pour examiner plusieurs aspects relatifs à l'utilisation des composites «PRFG» pour renforcer les colonnes rectangulaires soumises à la compression axiale. Les objectifs de l'étude étaient comme suit :

- évaluer l'efficacité de l'enveloppe en «PRFV» renforçant des colonnes rectangulaires en béton armé,
- évaluer l'effet du nombre de couches du composite sur la charge ultime et la ductilité du béton confiné
- évaluer l'effet du rapport des dimensions de la section (a/b) sur la section du béton effectivement confinée.

En 2008 *Rousakis et karabinis* [76], ont étudié l'efficacité du confinement des polymères renforcés de fibres «PRF» dans l'amélioration de la ductilité et la résistance des éléments en béton armé soumis à une compression axiale monotone. Un programme expérimental a été réalisé pour traiter le comportement des bétons dans les éléments de structure ancienne de section carrée, ayant une très faible résistance à la compression et des armatures longitudinales ayant subies un flambement. Les spécimens en béton armé ont été renforcés avec des enveloppes «PRF» en fibres de carbone ou de verre. D'autres spécimens en béton confinés avec des matériaux composites «PRF» ont été réalisés et testés pour évaluer comparativement les effets de confinement des étriers en acier, des composites «PRF», ou le double confinement (étriers en acier plus «PRF»). La résistance à la compression, la ductilité et le niveau d'absorption d'énergie des spécimens (E/E_0) ont été quantifiés pour évaluer l'effet des barres longitudinales. Enfin, un modèle empirique de dimensionnement a été proposé. La précision satisfaisante des prédictions du modèle proposé a été démontrée par comparaison avec des modèles existants et sur une grande base de données des résultats expérimentaux sur des spécimens entièrement confinés avec des «PRF».

Abbasnia et Ziaadiny (2009), ont présenté les résultats d'une série d'essais de compression axiale cyclique sur 10 spécimens prismatiques carrés (152 x 152 x 305 mm) avec un rayon de coins $R = 29$ mm. Les échantillons ont été soumis à divers modes de chargement cyclique pour examiner différents aspects du comportement cyclique du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» [27]. Les résultats des essais ont montré que la courbe enveloppe de la courbe contrainte-déformation cyclique des spécimens prismatiques carrés en béton confinés avec des matériaux composites «PRF» est approximativement la même que la celle du même béton sous chargement axiale monotone.

III.2.2. Comportement du béton confiné

Dans le souci essentiel de déterminer un renforcement dans les structures de béton pour augmenter la capacité portante, la déformabilité (ductilité) ou pour améliorer le comportement de l'ouvrage à l'état de service (déformation, fissures, vibrations...), des recherches expérimentales ne cessent d'être entreprises par des spécialistes dans ce sens. Le confinement du béton se réalise à l'aide d'enveloppes en matériaux composites

à base de fibres de verre, de carbone et d'aramide et autres. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné. Dans ce chapitre on présente l'apport que confère le confinement au béton et son influence sur le comportement mécanique. Le mécanisme de confinement du béton ainsi que les divers facteurs affectant son comportement sont discutés, les modèles proposés y sont aussi présentés. Ainsi la notion de béton confiné fut introduite dans le monde de génie des constructions.

Lorsque le béton est soumis à une compression axiale, celui-ci se déforme latéralement. Cette déformation produit une fissuration qui augmente avec l'accroissement de la charge et qui conduit finalement à la rupture du béton. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton *Richard Maranda*, [65]. Le confinement de béton qui consiste à empêcher ces déformations, peut être réalisé soit par une enveloppe externe, soit par un faible espacement entre les étriers.

La Fig III.10 présente les courbes typiques contraintes déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression $f_{cc} > f_{co}$ et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression $\epsilon_{cc} > \epsilon_{co}$; il augmente aussi de façon considérable le pouvoir absorbant d'énergie du béton. Ainsi dans des régions sismiques, le renfort est fourni pour confiner le béton et par conséquent pour augmenter la ductilité des colonnes et des poutres *Sheikh, S. A., et Uzumeri, S. M*, May [70].

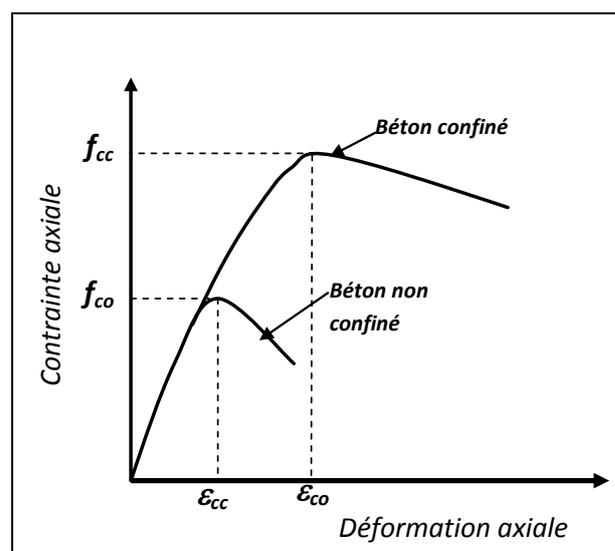


Figure III. 10: Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné [70].

Elle montre l'effet de la pression de confinement sur le comportement en compression du béton [62], ont signalé que la pression de confinement latérale augmente considérablement la force et la rigidité des cylindres de béton et augmente la contrainte à laquelle l'effort maximal est atteint. Les pressions de confinement latérales réduisent la tendance pour l'augmentation interne de fissuration et minimise la propagation de ces fissures, de ce fait on aura une augmentation de la résistance et de la ductilité du béton confiné.

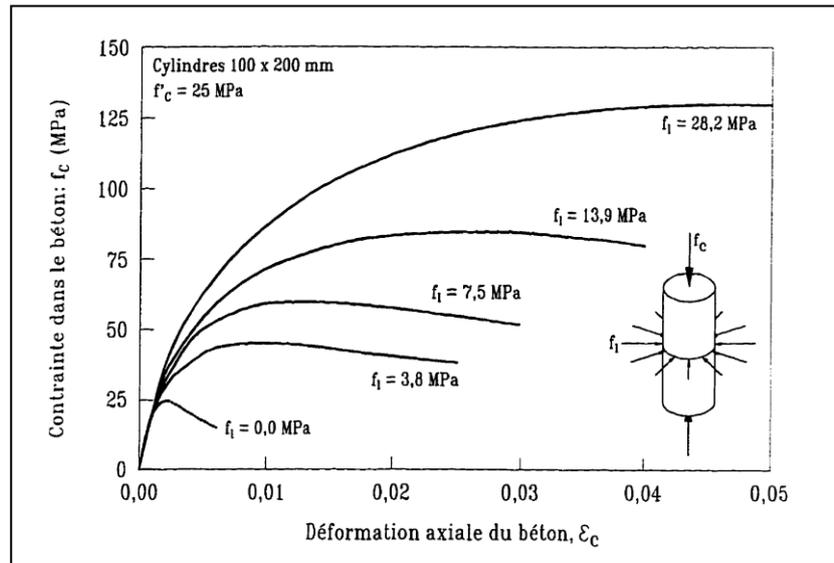


Figure III. 11: Effet de la pression de confinement sur le comportement en compression du béton [62].

II.2.2.1. Définition du module de confinement et de la contrainte de confinement

Le module de confinement E_l et la contrainte de confinement f_l , sont considérés comme les deux facteurs principaux affectant la capacité portante des cylindres en béton confinés par FRP [40]. Ils sont donnés par les équations suivantes :

$$E_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \quad (\text{III.2})$$

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot f_f \quad (\text{III.3})$$

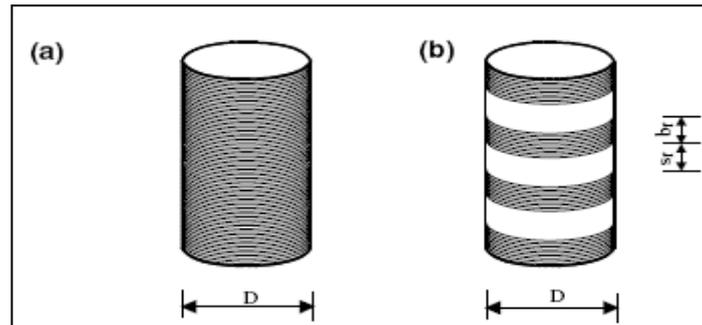
Avec E_f le module d'élasticité du FRP; le f_f la résistance à la rupture en traction du FRP ; et le ρ_f la fraction volumique du FRP au béton, qui peut être déterminé comme suit:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f}{D} \quad (\text{III.4})$$

Pour les cylindres entièrement enveloppés figure (III.12.a) ou

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D(b_f + s_f)} \quad (\text{III.5})$$

Pour les cylindres partiellement enveloppés Fig III.12.b, où t_f l'épaisseur du FRP; D est le diamètre du cylindre en béton; le b_f est la largeur de la bande du FRP; et le s_f est l'espacement vertical entre les bandes.



a) Cylindre entièrement enveloppé b) Cylindre partiellement enveloppé

Figure III. 12: Différents niveaux de confinement [40].

III.2.2.2. Courbe contrainte déformation types du béton confiné

La courbe contrainte déformation du béton confiné par FRP dépend en grande partie du pourcentage de la surface enveloppée. Pour des niveaux de contraintes faibles, la réponse du béton confiné est semblable à celle du béton non confiné, par contre lorsque la contrainte dépasse la limite de rupture du béton ordinaire, le FRP se trouve mobilisé et la courbe présente un deuxième tronçon linéaire ascendant jusqu'à la rupture du FRP. Ceci traduit le phénomène de confinement. Deux aspects du confinement apparaissent; lorsque le niveau de confinement est faible, les déformations engendrées avoisinent les déformations ordinaires, ce que l'on appelle couramment « softening strain » [39] [40], et lorsque le confinement est élevé, nous sommes dans ce cas, en présence de grandes déformations, on parle alors de « strain-hardening ».

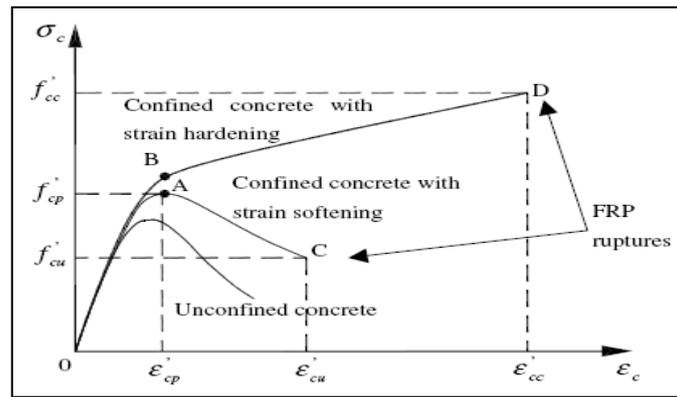


Figure III. 13: Courbe contrainte-déformation d'un béton confiné par FRP [40].

III.2.2.3. Contrainte ultime et déformation ultime

La rupture du cylindre entièrement confiné, est atteinte lorsque la charge appliquée provoque une contrainte limite donnée par l'équation suivante :

$$f'_{cu} = f'_{co} \left(0.75 + 2.5 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (\text{III.6})$$

La déformation ultime correspondante à cette contrainte est donnée par l'équation suivante :

$$\epsilon'_{cu} = \epsilon'_{co} \left(1.3 + 6.3 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (\text{III.7})$$

III.3. Application des composites « PRF » dans les poutres

Le terme "polymère renforcés par des fibres" (appelé FRP d'après la traduction anglaise « fiber reinforced plastics ») sont en voie d'être considérés comme une alternative préférable aux plaques d'acier pour le renforcement externe de certaines membrures en béton armé. On appelle aussi les FRP matériaux composites renforcés de fibres [59].

Le renforcement vis-à-vis de la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant par exemple les composites PRF est généralement réalisé en liant une plaque PRF à l'intrados de la poutre concernée comme le montre la figure suivante [71]. Il est à signaler que pour assurer une liaison c'est-à-dire une bonne continuité entre ces deux éléments un nettoyage de la surface de contact est plus que requis.

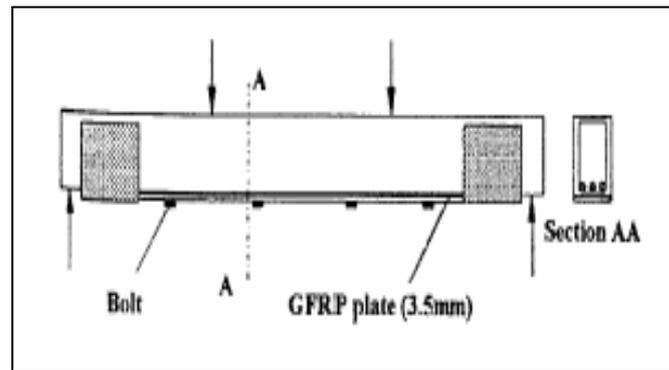


Figure III. 14: Poutre en béton armé renforcée par une lamelle en FRP [71].

Les essais élaborés par *Mufti et al*, 1991, sur des poutres simplement appuyées renforcées par des plaques PRF chargées par quatre points, ont montré que comparativement à la poutre de contrôle, la poutre plaquée par PRF a enregistré un gain de force de 76% mais avec une réduction de la ductilité. Le gain en force et la réduction de la ductilité sont les deux conséquences principales du renforcement des poutres par des plaques PRF [54]. Le renfort vis-à-vis de l'effort tranchant peut être placé sous forme de bandes de renforcement individuelles, parfois des trous sont réalisés dans la dalle afin que le renforcement enveloppe la section entière de la poutre.



Figure III. 15: Exemple de renforcement des poutres par matériaux composites [54].

Pour les éléments soumis à la flexion, des études ont été réalisées en utilisant la technique de placage de tissus pré imprégnés et le collage de stratifiés préalablement moulés [62], les différents schémas de renforcement sont illustrés par les figures suivantes:

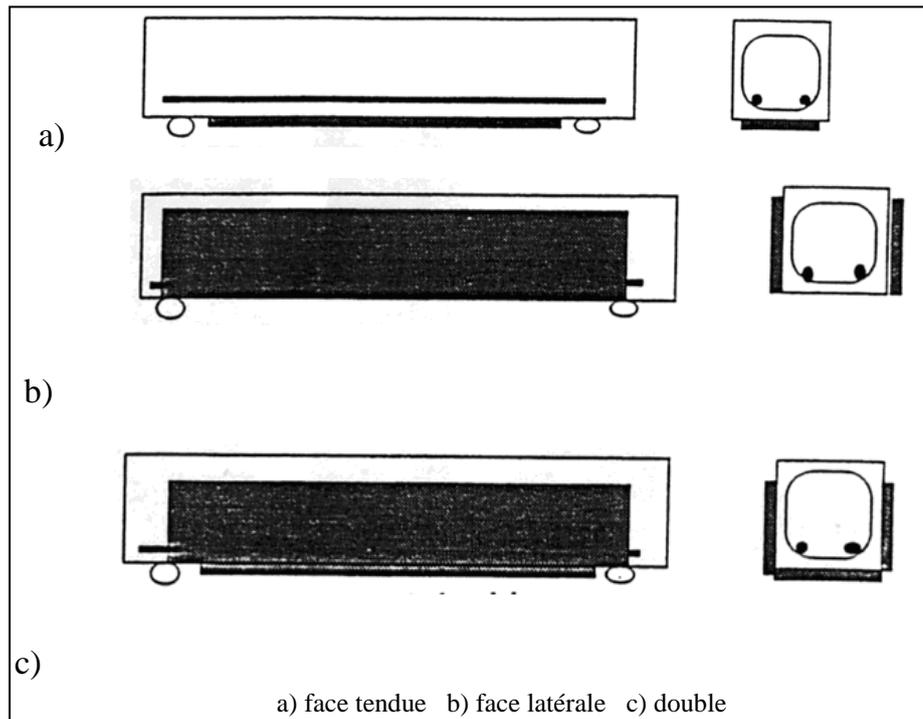


Figure III. 16: Différents type de renforcement des poutres par FRP [62].

Le comportement mécanique de la section renforcée est illustré par la Fig III.17 :

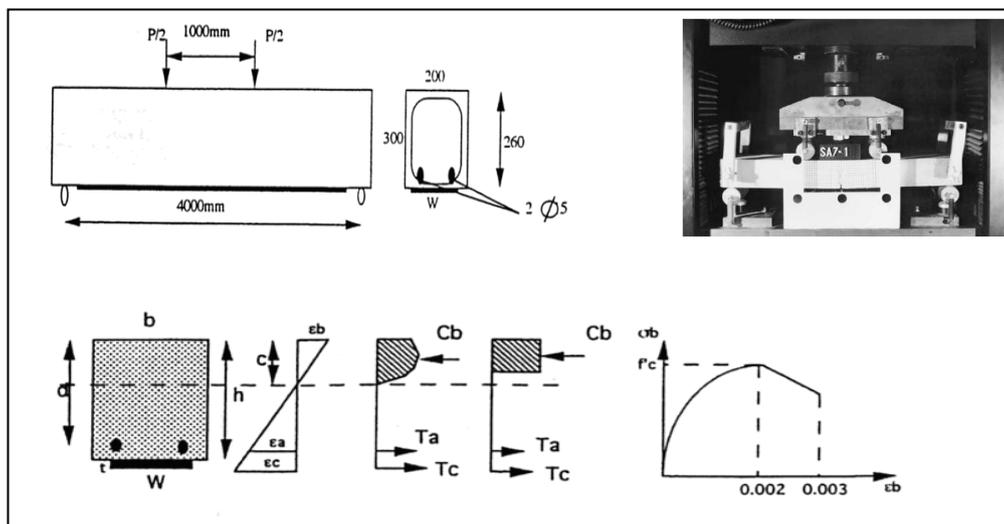


Figure III. 17: Comportement mécanique de la section renforcée [62].

L'essai de flexion 4-points réalisé sur une poutre renforcée par un composite avec le procédé de collage sur les faces latérales, montre l'endommagement du renfort composite dans la section médiane de la poutre. Ce mode de rupture n'est pas souhaitable, ce qui nous permet de signaler l'insuffisance de ce renfort à modifier le comportement de la poutre ou plutôt à améliorer ses caractéristiques mécaniques.

III.4. Problème d'interface

La FigIII.18, illustre l'étude d'une éprouvette cylindrique en béton enveloppée par un matériau FRP. Le matériau hybride ainsi obtenu composé par une partie béton au contact avec un tissu composite et soumis à une compression simple. La sollicitation est transférée du béton vers l'enveloppe composite par l'interface intermédiaire il est supposé que l'enveloppe est parfaitement collée au béton et la sollicitation est entièrement transférée. Un élément infinitésimal dx de la colonne (voir Fig.III.18). L'équilibre suivant l'axe des x est donné par la relation suivante :

$$\frac{d\sigma_c}{dx} - \frac{2\tau}{r} = 0, \quad 0 \leq r \leq r_o \quad (\text{III.8})$$

où σ_c : contrainte axiale du béton

r_o : rayon de la colonne en béton

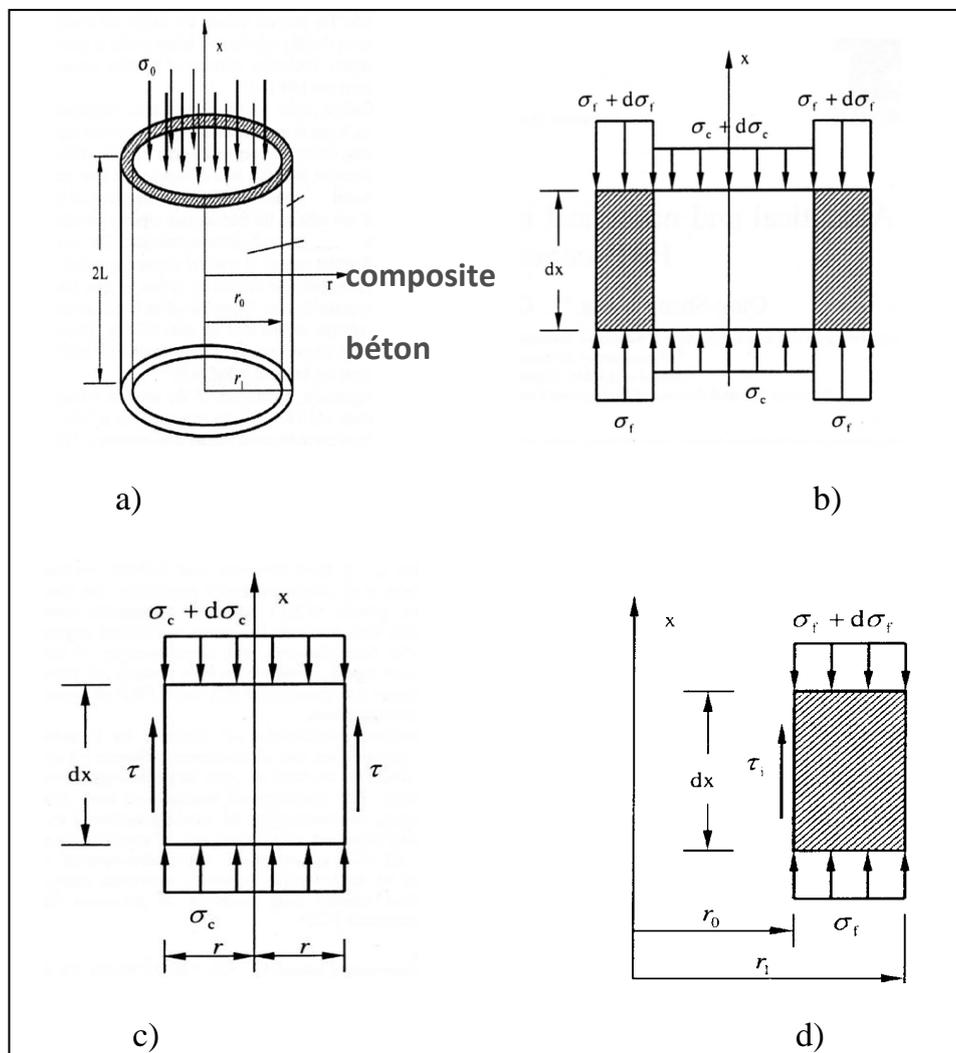


Figure III. 18: Illustration de la modélisation de l'interface béton composite en compression simple.

Il y a lieu de signaler que pour $r = r_o$, nous aurons $\tau = \tau_i$, la relation devient :

$$\frac{d\sigma_c}{dx} - \frac{2\tau_i}{r_o} = 0 \quad (\text{III.9})$$

où τ_i est la contrainte de cisaillement de l'interface entre le béton et le tissu FRP.

Après développement et en faisant appel aux conditions aux limites du problème, on peut arriver à l'expression du cisaillement de l'interface, de la contrainte du béton et de la contrainte du renfort au niveau de la fibre de verre, respectivement τ_i , σ_c et σ_f

$$\tau_i = \sigma_o \frac{r_o}{2} \frac{a}{\sqrt{a-b}} \frac{1}{\cosh(\sqrt{a-b} \cdot L)} \sinh(\sqrt{a-b} \cdot x) \quad (\text{III.10})$$

Cette relation présente un maximum lorsque $x = L$

$$\tau_{i\max} = \sigma_o \frac{r_o}{2} \frac{a}{\sqrt{a-b}} \operatorname{tgh}(\sqrt{a-b} \cdot L) \quad (\text{III.11})$$

$$\sigma_c = \sigma_o \frac{b}{a-b} \left[-1 + \frac{a}{b} \frac{1}{\cosh(\sqrt{a-b} \cdot L)} \cosh(\sqrt{a-b} \cdot x) \right] \quad (\text{III.12})$$

$$\sigma_f = E_f \frac{\sigma_o}{E_c} \frac{b}{a-b} \left[-1 + \frac{1}{\cosh(\sqrt{a-b} \cdot L)} \cosh(\sqrt{a-b} \cdot x) \right] \quad (\text{III.13})$$

E_f : module d'élasticité des fibres.

E_c : module d'élasticité du béton.

σ_f : limite d'élasticité en traction des fibres de verre.

a et b sont des constantes d'intégration qui dépendent des conditions aux limites.

Elles sont fonction du module de cisaillement et du module d'élasticité du béton ainsi que le module d'élasticité des fibres et les rayons respectifs r_o et r_i .

III.5. Revue littéraire des différents modèles de résistance du béton confiné

L'idée d'augmenter la capacité en compression des colonnes en béton armé (BA) n'est pas nouvelle. Au début du 20^{ème} siècle, les ingénieurs ont observé que les colonnes de béton avec un renforcement longitudinal développent des fissures longitudinales et une déformation latérale importante, sous une grande charge de compression. En 1903 *Consideré* [35] a suggéré l'utilisation d'un renfort transversal afin de ralentir la déformation latérale. Il a effectué un programme expérimental et a trouvé que des

cercles circonférentiels, une fois placés à un espacement approprié, augmentent considérablement la résistance et la ductilité des colonnes de béton.

Plusieurs chercheurs se sont inscrits dans le cadre de recherches expérimentales dans le but de développer cette nouvelle technique, jusqu'à ce jour, ces expériences ont apporté une révélation prometteuse quand à l'efficacité d'utilisation de ce procédé de confinement. Ainsi grâce à la conjugaison des performances mécaniques des composites et celles du béton on a pu constater, de façon très nette, une amélioration significative de la résistance et de la ductilité dans le comportement des structures dans le Génie Civil. La plupart de ces recherches sur le confinement du béton se sont inspirées du modèle de [63]. Ce modèle a été développé pour des cylindres soumis à une pression hydrostatique avec une valeur de $K_1=4,1$, ces chercheurs ont remarqué que la résistance en compression du béton confiné f_{cc} augmentait en fonction de la pression appliquée. Pour cela, ils ont proposé le modèle suivant :

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l \quad (\text{III.14})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + K_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (\text{III.15})$$

$$K_2 = 5K_1$$

Où : k_1 : Coefficient d'efficacité de confinement.

f_l : Pression latérale de confinement.

f_{cc} et f_{co} sont respectivement la contrainte de béton confiné et la contrainte de béton non confiné au pic.

ε_{co} et ε_{cc} sont respectivement les déformations axiales qui correspondent à f_{co} et f_{cc} .

Richart et al (1929) [64] ont montré par la suite que leur modèle est aussi valable pour un béton confiné avec des aciers en spirales continues (confinement passif). *Fardis et Khalili* (1982) [37] ont suggéré que le modèle de *Richart et al.* (1928) pourrait être utilisé directement pour le béton confiné avec des matériaux composites «PRF». En 1994 *Saadatmanesh et al* [67] ont étendu le modèle de *Mander et al.* (1988) au béton confiné avec des matériaux composites «PRF».

Cependant d'autres études ont montré que l'estimation de la résistance à la compression axiale du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» avec des modèles établis pour le béton confiné avec de l'acier n'était pas appropriée du fait que ces derniers surestiment la résistance à la compression du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» (*Mirmiran et Shahawy* 1997 [52], *Samaan et al.* 1998, *Saafi et al.* 1999 [68]).

Plusieurs modèles de résistance proposés par la suite pour le béton confiné avec des matériaux composites «PRF» ont repris l'équation précédente avec la simple modification de la valeur de k_1 (*Karbhari et Gao* 1997 [44], *Samaan et al.* 1998, *Miyauchi et al.* 1999, *Saafi et al.* 1999 [68], *Toutanji* 1999 [73], *Lam et Teng* 2002 [49], *Matthys et al.* 2005 [51], *Berthet et al.* 2006 [32], *Teng et al.* 2007 []).

Fardis et Khalili (1982) [37], ont proposé les équations suivantes pour prévoir la contrainte du béton confiné par FRP.

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l \quad (\text{III.16})$$

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 3.7 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.86} \right] \quad (\text{III.17})$$

Où f_{cc} et f_{co} : Résistance de béton confiné et non confiné respectivement

f_l : Pression latérale de confinement donné par la formule suivante :

$$f_l = \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{d} \quad (\text{III.18})$$

Où f_{frp} est la contrainte de traction dans l'enveloppe de FRP, t_{frp} est l'épaisseur de l'enveloppe de FRP et d le diamètre de la section de béton confinée.

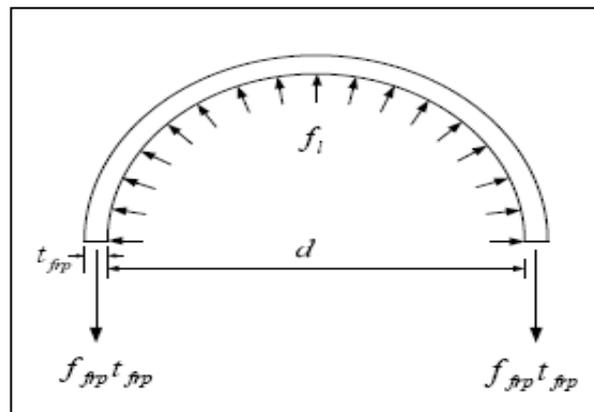


Figure III. 19: Pression de confinement latérale due à l'enveloppe de FRP [37].

En 1994 *Saadatmanesh et al.*, conduisent une analyse paramétrique portant sur le comportement des colonnes circulaires et rectangulaires renforcées à l'aide de lamelles en matériaux composites à base de fibres de verre et de carbone, collées en surface [67]. Ils modélisent le confinement procuré par les lamelles à l'aide du modèle de *Mander et al* (1988). Quatre paramètres sont considérés en particulier: la résistance du

béton, l'épaisseur de la lamelle en FRP, l'espacement des lamelles et les propriétés du matériau des lamelles.

Ils ont utilisé le modèle de contrainte-déformation proposé par *Mander et al* (1988) [50] pour calculer le gain de la résistance et la ductilité des colonnes de béton extérieurement confinées au moyen de courroies de composé de fibre de haute résistance. La contrainte à la compression maximale du béton confiné f_{cc} et la déformation axiale qui correspondant a cette contrainte ε_{cc} proposé par *Mander et al* (1988) sont données par :

$$f_{cc} = f_{co} \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_{co}}} - 1.254 - 2 \frac{f_l}{f_{co}} \right] \quad (\text{III.19})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left[\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right] \right] \quad (\text{III.20})$$

où : le ε_{cc} et ε_{co} sont les déformations qui correspondent aux contraintes de compression maximale du béton confiné et non confiné, respectivement. Le modèle contrainte-déformation obtenu à partir des équations précédentes est présenté sur la Fig.III.20.

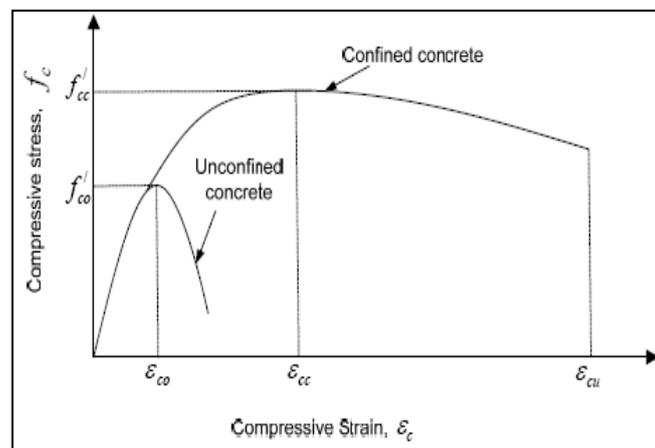


Figure III. 20: Modèle de contrainte-déformation de Mander et al (1988) par Saadatmanesh et al (1994) [67].

Les résultats ont indiqué que la résistance et la ductilité des colonnes de béton peuvent être sensiblement améliorées en enveloppant les courroies composées de fibre de haute résistance autour des colonnes. Cependant, le taux d'accroissement dans la charge axiale ultime, la ductilité, et le moment maximum a diminué pour augmenter la résistance à la compression de béton. L'étude a prouvé que pour des volumes égaux de courroies, l'augmentation de la charge axiale ultime et de ductilité était plus grande avec la fibre de carbone que pour la fibre de verre (E).

Samaan et al. (1998) ont modifié le modèle de *Richart et al.* (1928) pour qu'il soit adapté au béton confiné avec des matériaux composites «PRF» en proposant une nouvelle valeur au coefficient d'efficacité de confinement K_1 , l'équation de La résistance à la compression du béton confiné f_{cc} et celle de la déformation ε_{cc} correspondant à la contrainte maximale de béton confiné sont données par :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 6 \frac{f_l^{0.7}}{f_{co}} \right] \quad (\text{III.21})$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{f_{cc} - 0.872f_{co} - 0.371f_l - 6.258}{245.61f_{co}^{0.2} + 1.3456 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{d} \right)} \quad (\text{III.22})$$

Où : E_{frp} est le module d'élasticité de tube en FRP.

d : le diamètre du noyau de béton.

Toutanji a proposé l'équation suivante pour calculer la contrainte à la compression maximale (f_{cc}) de béton confiné par FRP [73]:

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.85} \right] \quad (\text{III.23})$$

Tandis que la déformation axiale ε_{cc} correspondante à cette résistance est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + \left(310.57 \varepsilon_{frp} + 1.9 \right) \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (\text{III.24})$$

ε_{frp} représente la déformation circonférentielle du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» au moment de la rupture.

Le modèle de *Saafi et al.* (1999) [68] est identique à celui de *Toutanji* (1999), avec la seule différence que les travaux de Saafi et al ont été réalisés sur des tubes en «PRF» remplis de béton contrairement à *Toutanji* qui a étudié des éprouvettes cylindriques en béton confinées avec des matériaux composites «PRF» stratifié manuellement (stratification directe). Des coefficients différents ont été observés entre les deux modèles et cette différence a été attribuée à l'adhérence entre le tissu en «PRF» et le béton. Cette dernière est supposée plus forte en la comparant à celle développée par les tubes en «PRF». La valeur du coefficient d'efficacité de confinement k_1 donnée par *Saafi et al.*(1999) a changé, par conséquent, l'expression de la résistance à la

compression axiale maximale du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» est donnée comme suit :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.84} \right] \quad (\text{III.25})$$

Miyauchi et al. (1999), ont entrepris une étude expérimentale sur des cylindres de béton normaux et de haute résistance confinés par des feuilles de CFRP. D'après les résultats d'essai, ils ont conclu qu'une pression de confinement plus élevée est exigée pour que le béton de haute résistance obtienne le même niveau de ductilité que le béton d'une résistance normale. *Miyauchi et al* ont proposé les équations suivantes pour déterminer la résistance à la compression et la déformation qui correspond à cette résistance de béton confiné :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.98 \frac{f_l}{f_{co}} \right] \quad (\text{III.26})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + (15.81 - 0.093) f_{co} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{(0.246 + 0.0064 f_{co})} \right] \quad (\text{III.27})$$

Lam et Teng [49], ont confirmé à partir des résultats expérimentaux que la résistance du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» f'_{cc} augmente linéairement avec la pression de confinement latérale f_l , et estiment que dans la plupart des modèles récents *Karbhari et Gao*, *Mirmiran et al*, *Samaan et al*, *Saafi et al*, *Toutanji* utilisent une complexité supplémentaire inutile pour représenter cette relation *Lam et Teng*.

Les même auteurs ont montré que l'Eq III.15 avec un coefficient $K_1 = 2,15$ donne de très bonnes valeurs de f'_{cc} . Cependant pour des rapports élevés de confinement ($f_l / f'_{co} > 1$) ce modèle surestime légèrement la résistance à la compression du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» (*Teng et al*, 2002). Par conséquent, et après avoir modifié le coefficient K_1 , l'équation suivante a été proposée par *Lam et Teng* (2002) pour les besoins de dimensionnement :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2 \frac{f_l}{f_{co}} \right] \quad (\text{III.28})$$

Une autre équation a été proposée par *Lam et Teng* (2002) en remplaçant la valeur nominale de la pression de confinement f_l , par la valeur réelle $f_{l,r}$, ce qui implique que le coefficient d'efficacité de confinement K_1 devient 3,3 au lieu de 2. Par conséquent, la nouvelle proposition de *Lam et Teng* [49] se résume comme suit :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 3,3 \frac{f_{l,r}}{f_{co}} \right] \quad (\text{III.29})$$

L'expression de la déformation axiale ε_{cc} correspondante à la résistance en compression axiale maximale du béton confiné avec des «PRFC» ou «PRFV» est donnée comme suit :

- Pour le béton confiné avec des «PRFC» :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[2 + K_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right] \quad K_2=15 \quad (\text{III.30})$$

-Pour des tubes en «PRFV» remplis de béton :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[2 + 27 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,7} \right] \quad (\text{III.31})$$

En 2007, *Youssef et al.*[76], ont proposé les équations suivantes pour prévoir la contrainte et la déformation maximales de béton confiné pour les spécimens de sections circulaires.

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.25 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{1.25} \right] \quad (\text{III.32})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.003368 + 0.2590 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \left(\frac{f_{f_{rp}}}{E_{f_{rp}}} \right)^{0.5} \quad (\text{III.33})$$

III.6.Conclusion

A l'issu de toutes ces recherches on peut confirmer que l'utilisation de ces nouveaux matériaux procure aux éléments des structures, soumis à différents chargements, un comportement ductile (empêcher la rupture prématuré) et une élévation en terme de résistance (capacité axiale et latérale des colonnes de béton est plus élevée). En partant de cette optique que nous nous sommes impliqués dans le but de proposer une nouvelle technique de renfort pour reprendre l'effort tranchant à travers des bielles confinées par des grilles métalliques disposées dans la zone d'influence de l'effort tranchant inclinées à 45° .

Références

- [27] **Abbasnia, R., Ziaadiny, H.** “Behavior of concrete prisms confined with FRP composites under axial cyclic compression”, *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 493-505, 2009 .
- [28] **Ahmad, S.H. et Shah, S.P.** “Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement”, *ACI Journal*, Vol. 79, No. 6, pp. 484-490, 1982.
- [29] **Ahmad, S.J., Khaloo, A.R. and Irshaid, A.** “Behavior of concrete spirally confined by fiber glass filaments”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 43, No.156, 143-148, 1991.
- [30] **Balmer, G.G.** “Shearing strength of concrete under high triaxial stress”, *US. Bureau of Reclamation*, Structural Research Laboratory, Report No. SP-23, Denver, CO, 1949.
- [31] **Bavarian, B., Shively, R., Ehr Gott, R., et Di Julio, R.,** “External support of concrete structures using composite materials”, *Proceedings of the First International Using Composites in infrastructure, ICCI’96*, Editors: Saadatmanesh, H. et Ehsani, M. R., Tucson, Arizona, pp. 917-928, 1996 .
- [32] **Berthet, J.F., Ferrier E. et Hamelin P.** “Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets- Part A: Experimental study”, *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp. 223-232, 2005.
- [33] **Chaallal O, Hassan M, LeBlanc M.** “Circular columns confined with FRP: Experimental versus predictions of models and guidelines”, *ASCE, Journal of Composites for Construction*, Vol. 10, No. 1, pp. 4-12, 2006.
- [34] **Chinn. I., et Zirmmerman, R.M.** “Behavior of plain concrete under various triaxial compression loading conditions”, *Technical Report No. WLTR-64-163*, Air Force Weapons Laboratory, NM, 1965.
- [35] **Considere, A.;** "Experimental Research on Reinforced Concrete", Translated and Arranged by Leon S, Moisseiff, McGraw Publishing Co., New York, 188 pp.2, 1903.
- [36] **Fardis, M.N. et Khalili, H.H.** “Concrete encased in fiber glass-reinforced plastic”, *ACI Material Journal Proceedings*, Vol. 78, No. 6, pp. 440-446, 1981.
- [37] **Fardis, M.N. et Khalili, H.H.** “FRP-encased concrete as a structural material”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 34, No. 121, pp. 191-202, 1982.
- [38] **Gardner, N.J. et Jacobson, E.R.** “Structural behavior of concrete filled steel tubes”, *ACI Journal*, Vol. 64, No. 7, pp. 404-413, 1967.

- [39] **G.Wu** “Experimental study and theoretical analysis on strengthening concrete structures with FRP”, Phd thesis southeast, university, Nanjing, China, 2002.
- [40] **G. Wu, Z.T. Lü, Z.S. Wu.** “Strength and ductility of concrete cylinders confined with FRP composites”. *Construction and building materials* 20, 134-148, 2006.
- [41] **Haroun, M.A., Feng, M.Q., Bhatia. H., Sultant, M., Hoshijima, T., Kobatake, Y.,** “Testing bridge columns enhanced by fiber composite jackets”, *Recent Advances in Bridge Engineering: Advanced Rehabilitation, Durable Materials, Nondestructive: Evaluation and Management*, Meier, U. and Better, R., Editors, Proceedings of the U.S / Canada Europe Workshop on Bridge Engineering, Zurich 14-15, July, pp. 143-141, 1997.
- [42] **Iyengar, K.T.S .R., Desayi, R., et Reddy, K.N.** (1970) “Stress-strain characteristics of concrete confined in steel binders”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 22, No. 72, London, pp. 173-184.
- [43] **Kanatharana, J. et Lu, L-W.** “Strength and ductility of concrete columns reinforced with FRP tubes”, *Proceedings of the Second International on Composites in Infrastructure, ICCI’98*, Saadatmanesh, H. et Ehsani, M. R., Editors, Tucson, Arizona, pp. 370-384, 1998 .
- [44] **Karbahari, V. M. et Gao, Y.** “Composite Jacketed concrete under uniaxial ompression-verification of simple design equations”, *Journal of Materials in CivilEngineering, ASCE*, Vol. 9, No. 4, pp. 185-193, 1997.
- [45] **Kargahi, M.** “Fiber reinforced plastic FRP shell as external reinforcement for concrete columns”, MS Thesis, University of Central Florida, Orlando, Florida, 116 p, 1995.
- [46] **Katsumata, H., Kobatake, Y., et Takeda, T.** “A study on strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns”, *Proceedings of the 9th Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 7, Tokyo, Japan, pp. 517-522, 1988 .
- [47] **Kumutha, R., Vaidyanathan, R., Palanichamy, M.S.** “Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, pp. 609-615, 2007.
- [48] **Kurt, C.E.** “Concrete filled structural plastic columns”, *Proceedings of the American Society of civil engineering*, Vol. 104, No. ST1, pp. 55-63, 1978 .
- [49] **Lam, L. et Teng, J.G.** “Strength models for FRP-confined concrete”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 128, No. 5, pp. 612-623, 2002.
- [50] **Mander, J. B., Priestley, M.J.N. et Park, R.** “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No.8, pp. 1804- 1826, 1988.

- [51] **Matthys, S., Toutanji, H., Audenaert, K. et Taerwe, L.** “Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites”, *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 258-267, 2005.
- [52] **Mirmiran. A., et Shahawy, M.,** “Behavior of concrete columns confined with fiber composites”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 123, pp. 583-590, 1997.
- [53] **Monti, G., et Spoelstra, M. R.** “Fiber-section analysis of RC bridge piers retrofitted with FRP jackets”, *Proceedings of Structures Congress XV Building to Last*, ASCE, Portland, OR., 884-888, 1997 .
- [54] **Mufti, A.A, Erki, M.A. and Jaeger, L.G,** “Advanced Composite Materials with Application to Bridges “, *Canadian Society for Civil Engineering*, 297p, 1991.
- [55] **Nanni, A., et Bradford, N.M.** “FRP jacketed concrete under uniaxial compression”, *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 2, pp. 115-124, 1995.
- [56] **Newman, K. et Newman, J.B.** “Failure theories and design criteria for plain concrete”, *Proceedings of the International Civil Engineering Materials Conference on Structure, Solid Mechanics and Engineering Design*, Wiley Inter-science, New York, Part 2, pp. 963-995, 1972.
- [57] **Pan, J.L., Xu, T. et Hu, Z.J.** “Experimental investigation of load carrying capacity of the slender reinforced concrete columns wrapped with FRP”, *Construction and Building Materials*, Vol. 21, pp. 1991-1996, 2007.
- [58] **Pantazopoulou, S.J. et Mills, R.H.** “Microstructural aspect of the mechanical response of plain concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 92, No. 6, pp. 605-616, 1995 .
- [59] **Philippe Duquette.** “Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l’aide de plaques en matériaux composite réalisées in-situ ”. Mémoire présenté à la faculté des études supérieures de l'Université Laval pour l'obtention du grade de maître en sciences (M.Sc.). Département de génie civil facultés des sciences et de génie université LAVAL. février 1998.
- [60] **Picher, F., Rochetter, P. et Labossière, P.** “Confinement of concrete cylinders with CFPP”, *Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI'96*, Edited by Saadatmanesh, H. et Ehsani, M. R., Tucson, Arizona, pp. 829-841,1996.
- [61] **Priestley, M.J. N., Seible, F., Fyfe, E.,** “Column seismic retrofit using fiber glass epoxy jackets”, *First International Conference, Advanced Composite Materials for Bridges and Structures*. Neale, K. W. et Labossiere, P., Editors, pp. 287-298, 1992.
- [62] **Qing-Sheng Young, Qing-Huang Qin, Dai-Hua Zheng.** “Analytical and numerical investigation of interfacial stress of FRP-concret hybrid structure”. *Composite Structure*, 57 (2002) 221-226..

- [63] **Richart, F.E., Brandtzaeg, A. et Brown, R.L.** “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses”, Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, University of Illinois, Urbana, USA, 1928.
- [64] **Richart, F.E., Brandtzaeg, A. et Brown, R.L.** “The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression”, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 190, University of Illinois, Urbana, US, 1929.
- [65] **Richard Maranda.** “Analyse par éléments finis de poteaux mixtes avec section d’acier en I de classe 4”.Mémoire présenté en vue de l’obtention du diplôme de maîtrise en sciences appliquées (génie civil), école polytechnique de Montréal, décembre 1998.
- [66] **Rousakis, T.C., Karabinis, A.I.** “Substandard reinforced concrete members subjected to compression: FRP confining effects”, *Materials and Structures*, Vol. 41, No. 9, pp. 1595-1611, 2008.
- [67] **Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R. et Li, M. W.** “Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps”, *ACI Structural journal*, Vol. 91, No.4, pp. 434-447, 1994.
- [68] **Saafi, M., Toutanji, H.A. et Li, Z.** “Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes”, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 4, pp. 500-509, 1999.
- [69] **Shahawy, M., Mirmiran, A., Beitelman T.** “Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns”, *Composites: Part B*, Vol. 31, pp. 471-480, 2000.
- [70] **Sheikh, S.A. et Uzumeri, S.M.** “Strength and ductility of tied concrete columns”, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. 5, pp. 1079-1102, 1980.
- [71] **Steiner,W,** “Strengthening of structures with FRP strips” In: El – Badry, MM (Ed) *Advanced composite materials in bridges and structures*, Canadian Society for Civil Engineering Montreal, pp.407-417, 1996.
- [72] **Thériault, M., Neale, K.W. et Claude, S.** “Fiber-reinforced polymer-confined circular concrete columns: Investigation of size and slenderness effects”, *Journal of Composites for Construction, ASCE*, Vol. 8, No. 4, pp. 323-331, 2004.
- [73] **Toutanji, H.** “Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets.” *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No.3, pp. 397- 404, 1999.
- [74] **Xiao, Y., Martin, G.R., Yin, Z., Ma, R.,** “Seismic retrofit existing reinforced concrete bridge columns using a prefabricated composite wrapping system”, *Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI’96*, Saadatmanesh, H. et Ehsani, M.R., Editors, Tucson, Arizona, US-A., pp. 903-916, 1996.

[75] **Xiao, Y. et Wu, H.** “Compressive behavior of concrete confined by various types of FRP composite jackets”, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 22, No. 13, pp. 1187-1201, 2003.

[76] **Youssef , M.N., Feng M.Q., et Mosallam A.S.** “ stress-strain model for concrete confined by FRP composites” *Composites: Part B*, Vol. 38, pp. 614-628, 2007.

Chapitre IV : Comportement des structures à la fatigue

IV.1. Historique

C'est au début du siècle XIX^{ème} que remontent les premières recherches sur le comportement des éléments de structures sous l'effet du phénomène de la fatigue. L'ingénieur des mines allemand du nom d'*Albert* [80] en fût le premier a publié des études dans ce sens : mais c'est *Poncelet* [100] qui fut le premier en 1839 à introduire le terme **fatigue** à propos des matériaux métalliques. Au milieu du XIX^{ème} siècle, les recherches se sont sensiblement développées avec l'industrialisation croissante, les premiers investissements importants en termes de recherches ont été déclenchés par un accident de train sur la ligne Paris-Versailles survenu le 8 mai 1842 où la rupture d'un essieu a entraîné la mort de plusieurs dizaines de personnes.

En 1860, *Wolher* ingénieur des chemins de fer allemands a publié ses résultats d'essais systématiques de rupture par fatigue sur essieux de locomotive [101]. Il a alors observé que la charge limite supportée en fatigue était bien inférieure à celle supportée en statique. Il est également à l'origine de la caractérisation de la fatigue par l'approche des courbes dites S-N (amplitude de contrainte- nombre de cycles à rupture), enfin il est le premier à avoir parlé du concept d'endurance limite. Dans la continuité de ses travaux *Goodman* [86] a proposé en 1899 une approche prenant en compte les contraintes non purement alternés. En 1910, *Basquin* [81] a pu proposer un modèle empirique permettant de caractériser la limite d'endurance des matériaux.

Plus récemment, depuis le milieu du XX^{ème} siècle, *Palmgren* [97] puis *Miner* [95] ont proposé des règles de cumul de l'endommagement dû à la fatigue pour les sollicitations à amplitude variable. Enfin, *Manson* [93] et *Coffin* [84] furent les premiers à s'intéresser à l'influence de l'amplitude de déformation plastique sur la durée de vie. En ce qui concerne la fissuration, il a fallu attendre le milieu du XX^{ème} pour disposer des outils et concepts théoriques pour décrire le problème physique associé à la présence d'une fissure macroscopique. Les travaux de *Griffith* [88] puis ceux d'*Irwin* [90] ont donné naissance à la mécanique linéaire de la rupture (Linear Elastic Fracture Mechanics LEFM) et à la notion de facteur d'intensité des contraintes. C'est *Paris* [98] et [99], qui fut le premier à relier mécanique de la rupture et fatigue en suggérant que le taux de croissance d'une fissure par nombre de cycles da/dN pouvait être relié à l'amplitude du facteur d'intensité des contraintes ΔK pour un chargement cyclique à amplitude constante. Enfin *Elbert* [85] a observé qu'une fissure de fatigue pouvait se refermer sous un chargement de traction cyclique. Il a proposé de relier da/dN à une amplitude de facteur d'intensité de contraintes effectives ΔK_{eff} et non plus ΔK il a également montré l'influence de la plasticité en

pointe de fissure sur ce phénomène de refermeture , appelé *plasticity induced crack closure*.

IV.2.Introduction

Le terme fatigue est généralement utilisé pour décrire la déformation et la rupture des matériaux sous chargement cyclique. L'endommagement des matériaux par fatigue provient du caractère cyclique des sollicitations qui leur sont appliquées. Ce dommage peut conduire à la ruine du composant ou de la structure elle-même lorsque son accumulation atteint une valeur critique qui est fonction du matériau. Cette notion d'endommagement par fatigue, même si elle est très ancienne, demeure aujourd'hui un domaine de préoccupation important en fatigue car sa modélisation reste parfois en décalage avec les observations expérimentales. Sans déformation plastique répétée, même de très faible amplitude, il n'y a pas de fatigue. La limite conventionnelle de fatigue à 10^7 cycles correspond à une amplitude de déformation cyclique de l'ordre de 10^{-5} . Une déformation plastique d'une telle amplitude, appliquée une seule fois,, ne provoque pas une évolution considérable de la microstructure des matériaux. Par contre sa répétition prolongée entraîne un endommagement cumulatif résultant du mouvement irréversible des dislocations, qui peut conduire au bout du compte à la rupture. L'objectif d'une loi d'endommagement en fatigue est de fournir un outil de prévision de durée de vie pour des structures soumises à des sollicitations variables. Le dimensionnement d'une structure à la fatigue est plus difficile que pour les charges statiques, car les ruptures par fatigue dépendent fortement des contraintes locales.

IV.3.Généralités

De nombreux ouvrages fabriqués en béton et en béton armé qui subissent au fil des jours l'action des charges variables et répétées présentent des dommages dus principalement à la fatigue du béton. Le cas des poutres de ponts roulants, des fondations de machines vibrantes, des ponts routes sous le poids répète des véhicules et autres sont des exemples vivants du phénomène de fatigue. Le phénomène de fatigue est lié à l'amorçage et la propagation d'une fissure à partir d'un défaut au sein de la pièce, (situation favorable à une cohésion locale du matériau du fait une forte concentration de contraintes).

On peut identifier deux grandes classes de comportement dus à la fatigue [78]:

- ❖ la fatigue associée a un grand nombre de cycles : c'est la plus courante, la rupture a lieu sans aucune déformation permanente et la déformation se produit dans les limites du domaine élastique.
- ❖ la fatigue plastique associée a un petit nombre de cycles (fatigue oligocyclique) : c'est celle qu'on rencontre dans le cas du fil de métal plié et déplié. La contrainte est t'elle qu'elle provoque à chaque cycle, une

déformation plastique, dans ce cas la durée de vie est beaucoup plus court ($N < 10^4$ cycle).

Ce phénomène de fatigue qui entraîne une détérioration progressive de la structure des matériaux puis leur rupture notamment quand les ouvrages sont soumis à des cycles complexes, a été observé dès le début du siècle, mais il n'a été développé que durant ces dernières années. La méthode la plus utilisée pour aborder la fatigue du béton est le relevé de la courbe de *Wohler*. Cependant, les différents travaux entrepris à ce jour n'ont pas permis de mettre en évidence une limite d'endurance de ce matériau. Le béton étant un matériau hétérogène et microfissuré à l'origine, les résultats trouvés dans la littérature se caractérisent par une importante dispersion [92], [89],[77]. Il semble actuellement difficile de faire des prévisions de durée de vie [77], [82]. Pour J. *Baron* [91], la durée de vie considérée est le nombre de cycles au bout duquel 50% des éprouvettes fabriquées dans les mêmes conditions sont rompues. *N.K.Raju* [96] s'est penché sur le côté composite du béton en s'intéressant à chacun de ses éléments constitutifs. Les courbes de *Wohler* réalisées sur des éprouvettes prismatiques de pâte de ciment, de mortier et de béton montrent qu'il n'y a pratiquement pas de différence significative quant au comportement global du béton et de ses principaux constituants. Les études réalisées jusqu'à présent sont essentiellement descriptives et se limitent à des comparaisons de variation de trace de courbe de *Wohler*, ainsi l'influence de la fréquence de cyclage [89],[94], de l'amplitude de chargement, du rapport eau/ciment et des conditions hygrométriques [92] sur la tenue en fatigue du béton a été étudiée à l'aide de ces courbes. Malgré l'intérêt de ces recherches, les mécanismes d'endommagement en fatigue du béton sont encore mal connus. D'un point de vue mécanique, la rupture d'une structure est la conséquence du développement d'un endommagement localisé dans des zones de contraintes élevées [87]. Cet endommagement du béton au cours des essais de fatigue semble être lié à l'évolution des déformations [77]. Le but de ce travail consiste à étudier d'un point de vue expérimental la fatigue du béton sur des éprouvettes prismatiques en flexion 3 points et de caractériser l'évolution de l'endommagement au cours du cyclage. L'intérêt s'est porté sur les résultats des méthodes d'investigation (enregistrement de l'émission acoustique, mesure de la flèche et des déformations longitudinales et transversales) mises en œuvre en parallèle avec l'essai de fatigue.

IV.4. Caractérisation de l'endurance des matériaux

IV.4.1. Courbe de *Wöhler*

L'essai de fatigue le plus simple consiste à soumettre chaque éprouvette « lisse ou entaillée » ou pièce soudées à des cycles d'efforts périodiques, d'amplitude maximale et de fréquence constante, et à noter le nombre de cycles N , au bout duquel la rupture se produit. On reporte ce nombre N_r , en général sur une échelle logarithmique, en

fonction de la contrainte maximale des cycles. A chaque éprouvette correspond un point du plan (Σ , N) et, à partir d'un lot d'éprouvettes soumises à des contraintes maximales différentes, on obtient une courbe nommée courbe de Wöhler ou courbe S-N (Stress-Number of cycles). Cette courbe peut en général être décomposée en trois zones (voir figure ci-dessous)

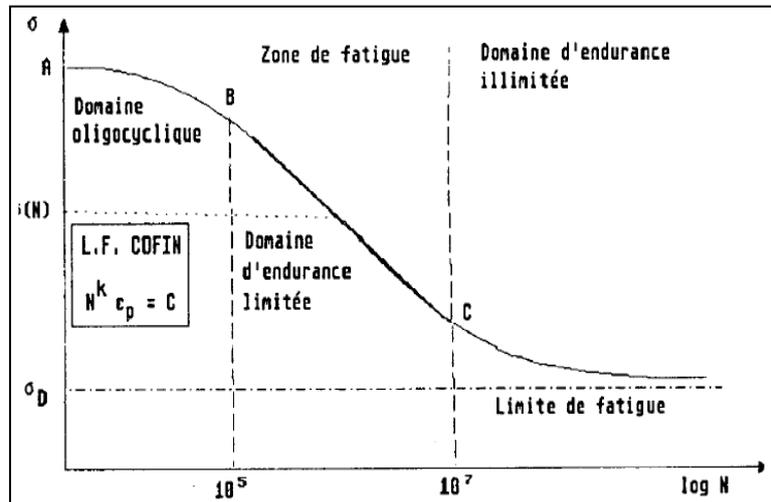


Figure IV. 1. Principales zones de la courbe de Wöhler.

- Domaine de la fatigue oligocyclique [79]

Ce domaine est caractérisé par le fait que les contraintes dépassent ou avoisinent le niveau de la limite élastique, ce domaine correspond à des durées de vie relativement faibles.

Etendue du domaine	
Limite inférieure	Limite supérieure
$\frac{1}{4}$ cycles	10^4 à $5 \cdot 10^4$ cycles

C'est le domaine dans lequel travaillent des zones très locales (accident de formes) de structures très chargées qui, toutefois, ne présentent pas une déformation plastique d'ensemble sensible.

Exemple : Disque et aubages de turbomachines aéronautiques, élément de chaudière, échangeurs de chaleur dans l'industrie électronucléaire.

- Domaine d'endurance limitée

Ce domaine est caractérisé par le fait que la rupture apparaît après l'application d'un nombre limité de cycles, et fait ressortir la nature probabiliste du phénomène de fatigue.

Etendue du domaine	
Limite inférieure	Limite supérieure
10^4 à $5 \cdot 10^4$ cycles	10^7 à $3 \cdot 10^7$ cycles

C'est le domaine dans lequel travaillent les structures qui, pour diverses raisons, doivent avoir des masses et volumes impérativement réduits.

Exemple : cellule d'avion.

- Domaine d'endurance illimitée

Très souvent la courbe présente un « coude » assez marqué qui conduit à une branche asymptotique de pente faible, voire nulle, selon les matériaux et conditions d'essai considérées. Concrètement, on considère que cette asymptote est atteinte après application sans rupture de N_d cycles de niveau de contrainte σ_d .

N_d est fixé conventionnellement à 10^7 ou $2 \cdot 10^7$ cycles.

σ_d est appelée limite d'endurance conditionnelle à N_d cycles.

Pour des contraintes inférieures à σ_d , le phénomène de fatigue est en principe industriellement absent.

IV.5. Estimation de durée de vie des structures sous chargement quelconque

Prévoir le comportement des structures en fatigue est un atout de la conception, car pour être compétitive, la structure doit être optimisée au plus juste afin de répondre à un cahier des charges toujours plus exigeant. L'avènement de plus en plus précoce de la fissuration par fatigue est aujourd'hui devenu un souci systématique dans toute démarche de dimensionnement.

IV.5.1. Essai de fatigue

L'essai de fatigue le plus courant est celui dit de « flexion rotative », par lequel une éprouvette normalisée est soumise à un moment fléchissant d'intensité constante, mais à cause de la rotation de l'éprouvette entraîne une variation sinusoïdale de la contrainte, [78].

La Fig. IV.2 montre une machine servant aux essais de flexion rotative :

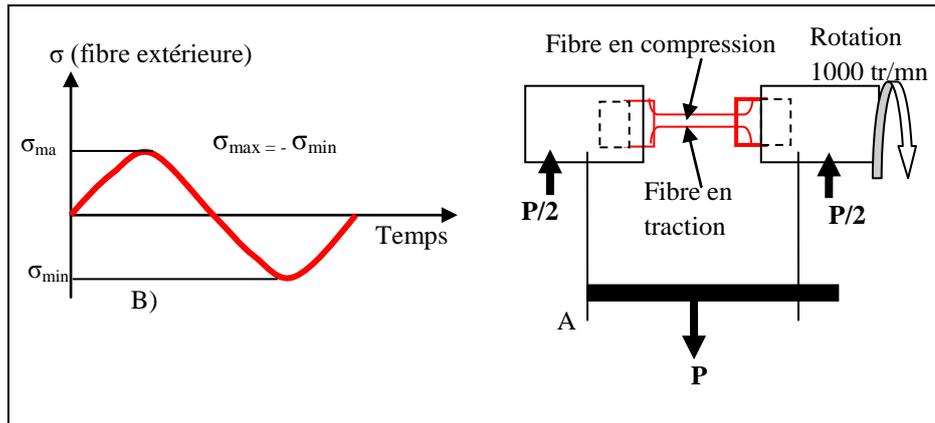


Figure IV. 2: Essai normalisé de fatigue en flexion rotative, [78]

A) schéma du chargement. B) Représentation de la variation sinusoïdale de contraintes.

La charge appliquée crée un moment fléchissant qui engendre des contraintes de tension dans sa partie inférieure et de compression dans sa partie supérieure. En fonction du temps, la contrainte varie de façon sinusoïdale à une fréquence égale à la fréquence de rotation.

De façon plus générale, un chargement de fatigue est caractérisé par une charge moyenne, nulle, positive ou négative et par une composante variable de la contrainte, qui n'est pas forcément sinusoïdale, cette composante peut en effet être périodique ou aléatoire (par exemple dans le cas d'un véhicule roulant sur un terrain accidenté). L'étude expérimentale du comportement en fatigue de façon simple (chargement sinusoïdale) indique que les variables caractéristiques importantes de l'essai sont :

- Les contraintes max et min (σ_{\max} , σ_{\min}).
- L'amplitude de contrainte $\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$.
- La variation de contrainte ou contrainte alternative : $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 2\sigma$
- La contrainte moyenne ou contrainte statique $\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$.
- Le rapport de contraintes $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$

Selon les valeurs de ces composantes on distingue (Fig.IV.3) les essais sous sollicitations [83].

- Alternées symétriques ($m = 0$, $R = -1$).
- Répétées asymétriques ($0 < \sigma_m < \sigma_a$; $-1 < R < 0$ ou $\sigma_m = \sigma_a$ et $R = 0$).
- Ondulées ($\sigma_m > \sigma_a$; $0 < R < 1$).

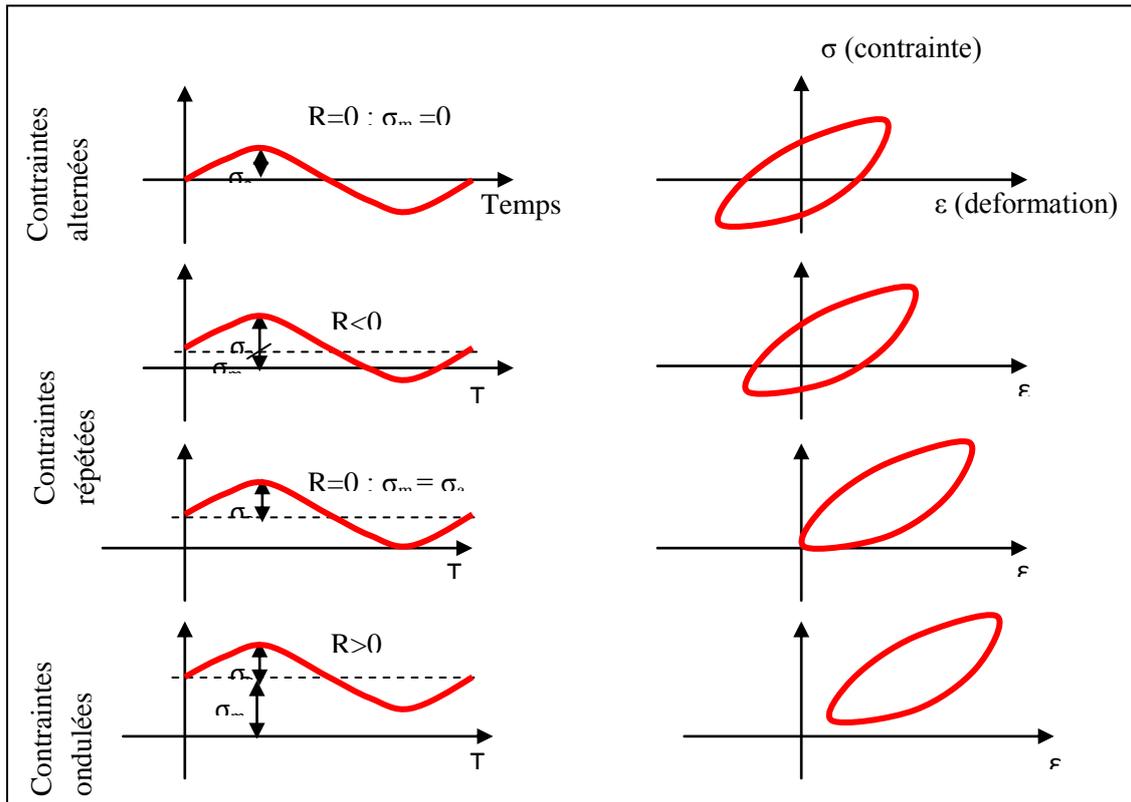


Figure IV. 3: Différent cas de sollicitations [83]

IV.5.2. Mécanisme de fatigue

L'observation macroscopique ou microscopique d'une section rompue sous l'effet de la fatigue indique la présence d'une amorce locale provoquée par une concentration de contrainte due à une imperfection du matériau ou à un changement de la géométrie de la pièce. Cette amorce continue par une zone où la fissure semble se propager graduellement. Enfin une troisième zone indique qu'une rupture brusque s'est produite lorsque la section résiduelle est devenue trop petite pour résister à la charge : on distingue donc trois étapes dans le processus de fatigue, (Fig.IV.4), [78].

- ❖ L'amorce de la fissure ;
- ❖ La propagation de la fissure ;
- ❖ La rupture finale du matériau.

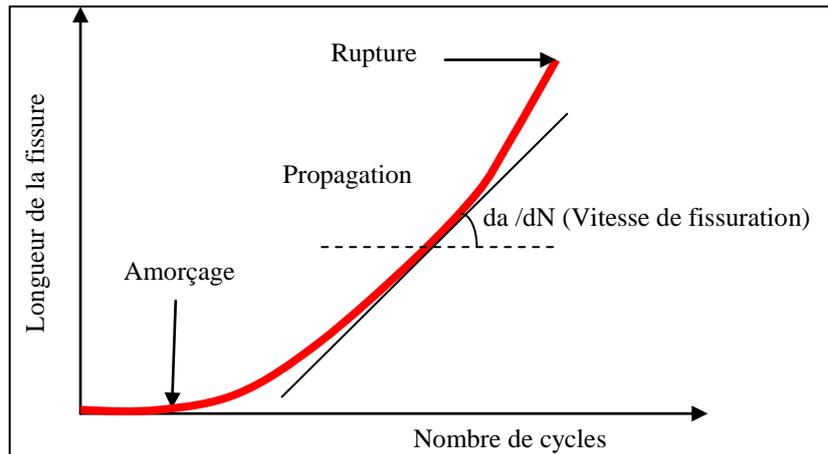


Figure IV. 4 : variation de la longueur d'une fissure de fatigue en fonction du nombre de cycles de chargement appliqués [78].

IV.5.3. Facteurs influents sur la résistance à la fatigue

Parmi les facteurs qui modifient parfois profondément le comportement d'un matériau en fatigue, on peut citer les facteurs intrinsèques tels que la microstructure du matériau et les facteurs extrinsèques tels que le rapport des contraintes $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, l'état de surface du matériau, l'environnement, la fréquence de chargement, la concentration de contraintes, le volume de la pièce, ...etc. Ainsi donc toute modification de la microstructure d'un matériau entraîne des variations de ses principales propriétés mécaniques ; comme sa limite d'élasticité, sa résistance à la traction, sa ductilité.

Un des facteurs extrinsèques les plus importants est le rapport de contraintes R , dont sa valeur détermine en fait celle de la contrainte moyenne $\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$, plus la valeur de R est positive et élevée, plus la valeur de σ_m est grande. Cette contrainte agit alors en traction, dans ce cas pour un niveau d'amplitude donné de contrainte σ_a la durée de vie du matériau est plus courte car la composante statique σ_m de traction favorise l'endommagement en tête de fissure et la rupture du matériau dans la zone d'endommagement. D'autres facteurs peuvent aussi affecter la résistance à la fatigue tels que

❖ Concentration de contraintes

Des essais de fatigue, effectués sur des éprouvettes entaillées ou rainurées, permettent de déterminer expérimentalement l'effet de l'entaille sur la résistance à la fatigue. Le facteur K_f (facteur d'entaille) est défini comme suit :

$$K_f = \frac{\sigma_a \text{ pour une vie } N \text{ (sans entaille)}}{\sigma_a \text{ pour une vie } N \text{ (avec entaille)}} \quad (\text{IV.1})$$

En général $K_f < K_t$ ou K_t : facteur de concentration de contraintes

$K_f = 2/3 K_t$ toutefois en l'absence de données expérimentale il est préférable de supposer que $K_f = K_t$).

❖ **Fini de surface**

Puisque les fissures de fatigue s'amorcent à la surface du matériau, il est évident que l'état de la surface exerce une influence importante sur les courbes d'endurances. Un fini rugueux implique une diminution de la durée de vie.

❖ **Volume de la pièce**

Plus une pièce est volumineuse, plus sa vie sera écourtée. En effet l'amorce d'une rupture est associée à la présence de microfissures. Plus le volume est grand, plus le nombre de microfissures augmente et plus forte est la probabilité qu'une amorce de rupture par fatigue se produise.

❖ **Traitement thermique**

Un traitement thermique approprié peut engendrer, en surface des contraintes résiduelles compressives qui tendent à refermer les fissures améliorant ainsi la résistance à la fatigue.

IV.6. Etude des lois d'endommagement

IV.6.1. Classification des lois d'endommagement en fatigue

Pour mener l'étude des lois d'endommagement en fatigue recensés dans la littérature nous les avons classées en plusieurs modèles suivant leurs bases physiques et leurs concepts. Nous avons défini trois niveaux de classement: le type d'approche de la loi, l'échelle du dommage par fatigue et la base physique de la loi.

IV.6.1.1. Les différents types d'approche des lois d'endommagement en fatigue

Les lois d'endommagement en fatigue appartiennent à l'une ou l'autre des quatre approches suivantes, qui caractérisent en fait la démarche scientifique utilisée pour décrire le dommage par fatigue :

- ❖ L'approche empirique
- ❖ L'approche phénoménologique
- ❖ L'approche dite conceptuelle
- ❖ L'approche analytique

IV.6.1.2. Les différentes échelles du dommage par fatigue

L'endommagement par fatigue d'un solide est, par définition, l'altération progressive de ses propriétés physiques et mécaniques pouvant conduire à sa rupture suite à l'application d'une sollicitation fluctuante. Ce phénomène est quantifié le plus souvent par la mesure de la longueur de la fissure amorcée et qui se propage. Deux niveaux d'échelles de mesure sont utilisés par les auteurs : les fissures microscopiques pour

traduire un dommage à l'échelle microscopique et les fissures macroscopiques pour le dommage à l'échelle macroscopique.

IV.6.2. Les bases physiques des lois d'endommagement en fatigue

Quelles que soient son approche et son échelle, chaque loi d'endommagement en fatigue a une base (justification) physique spécifique. Parmi l'ensemble des lois recensés, on distingue cinq types ou modèles de bases physiques :

- ❖ Les modèles d'énergie de déformation
- ❖ Les modèles de propagation de fissure
- ❖ Les modèles de variation de la limite d'endurance du matériau
- ❖ Les modèles d'évolution de courbe S-N du matériau
- ❖ Les modèles d'endommagement continu.

La figure suivante récapitule les différents critères de classification des lois d'endommagement en fatigue décrit précédemment

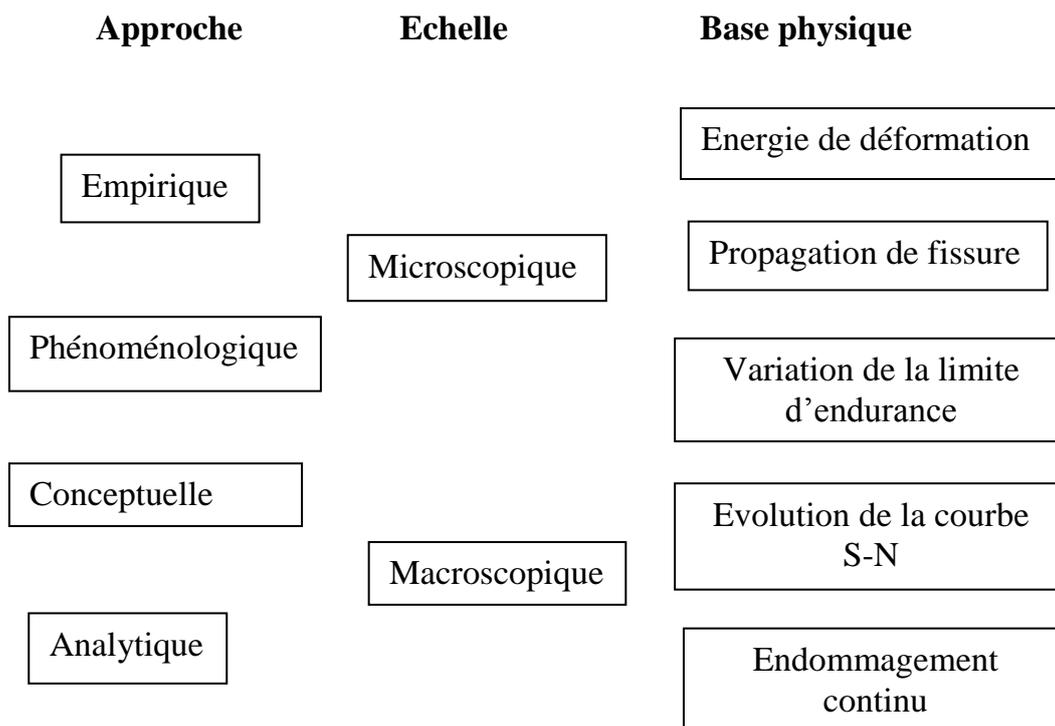
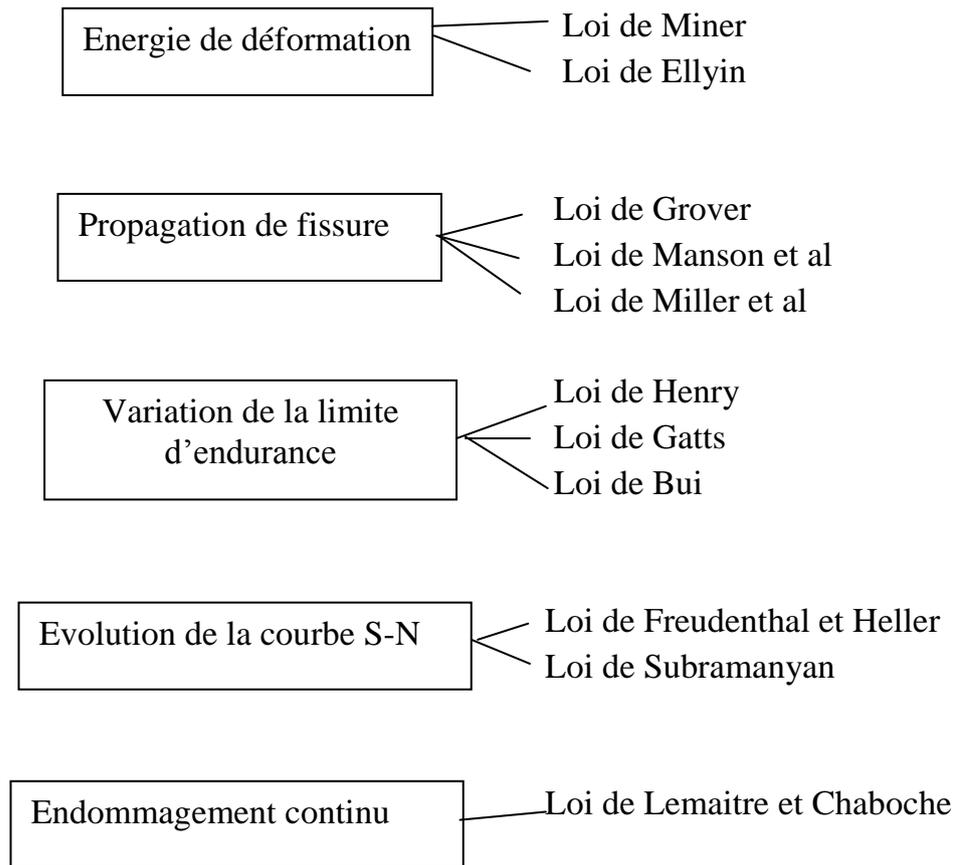


Figure IV. 5: Différents niveaux de classification des lois d'endommagement en fatigue.

IV.6.3. Lois d'endommagement

Cette section présente un certain nombre de lois d'endommagement en fatigue, on distinguera :



IV.6.4. Conclusion

Compte tenu de notre lecture sur l'essentiel du phénomène fatigue, on peut conclure que plusieurs facteurs d'influence sont présents dans le phénomène de l'endommagement par fatigue tels que principalement la nature du chargement qui représente la source de nombreuses théories, investigations et controverses. On a pu constater que s'il est un domaine de la fatigue où les chercheurs ont travaillé dans de multiples directions depuis très longtemps sans pour autant avoir fait évoluer la pratique et surtout les outils employés en bureau d'études, c'est bien celui des lois d'endommagement.

Vu la complexité de l'endommagement, il existe une multitude de modèles proposés pour répondre à des cas bien spécifiques. Cela là fait d'ailleurs que dans la pratique actuelle en mécanique ou en sciences des matériaux que l'on désigne sous le même vocable de dommages des grandeurs ou caractéristiques de comportement très différents d'un domaine à un autre générées par des sollicitations monotones dans certains cas ou cycliques dans d'autres.

Références

- [77] **A.Alliche**, Thèse de DDI, U.T.Compiègne, 1981.
- [78] **A. Bazergui, T. Bui-cuok, A.Biron, G.Muntyre, C.Laberge**, « Résistance des matériaux », Edition de l'école polytechnique de MONTREAL, page 203-217.
- [79] **A.Brand, J. Felavenot, R. Gregire, C. Tournier**, “ Données technologique sur la fatigue”, Edition cetin 1980.
- [80] **Albert W**, Uber treibseile am harz. Archive fur Mineralogie, Geognosie, Bergbau und Huttenkunde, vol.10,1838, p. 215-234.
- [81] **Basquin O**. The exponential law of endurance tests. Proceeding of the American Society For Testing and Materials, vol.10, 1910, p. 625-630.
- [82] **B.Redjel**, Rapport DEA, U.T. Compiègne, 7 juillet 1983.
- [83] **C.Bathias, J.Bailon.**, « La fatigue des matériaux et des structures », 2eme édition hermes paris, 1997, page 23-52.
- [84] **Coffin L**. A study of the effect of cyclic thermal stresses on a ductile material. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers. Vol, 76, 1954, p. 931-950
- [85] **Elber W**. Fatigue crack closure under cyclic tension. Engineering Fracture Mechanics, vol. 2, 1970, p. 37-45.
- [86] **Goodman J**. Mechanics applied to engineering. Longmas-Green, London, 1899. 605p.
- [87] **G.Pijaudier-Cabot**, Thèse 3^{ème} cycle, Paris 6 , 1985.
- [88] **Griffith A**. The phenomenon of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions on the Royal Society, London,. Vol . A221, 1921,p. 163-197.
- [89] **H.Weigler et W.Freitag**, Deustsher Ausschuss fur Stahlbeton, 247, Berlin, 1975.
- [90] **Irwin C**. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. Journal of Applied Mechanics, vol. 24, 1957, p. 361-364.
- [91] **J.Baron**, La fatigue du béton hydraulique chap.20 in « Le béton hydalrique », Presses de l'ENPC, Paris 1982.
- [92] **J.D.Antrim**, Highway Research Record, vol. 210, p.95 1968.
- [93] **Manson S**. “Behaviour of materials under conditions of thermal stress”. National advisory commission on aeronotics: Report n^o 1179, 1954, Lewis Flight Propulsion Laboratory, Cleveland.
- [94] **M.E.Award et H.K.Hildorf**, Publication SP 41, ACI, Committes 215 1973.

- [95] **Miner M.** « Cumulative damage in fatigue ». *Journal of Applied Mechanics*, vol. 12, 1945. P. 359-365.
- [96] **N.K.Raju**, *J.of American Concrete Institute*, June, 1970.
- [97] **Palmgren A.** Die lebensdauer von kugellagem. *Zeitschrift des Vereins Deutsscher Ingenieure*, vol.68, 1924. P, 339-341.
- [98] **Paris P., Gomez M., Anderson W.** “A rational analytic theory of fatigue”. *The Trend in Enginneering*. Vol, 13. 1961. P. 9-14.
- [99] **Paris P., Erdogan F.** « A critical analysis of crack propagation laws ». *Journal of Basic Engineering*. Vol. 85, 1963. P. 528-534.
- [100] **Poncelet J.** « Introduction à la mécanique industrielle physique ou expérimentale ». Mme Thiel, Metz, 2éme édition, 1839. 719 p.
- [101] **Wöhler A.** « Versuche über die festigkeit der eisenbahnwagenachsen ». *Zeitschrift für Bauwesen*, vol. 10, 1860.

Chapitre V : Caractérisation et Protocol Expérimental

V.1.Introduction

A la suite de l'étude bibliographique sur les comportements et les calculs des poutres en béton armé, ce chapitre présente les démarches utilisées lors des essais et le protocole expérimental suivi. Les procédés de construction des différentes éprouvettes ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, acier, grille métallique) qui constituent ces corps d'épreuve sont présentés dans ce chapitre. Cette caractérisation classique du comportement mécanique (traction axiale sur la grille, compression simple sur des cylindres et flexion sur les poutres prismatiques) a conduit à étudier les propriétés élastiques ainsi que la rupture de chaque matériau.

Tous ces essais ont été réalisés au Laboratoire de Modélisation des Matériaux et de Structures LAMOMS de Génie-Civil à l'université de Tizi-ouzou. Une équipe et moi-même avons réalisé le calcul de la proportion des constituants du béton, construit le coffrage, le ferrailage et le bétonnage, assuré le mûrissement des éprouvettes. Enfin, tous les réglages concernant les essais de flexion, compression et traction (machine, paramètres et configuration) et les moyens de mesure sont présentés dans cette section. Les résultats obtenus, sur chaque constituant, ont permis de fournir des informations indispensables à la compréhension du comportement mécanique et des mécanismes de rupture des éléments étudiés.

V.2. Démarche

Dans le but d'étudier le comportement des structures en béton à l'effort tranchant, des poutres en flexion simple ont été considérées en s'inspirant des travaux d'autres auteurs [102];[104] ;[105]; [106]; [107]; [108]; [109] ; [111].

L'essai de flexion sous chargement statique a été retenu car les structures se trouvent dans 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'idéal 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 et les moyens du laboratoire ne permettent pas de caractériser de telles poutres.

La première étape a consisté à travailler sur le dimensionnement des éprouvettes. Un grand nombre d'auteurs utilisent des structures à l'échelle réelle ce qui peut conduire à des longueurs de poutre supérieures à 2m. D'autres auteurs comme [110];[103] 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) a mis en évidence que des petites poutres sont aussi utilisées. Ces études utilisent des matériaux de construction avec des propriétés standardisées.

Garden en 1998 a étudié les mécanismes de ruptures des poutres en BA. 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, [111];[112] sur des murs en briques confinés par des colonnes et des poutres en béton armé ont été faites à l'échelle 1/2 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 possédant une section transversale de 10 x 20 mm avec une longueur de 120mm.

V.3. Programme expérimental

V.3.1. Le béton

Dans ce programme expérimental principal, un type de mélange de béton a été utilisé pour la fabrication des différents spécimens à étudiés. La formulation de ce béton a été déterminée à partir de la méthode de *Dreux-Gorisse*. Les constituants du béton sont présentés dans le Tableau V.1.

Tableau V. 1: Constituants du béton pour le programme expérimental.

Composant	Poids (kg/m³)
Ciment CPJ 42,5	350
Sable de carrière 0/5	688
Eau de robinet	198
Gravier 8/15	355
Gravier 15/25	806
Total	2397
L'air occlus Ao	2.3%
Slump-test	7cm

V.3.2. Les armatures

Pour la confection des différentes poutres la nuance de l'acier utilisé pour le renfort dans la zone tendue est Fe E 400. Le renforcement inférieur est constitué de cinq barres hautes adhérence de 10mm de diamètre. Deux autres barres d'un diamètre 6mm ont été utilisées pour la partie supérieure. L'enrobage est de 20mm, cette dimension respecte les recommandations de l'Eurocode. Six Ø6 cadres sont disposés verticalement proche des appuis de part et d'autre de la poutre et suivant leur axe longitudinal. Ils sont constitués de barres d'acier lisses d'un diamètre de 6mm. Le comportement mécanique de l'acier est de type élasto-plastique. La limite élastique est déterminée par la méthode conventionnelle à 0,2 % de la déformation relative.

Les détails du ferrailage est portée sur la figure ci-dessous :

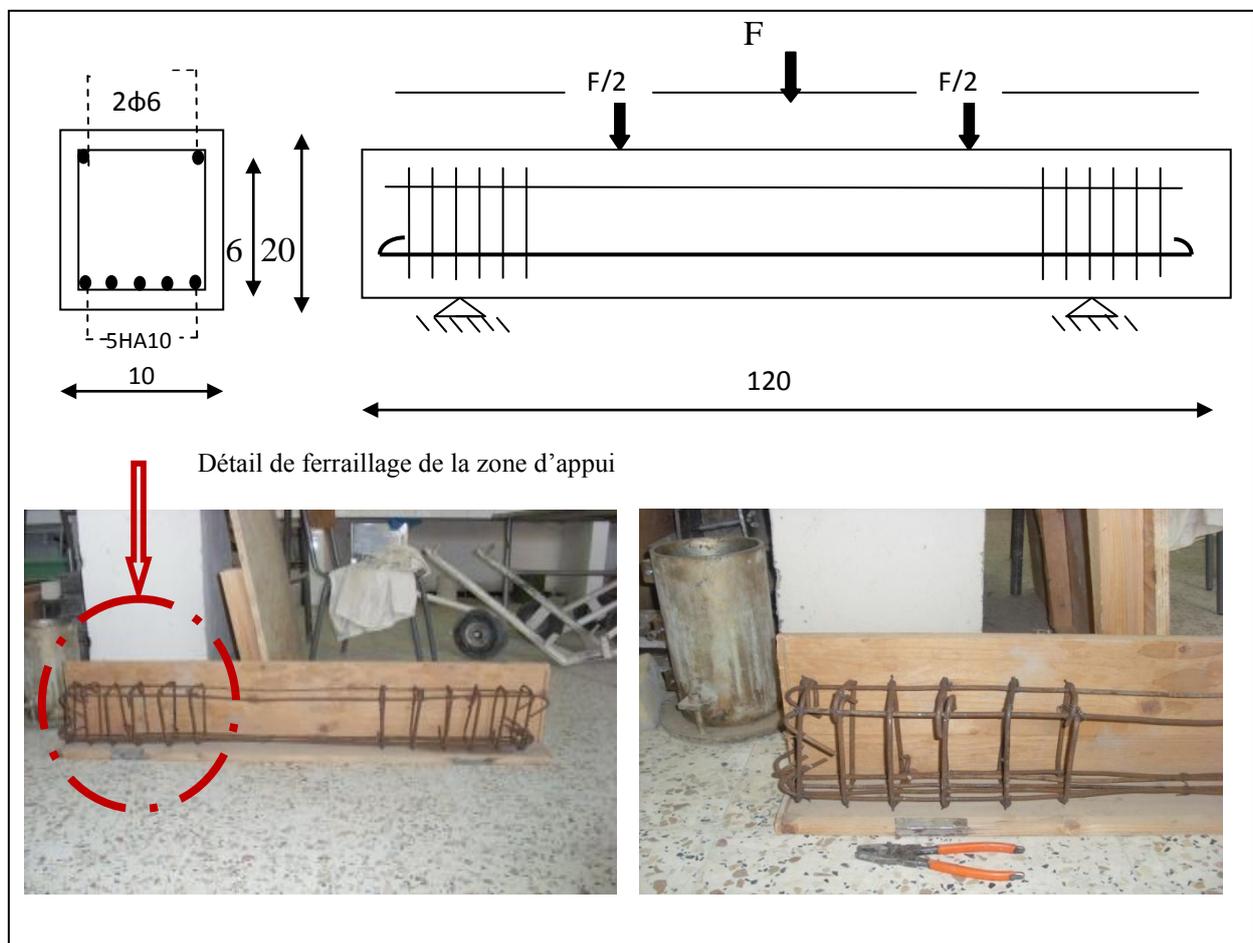


Figure V. 6: Poutre avec ferrailage classique.

Le même type de ferrailage a été adopté pour d'autres spécimens, seule différence c'est qu'à la place des 12 cadres Ø6 on a placé des cylindres de grilles métallique dans les zones à effort tranchant important, les détails sont représentés ci-dessous :

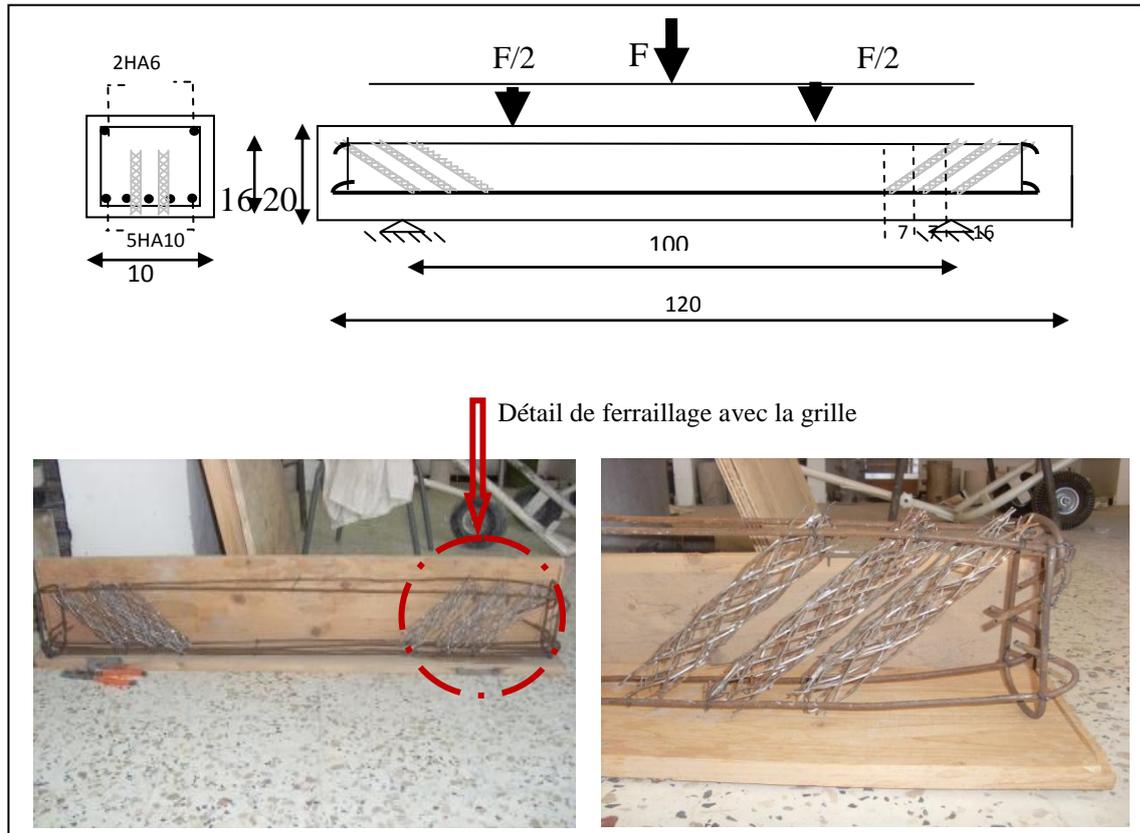


Figure V. 7: Poutre avec bielles en grille métallique.

V.3.3. Fabrication et préparation des spécimens

V.3.3.1 Spécimens circulaires

Des cylindres de diamètre 160mm et de hauteur 320 mm ont été réalisés afin de caractériser le béton utilisé, pour des raisons de stabilité, c'est-à-dire, pour éviter le "flambement" de l'éprouvette, le cylindre est nécessairement court, cet essai est réalisé avec une presse par écrasement des éprouvettes cylindriques de béton placée verticalement et dont les faces de chaque cylindre, en contact avec la presse, ont été surfacées pour garantir un chargement uniforme. D'autres cylindres de $\text{Ø}6 \times 20$ mm sont eux fabriqués avec la même composition du béton pour connaître l'apport de ces bielles de béton confiné dans la reprise de l'effort tranchant.

Ces spécimens sont tous par la suite surfacés avec un mortier. Cette méthode consiste à munir chaque extrémité de l'éprouvette d'une galette lisse en respectant ainsi: la planéité et la perpendicularité aux génératrices. La perpendicularité est obtenue grâce au maintien des génératrices de l'éprouvette perpendiculairement au fond du moule.

V.3.3.2. Spécimens prismatiques

L'ensemble des spécimens prismatiques ont été coulés à l'horizontale, ce qui fait que la planéité des surfaces est assurée par le coffrage lui même.

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

Ferraillage : l'acier utilisé a été détaillé dans la section précédente. 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 : pour les spécimens de formes prismatiques on a utilisé des moules provisoires, démontables, constitués de planches de bois et imprégnés par un agent démoulant pour faciliter l'extraction des éprouvettes après la prise du béton. Par contre pour les cylindres on a utilisé des coffrages en acier ce qui nous a fortement facilité la tâche. Faute de disponibilité de moules pour la confection des éprouvettes de béton confiné on a conçu nous même des moules en plastique imprégnés de matière grasse pour assurer le démoulage correct,

Bétonnage : la mise en place du béton dans les moules a été faite en 2 couches, chacune vibrée pendant 20 à 30 secondes sur une table vibrante destinée pour le faire.

Après 24h de séchage, le coffrage a été retiré et les éprouvettes ont été mises en mûrissement,

Mûrissement : Toutes les éprouvettes ont été plongées dans un réservoir d'eau à une température constante de 20° C pendant une durée de 28 jours, selon la norme européenne (NF 2001) pour la confection et la conservation 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 du béton, les essais en compression et en flexion, ainsi que le matériel utilisé lors des essais.



Figure V. 8: Confection, Moulage et Démoulage des poutres.



Figure V. 9: Confection, Moulage et Démoulage des bielles de béton confiné.

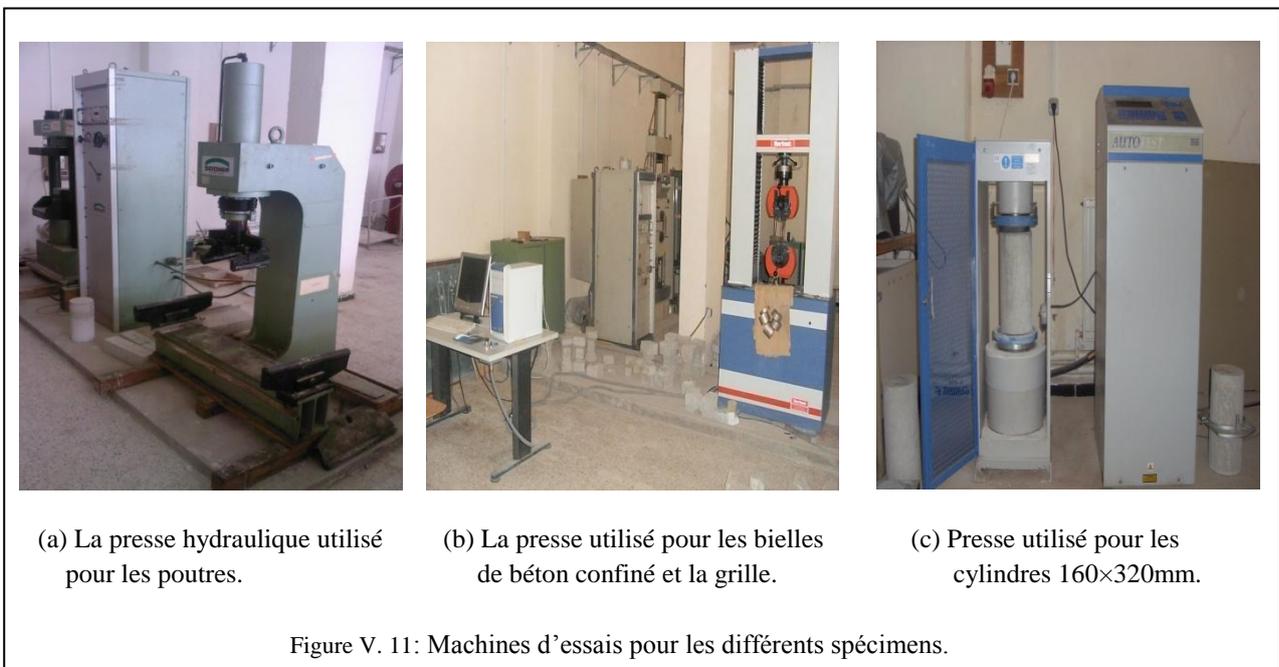


Figure V. 10: Conservation des éprouvettes pour 28 j avant écrasement.

V.3.4. Chargement et acquisition des valeurs

Dans le programme de compression des cylindres $\text{Ø}160 \times 320$ mm, le chargement axial a été effectué à l'aide d'une presse hydraulique avec une étendue de capacité 3000 KN, Cette presse comporte 2 plateaux, un plateau inférieur mobile et l'autre supérieur fixe est une rotule de type Autotest. Un taux de chargement quasi-statique est appliqué avec une vitesse de 2,5 KN/S. A mi-hauteur au milieu de deux faces opposées, ont été mesurées, à intervalles rapprochés et les forces et les déformations axiales et radiales.

En ce qui concerne les essais de compression axial sur les cylindres de béton confiné $\text{Ø}6 \times 20 \text{ mm}$, ils ont été réalisés sur une machine de marque IBertest, équipée d'une cellule de force maximale de 200KN reliée à un système d'acquisition automatique de données. L'acquisition et le pilotage sont gérés par un ordinateur muni d'un logiciel de commande qui traite tous les résultats. Muni de mors auto-serrant, elle nous permet une bonne tenue des spécimens c'est une manière d'assurer une répartition homogène des contraintes ; cette machine est pilotée à vitesse constante fixée à 10mm/min jusqu'à la rupture ceci dans le but d'assurer une bonne précision des résultats. L'essai qui concerne les poutres sous flexion « 4points » a été réalisé par une presse hydraulique Seidnar de capacité 3000 KN, à mi-portée au milieu de la face inférieure de chaque poutre ont a pu mesurer, à intervalles rapprochés les déplacements en fonction de l'évolution des forces grâce à des comparateurs. Les figures ci-dessous illustrent bien tous les différents chargements et acquisition des résultats.



V.4. Résultats expérimentaux

V.4.1. Essai de traction pour caractérisation de la grille métallique

Afin de déterminer les propriétés physiques et mécaniques en traction de la grille métallique à mailles en forme de losange, des essais de traction simple ont été réalisés au sein du laboratoire.

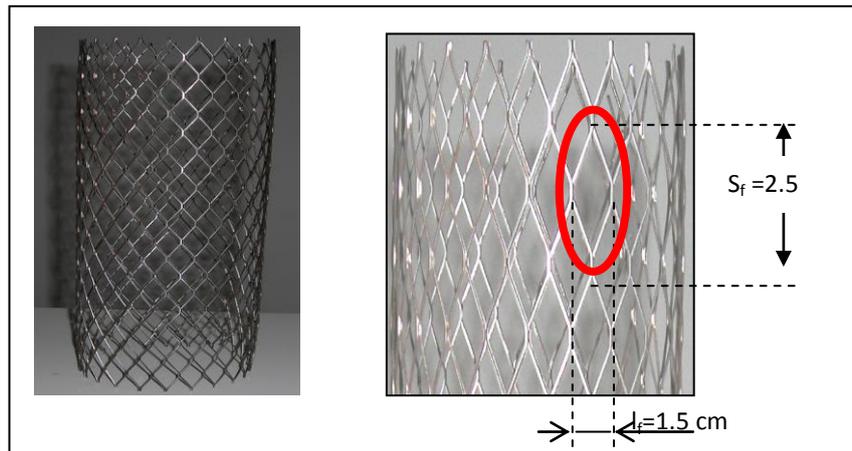


Figure V. 12: Elément de la grille métallique utilisé.

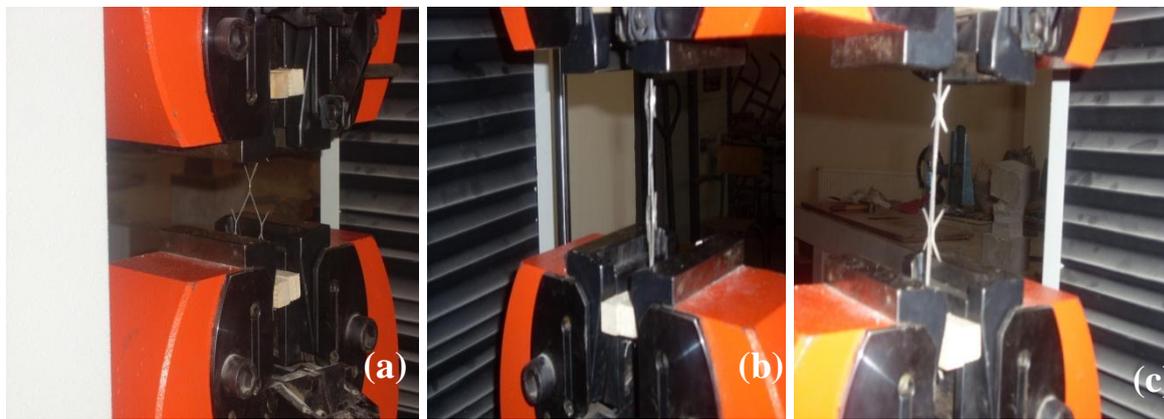


Figure V. 13: Elément de la grille métallique sous effort de traction.

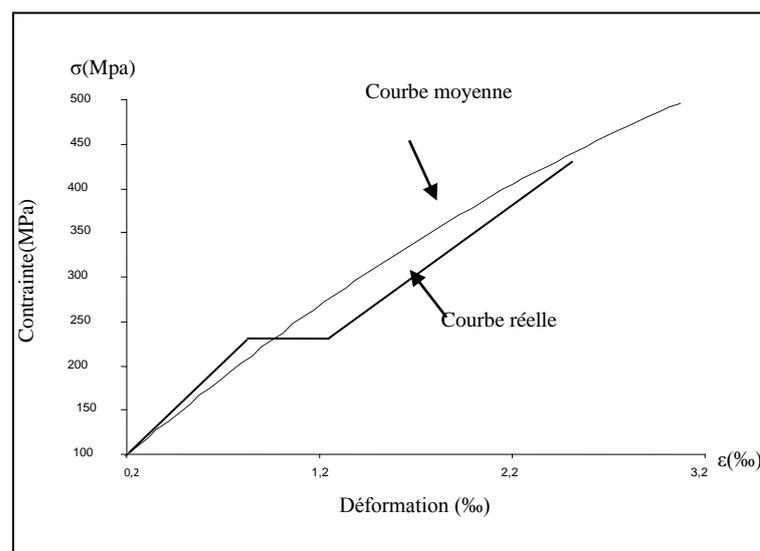


Figure V. 14: Courbe contrainte-déformation de l'essai de traction sur une grille métallique.

Ces propriétés physiques et mécaniques sont généralement calculées de la manière suivante : Premièrement, la contrainte axiale dans l'éprouvette est obtenue en divisant la force axiale mesurée par l'aire de la section utile de l'éprouvette au début de l'essai. Deuxièmement, le module élastique en traction est calculé en divisant la contrainte axiale par la déformation axiale mesurée par la jauge ou par des capteurs. Troisièmement, la contrainte à la rupture est habituellement identifiée comme étant la contrainte maximale enregistrée durant tout l'essai. Finalement, le coefficient de Poisson est obtenu en divisant la déformation transversale par la déformation axiale de l'échantillon.

Tableau V. 2: Propriétés Géométriques et mécaniques de la grille métallique.

Type d'essai sur la grille	Essai de traction sur les métaux
Propriétés géométriques de la grille	Poids (g): 900 Nombre de mailles par m ² : 1952 Longueur initiale (mm):100 Diamètre (mm) : 1 Epaisseur (mm) : 0,7 Aire (mm ²) : 1,4
Propriétés mécaniques de la grille	Limite d'Extension Rt (Mpa) : 159,4 Module d'élasticité (Mpa): 4125,6 Résistance maximale (Mpa) : 479,9

Cet essai montre le comportement de la grille qui est subdivisé en trois parties essentielles :

- Une première qui correspond à un début de compression des mailles de la grille, cet effort génère un déplacement progressif linéaire radial au niveau des nœuds de chaque maille. La grille sous tension subit un mouvement proportionnel Fig V.7.a.

- Dans la seconde phase, la grille déjà sujette à un certain pourcentage de chargement, elle continue à subir toujours un déplacement qui engendre une superposition presque totale des nœuds de chaque maille Fig V.7.b.
- Finalement, une perte raide est constatée dans la troisième et dernière phase ce qui entraîne la rupture de la grille et ce conformément au comportement classique des aciers Fig V.7.c.

V.4.2. Essai de compression sur la bielle de béton confiné

Des bielles de béton confiné conçues à partir de grille métallique en forme de losange au nombre de six ont été réalisées en vue de connaître l'apport du confinement de ce béton dans le comportement au chargement choisi. L'essai de compression réalisé sur les bielles de diamètre $\varnothing 6\text{mm}$ et de hauteur 20mm nous a permis de caractériser de façon satisfaisante la résistance en compression de ces bielles, la Fig V.10 représente la courbe contrainte-déformation moyenne de toute la série de bielle.



Figure V.15: Bielle de béton confiné sous effort de compression.

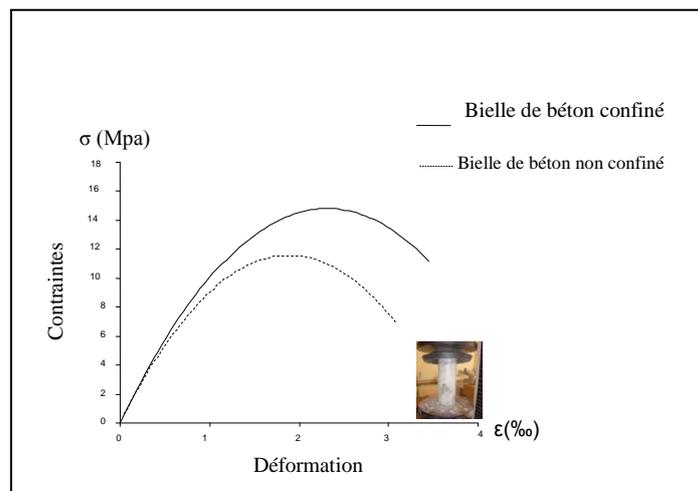


Figure V. 16: Courbe contrainte-déformation des bielles.

Typiquement, la courbe contrainte-déformation présentent une pente initiale qui suit celle du béton non confiné jusqu'à un point d'inflexion, suivie d'une zone de déformation plastique plus importante selon l'efficacité du confinement définie par le niveau de confinement et la rigidité de la grille métallique utilisé.

Sur cette courbe, on peut distinguer trois phases de comportement bien distinctes :

- Une première phase de comportement identique à celui d'un matériau homogène et élastique, celle-ci se traduit par une relation linéaire entre la contrainte σ et la déformation ε .
- Une deuxième phase qui nous permet d'atteindre le maximum de la contrainte pour une certaine déformation, cette contrainte est plus significative pour la bielle de béton confiné elle est de l'ordre de 15,95Mpa contre une contrainte de 7,37Mpa pour la bielle de béton non confiné. Contrairement à ce béton on a constaté un retardement d'apparition des microfissures dans le cas de béton confiné ; ceci est dû au fait que la grille métallique commence à reprendre l'effort en question pour éviter toute rupture brutale et rapide.
- Quant- à la troisième phase celle-ci se traduit par une courbe décroissante avec une courbure plus étendue pour le béton confiné, la grille dans ce cas réagit, de plus en plus pour pouvoir s'opposer efficacement à l'ouverture des fissures et à leur propagation dans le béton, en reprenant le maximum d'effort possible. Cette phase se termine par la « ruine » des spécimens, cette ruine est prématurée dans le cas de la bielle de béton non confiné comparée à celle de la bielle de béton confiné.
- Comparativement à la bielle de béton témoin non armé, la bielle armée de grille métallique présente un gain en résistance de l'ordre de 50 % ainsi qu'une déformation plus étendue avant rupture donc un effet de ductilité plus important ce qui représente un apport fort significatif et représentatif.

V.4.3. Eprouvettes cylindriques (Ø160 x 320 mm)

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés sous forme de courbes contrainte-déformation axiale. Sur ces courbes, les contraintes sont représentées en fonction des déformations. L'essai de compression est utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques (résistance à la compression, module d'élasticité E et le coefficient de poisson ν) et la loi de comportement du béton. La mise sous contrainte doit être effectuée sans choc et d'une manière continue. La charge de rupture F est la force maximale enregistrée au cours de l'essai. Si « S » est la section orthogonale de l'éprouvette, la résistance à la compression σ_c est donnée par la relation : $\sigma_c = F/S$. La figure suivante présente le comportement en compression simple du béton confectionné. Tous les cylindres sont soumis à un chargement uni-axial en

compression jusqu'à la rupture de ces derniers. La vitesse de chargement était constante de l'ordre de 2,5 KN/S ainsi elle a été ajustée afin que la presse exerce une pression moyenne pendant tout le chargement.

Le raccourcissement axial et l'expansion latérale des échantillons sont mesurés par un montage équipé de deux comparateurs de déplacements installés respectivement dans le sens vertical et radial avec lecture manuelle des données. Cette acquisition manuelle des données, a été relativement délicate au moment de la lecture à une vitesse suscitée du chargement, ainsi les déformations transversales calculées à partir de mesures effectuées à mi hauteur des spécimens, sont une indication de l'expansion latérale des différentes éprouvettes due à la charge de compression axiale (effet de Poisson).

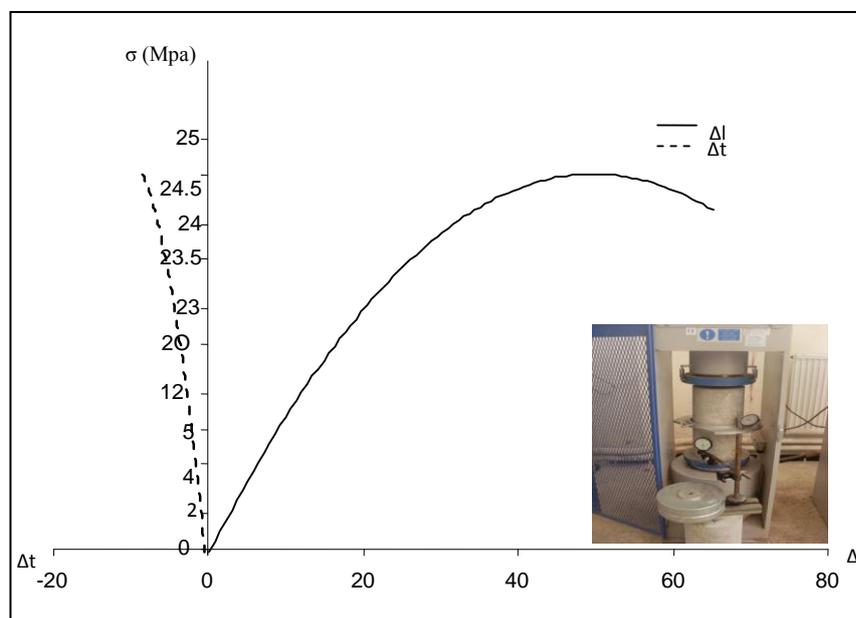


Figure V. 17: Essai de compression axial sur éprouvettes cylindriques ϕ 160 \times 320 mm.

Les essais de compression sur ces 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. Les courbes contrainte-déformation des spécimens testés présentent une allure bilinéaire qui se divise en deux catégories : des diagrammes de type ascendant et des diagrammes de type descendant (voir Fig ci-dessus).

Résistance à la compression à 28j f_{cj} (Mpa)	24.43
Module d'élasticité E_{C0} (Mpa)	23000
Coefficient de poisson μ	0.26

V.4.4. Essais de flexion « 4points »

Dans ce paragraphe, nous allons étudier la réponse de la poutre témoin armée d'acier non renforcée sous chargement continu, tant du point de vue du comportement global qu'au niveau de la fissuration et du mode de ruine. Cette étude servira de référence pour étudier la différence avec le comportement des poutres renforcées par les bielles de béton confiné.

Les essais sont réalisés sur des poutres de dimensions $100 \times 200 \times 1200 \text{ mm}$ testées sur une machine de type presse hydraulique Seidner de capacité de 3000 kN . La poutre est positionnée sur deux appuis dans la direction longitudinale. Muni d'un plateau supérieur mobile, l'asservissement est réalisé progressivement avec une vitesse de chargement contrôlée jusqu'à la rupture, des comparateurs sont placés à mi-portée des poutres dans le but de prendre les différentes valeurs des déformations, la Fig V.13 illustre bien ce bâti de flexion :

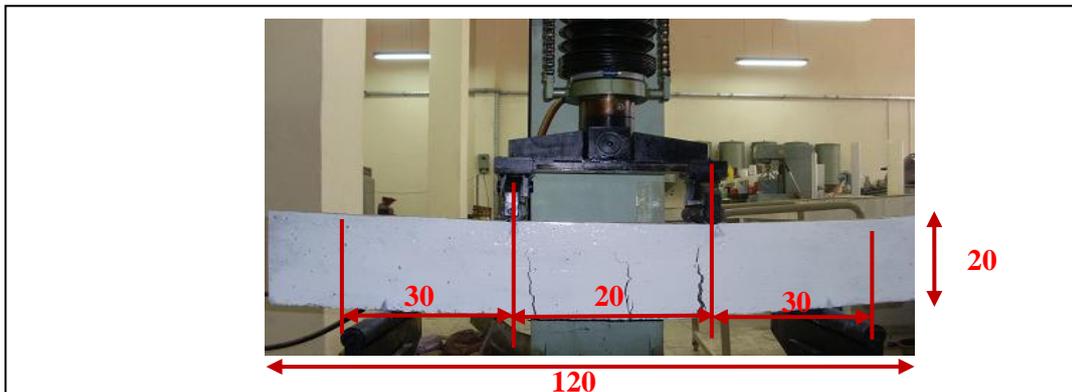


Figure V. 18: Mode d'essai sur les différentes poutres.



a) Poutres à ferrailage classique.

b) Poutres avec bielles.

Figure V. 19: Poutres, Mode d'essai de flexion « 4points », Mode de rupture.

Tableau V. 3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

Spécimen	b (cm)	h (cm)	l (cm)	Nombre de bielles	Φ_{rc} (cm)	F_{bu} (Mpa)	ϵ_{bu} (%)
Poutre non confinée	10	20	120	/	/	25.12	2.58
Poutre avec béton confiné	10	20	120	/	/	30	3.84
Bielle	/	/	/	12	06	13.2	2.71

Tableau V. 4: Valeurs des essais réalisés sur les poutres classiques.

La force (KN)	La flèche (mm)	La contrainte (Mpa)	La déformation (%)
2	0	0.75	0
4	0.15	1.5	0.13
6	0.22	2.25	0.19
8	0.32	3	0.27
12	0.49	4.5	0.41
16	0.65	6	0.54
20	0.78	7.5	0.65
30	1.21	11.25	1.01
40	1.67	15	1.39
50	2.37	18.75	1.97
60	3.10	22.5	2.58
$f_f = 36$	N/D	13.5	N/D
$f_d = 40$	N/D	15	N/D
$f_{rup} = 67$	N/D	25.12	N/D

Tableau V. 5: Valeurs des essais réalisés sur les poutres avec bielle de béton confiné.

La force (KN)	La flèche (mm)	La contrainte (Mpa)	La déformation (%)
2	0	0.75	0
4	0.17	1.5	0.14
6	0.36	2.25	0.30
8	0.47	3	0.39
12	0.68	4.5	0.56
16	0.96	6	0.80
20	1.19	7.5	0.99
30	1.48	11.25	1.24
40	2.02	15	1.68
60	4.62	22.5	3.84
$f_f = 67$	N/D	25.12	N/D
$f_d = 76$	N/D	28.5	N/D
$f_{rup} = 80$	N/D	30	N/D

f_f : force au bout de laquelle on voit apparaître la première fissure.

f_d : la force au bout de laquelle la fissure s'élargit au maximum et apparition de multiples fissures.

f_{rup} : la force au bout de laquelle il y a ruine de la poutre.

N/D : valeur non disponible.

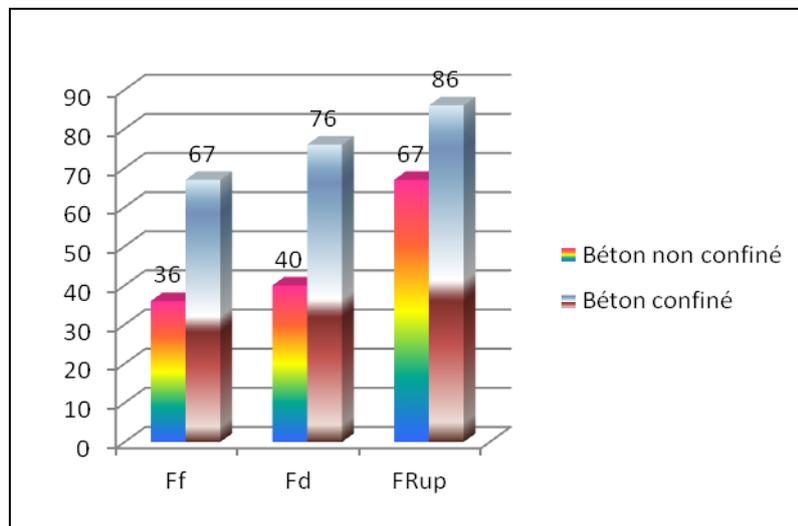


Figure V. 20: Histogramme des forces des deux types de poutres.

L'effet de la résistance du béton non confiné f_{co} sur l'efficacité du confinement vis-à-vis des gains en résistance et en ductilité des spécimens confinés avec des grilles métalliques a été remarquable pour les différents spécimens étudiés. Les valeurs moyennes des gains de résistance de l'ensemble des spécimens du programme

expérimental sont exprimées en fonction de la résistance du béton non confiné (f_{co}); sur l'histogramme de la Fig V.15 on voit clairement que ce type de confinement permet d'augmenter considérablement la charge ultime. Comparativement aux bétons non confinés on a obtenu des gains de résistance respectivement 46,27% pour f_f , 47,37% pour f_d et 16,25% pour f_{rup}

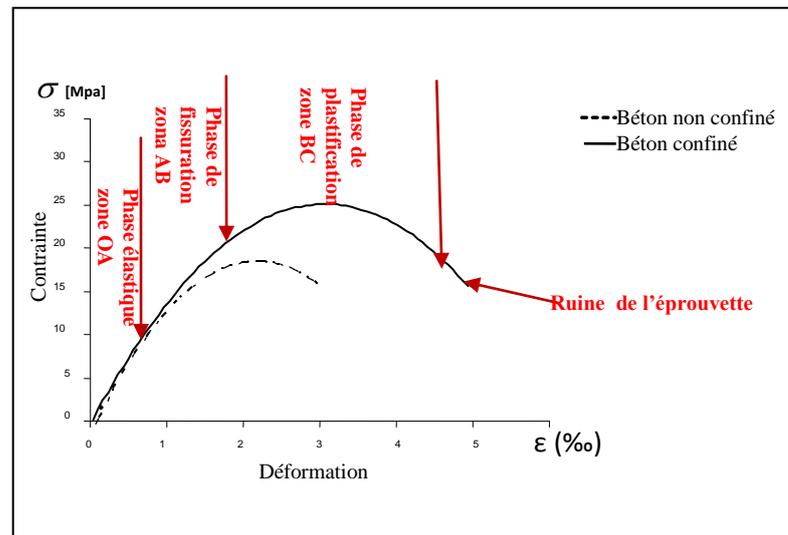


Figure V. 21: Confrontation des courbes contraintes-déformations.

Phase élastique (OA)

Cette phase est telle que les petites valeurs de la charge n'entraînent pas la fissuration du béton tendu, ainsi le comportement est élastique linéaire. Cette première étape correspond aux déformations faibles de l'armature, dans les deux cas de figures, qui adhère parfaitement au béton sur toute sa longueur avant l'apparition des fissures. Cette phase s'achève en A, lorsque l'effort atteint la valeur telle que la résistance en traction du béton dans la partie inférieure.

Phase de fissuration du béton jusqu'au début de la plastification des aciers (AB)

La fissuration commence dans les sections les plus sollicitées et se développe le long de la portée de la poutre avec ferrailage classique en fonction du moment de flexion appliqué. Dans cette phase, on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement. La rigidité diminue au fur et à mesure de l'apparition des fissures. Cette phase s'achève en B, lorsque le moment atteint la valeur pour laquelle l'acier en traction commence à se plastifier. On constate que ce phénomène se produit plus prématurément pour la poutre à ferrailage classique que pour les poutres avec bielles de béton confiné.

Phase de la plastification des aciers tendus jusqu'à la ruine (BC)

Les aciers sont plastifiés. Ils s'allongent considérablement sans plus pouvoir s'opposer efficacement à l'ouverture des fissures encore une fois la différence entre les deux courbes montre bien que la plastification, des armatures ainsi que les grilles

métalliques présentent dans l'autre poutre, se produit plus tard dans le comportement de cette dernière. Avec l'augmentation de la charge, le béton comprimé dans la poutre à ferrailage classique continue à s'endommager plus rapidement que l'autre béton et son raccourcissement augmente jusqu'à atteindre sa valeur limite de rupture. C'est la phase BC.

A la lumière des résultats des essais obtenus nous avons constatés les points suivants:

- On constate de prime abord un gain de résistance de l'ordre de 13KN dans la poutre renforcée par des bielles. Leur utilisation conduit à une élévation significative de la charge ultime donc de la rigidité de la poutre en question.
- Un retardement d'apparition des premières fissures dans l'élément proposé par rapport à l'élément classique.
- Le champ de fissuration dans la poutre à ferrailage classique se propage au-delà du point d'application des forces contrairement à la poutre renforcée par bielles qui par la position relevés de ces dernières à 45^0 assurent la couture des fissures qui sont provoqués dans cette zone par l'effort tranchant.
- La fissuration est plus diffuse et l'ouverture de celle-ci est de l'ordre de 1.6cm pour la poutre classique contre une ouverture de la fissure de 1cm pour la poutre avec bielles.
- Les poutres réalisées avec ces bielles supporteront des efforts tranchants et des moments de flexion plus importants que ceux repris par les poutres ordinaires avec ferrailage classiques.

V.5.Conclusion

Les résultats expérimentaux des différents essais montrent clairement le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile sous un même chargement. Cet apport de ductilité à travers des bielles de béton confiné confère sans doute à la structure une capacité portante plus importante. Ainsi, grâce à la conjugaison des performances mécaniques de la grille utilisée, celle-ci procure à l'ensemble un frein pour la propagation de la fissuration en zones d'appuis puisqu'elle empêche l'expansion de cette dernière elle en réduit même le nombre.

Le changement du mode de rupture affirme aussi l'aspect positif de cette technique mais toujours est-il que ces premières essais ne sont qu'une première approche du phénomène, il faut aller au-delà de cette étude qui n'est que qualitative pour mieux approfondir et comprendre tous les aspects de comportements et de sollicitations.

Références

- [102] **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.
- [103] **Avril S. et AL.** « *Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite* ». Compte rendu des 13^{ème} journées nationales sur les composites, vol.1, 2003, p.193-204.
- [104] **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.
- [105] **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.
- [106] **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.
- [107] **Maheri M.R., karihaloo B.L., alae F.J.** “*Seismic performance parameters of RC beams retrofitted by CARDIFRC*”. Engineering Structure, vol.26, 2004, p.2069-2079.
- [108] **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.
- [109] **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 13^{ème} journées nationales sur les composites, vol.1, 2003, p.377-386. instruction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, octobre 1998, France, p.67-76.
- [110] **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.
- [111] **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.
- [112] **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).

Chapitre VI : Modélisation Analytique des Eléments Confinés par Grille Métallique

VI.1.Introduction

Dans le Génie-Civil, la modélisation d'un matériau est un moyen de transcrire son comportement vis-à-vis des différentes sollicitations dont il est sujet. On connaît plusieurs possibilités de modélisation, qu'elle soit analytique, numérique, statistique et autres.

Dans ce chapitre, on présente un modèle de comportement sous un chargement de compression axial sur des cylindres de béton confiné, il y va de soit qu'une confrontation entre les résultats expérimentaux et théoriques est plus que souhaitable ainsi qu'une comparaison entre les courbes « contrainte-déformation ».

VI.2. Qu'est ce qu'un modèle ?

Un modèle est un schéma théorique qui permet de rendre compte d'un processus ou de relations existantes entre diverses quantités représentatives d'un système donné. Dans notre domaine, il s'agira des contraintes, des déformations et des paramètres décrivant le comportement du matériau. Les échelles de modélisation sont multiples. S'il s'agit de modéliser les mécanismes physico-chimiques qui pilotent les liaisons entre tous les constituants du béton, on parlera d'une approche microscopique. Si l'intérêt se porte sur l'analyse du comportement global d'une structure de Génie-Civil, l'échelle de modélisation doit être adoptée aux dimensions de l'ouvrage. Les outils de modélisation qui permettent cet exercice de manière efficace sont basés sur une approche dite macroscopique ou encore phénoménologique.

VI.3. Modélisation de comportement à la compression d'un béton confiné

De nombreux chercheurs, se sont investis pour observer expérimentalement le comportement en terme de « Contraintes - Déformations » de ce type de béton. Ces recherches se sont ensuite complétées par des modèles de confinement. Il a été constaté par ces analyses théoriques et expérimentales que la loi de comportement du béton confiné par des grilles est influencée par la densité volumétrique de la grille relative au béton ρ_g et la contrainte de confinement f_l . Ces paramètres changent nettement l'allure de la courbe contrainte déformation dans sa partie élastoplastique jusqu'à la rupture (mobilisation du confinement).

La majorité des modèles proposés pour l'évaluation de la résistance à la compression et la ductilité du béton confiné se sont inspirés du concept de *Richart et al*, qui a été développé pour des cylindres soumis à une pression de confinement hydraulique, ils ont proposé le modèle suivant :

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l \quad (\text{VI.1})$$

Mise à part, le modèle de *Marque et al*, tous les autres modèles existants utilisent l'équation suivante au début proposée par *Richart et al*, afin de définir la déformation axiale correspondante à la contrainte au pic:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + K_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad \text{VI.2}$$

$$K_2 = 5K_1$$

Où :

f_{cc} et f_{co} sont respectivement la contrainte de béton confiné et la contrainte de béton non confiné au pic.

ε_{co} et ε_{cc} sont respectivement les déformations axiales qui correspondent à f_{co} et f_{cc} .

k_1 : Coefficient d'efficacité de confinement.

f_l : Pression latérale de confinement donnée par la relation VI.3 :

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f f_{tg} \quad (\text{VI.3})$$

Où :

f_{tg} : est la contrainte de traction de la grille.

ρ_f : est la densité volumique de la grille relative au béton, elle est donnée par l'expression VI.4 :

$$\rho_f = 4 \frac{t_g}{D} \quad (\text{VI.4})$$

t_g et D : sont respectivement l'épaisseur de la grille et le diamètre du spécimen de béton confiné.

Plusieurs expressions, citées dans la littérature [114-121] et [122-128], estimant la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic ε_{cc} . Un résumé de certaines de ces expressions est présenté dans le tableau VI.1.

Tableau VI.1: Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic

Author	Type of Confinement	Ultimate Strength f_{cc}	Ultimate Axial Strain ϵ_{cc}
Fardis and Khalili (1981)	GFRP-encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.05 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{E_f t_f}{D f_{co}} \right) \right]$
Karbahari and Eckel (1993)	FRP-encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.1 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.87} \right]$	$0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right) \right]$
Mirmiran and Shahawy (1997)*	GFRP-encased concrete	$f_{co} + 4.269 f_l^{0.587}$	—
Miyauchi, et al. (1997)**	CFRP-wrapped concrete	$f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 10.6 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right)^{0.373} \right]$
Samaan, et al. (1998)*	GFRP-encased concrete	$f_{co} + 6.0 f_l^{0.7}$	$\frac{f_{cc} - 0.872 f_{co} - 0.371 f_l - 6.258}{245.61 f_{co}^{0.2} + 1.3456 \left(\frac{E_f t_f}{D} \right)}$
Saafi, et al. (1999)	CFRP and CFRP encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.84} \right]$	$\epsilon_{co} \left[1 + (537 \epsilon_f + 2.6) \left(\frac{f_{cc} - 1}{f_{co}} \right) \right]$
Toutanji (1999)	CFRP and GFRP wrapped concrete	$f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.85} \right]$	$\epsilon_{co} \left[1 + (310.57 \epsilon_f + 1.9) \left(\frac{f_{cc} - 1}{f_{co}} \right) \right]$
Spoelstra and Monti (1999)	CFRP and GFRP-wrapped and encased concrete	$f_{co} \left[0.2 + 3 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.5} \right]$	$\sigma_{co} \left[2 + 1.25 \left(\frac{E_c}{f_{co}} \right) \epsilon_f \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}} \right]$

Notes: * unité en MPa, ** Equation de ϵ_{cc} est évaluable pour $f_{co} = 30$ MPa

CFRP = Carbon fiber reinforced polymer, GFRP = Glass fiber-reinforced polymer,
 f_{co} et ϵ_{co} : Résistance à la compression et la déformation au pic de béton non confiné respectivement.

E_f et f_f : module d'élasticité et la résistance à la traction de tube en FRP,
 f_l : contrainte latérale de confinement, t_f = épaisseur de FRP tube, D = diamètre de cylindre de béton.

Afin de développer un modèle de comportement théorique pour le béton confiné par des grilles métalliques intégrées dans la matrice béton, une expérimentation s'impose sur des spécimens en béton renforcé par des grilles métalliques, soumis à des efforts en fonction de la déformation axiale. Les diagrammes de contraintes-déformations des

spécimens examinés indiquent que trois phases différentes sont produites dans tous les essais:

Phase 1 - dans le domaine linéaire : Le confinement n'est pas mobilisé, les deux courbes se superposent..

Phase 2 - domaine élastoplastique : Après le dépassement de la résistance élastique du béton non confiné (fissuration du béton), la grille est soumise alors à une tension, suites aux développements des déformations radiales du béton. On parlera donc de la phase de mobilisation du confinement dans le domaine d'endommagement du béton, en effet, suite à la différence des rigidités entre la grille et le béton, une pression latérale est exercée sur le béton par la grille. la courbe présente une forme non linéaire.

Phase 3 -domaine de rupture : La grille à ce stade est entièrement sous tension et la pression de confinement fournie par la grille continue à augmenter relativement à la charge appliquée jusqu'à la rupture. La rupture totale est obtenue au moment de la plastification et rupture des fils de la grille.

Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression et la ductilité. Ce fait a été également rapporté par d'autres chercheurs [117], [124], [126], [127], [128].

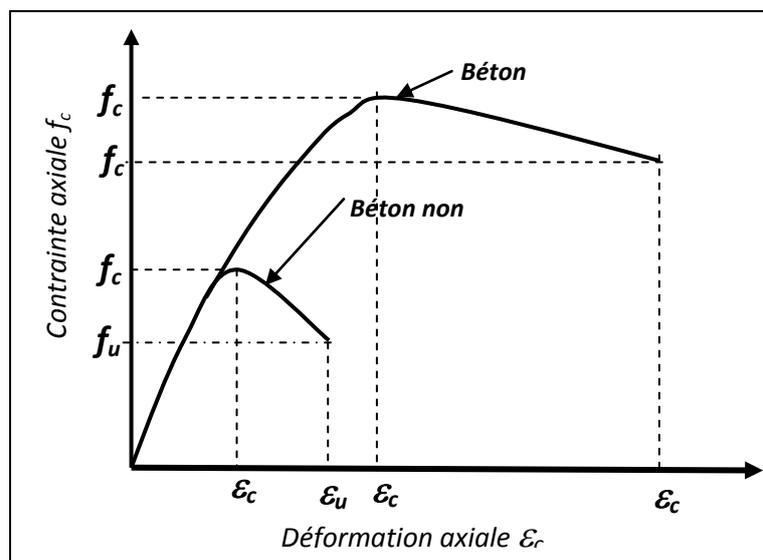


Figure VI. 1: Courbes contraintes-déformation d'un béton confiné et non confiné.

Le modèle proposé, est formulé sur la base des observations et résultats des différentes études expérimentales antérieures. Il est basé sur les résultats des déformations et des contraintes des colonnes de béton renforcé par des grilles métalliques soumises à des essais de compression uni axiale, il tient compte de la position de la grille dans le spécimen, la nature ainsi que de la contrainte de traction f_{tg} de celle-ci.

VI.4. Modèle proposé

La modélisation d'un matériau est un moyen de transcrire son comportement et les lois qui la régissent. Il existe de nombreuses possibilités de modélisation qui est analytique, numérique et statistique. Plusieurs expressions, cités dans la littérature ont été développées sur la base de l'étude expérimentale. Le modèle proposé est formulé en vue d'estimer la force et la ductilité des bielles de béton renforcées par des grilles intégrées, tout en étant basé sur les études des anciens auteurs. Cette modélisation est fonction de la position de la grille dans le béton et la nature de la grille. La figure suivante montre un état de contrainte sur un cylindre de béton confiné.

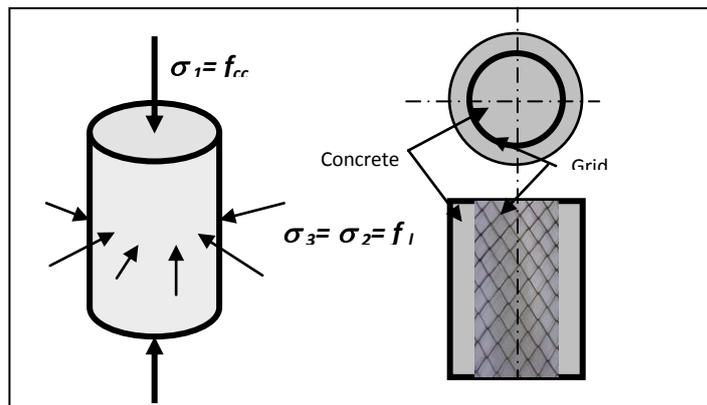


Figure VI. 2: Cylindre confiné soumis à un état de contrainte axiale.

Richard et al ont étudié la première fois le comportement du béton en compression effectuant des tests de compression axiale sur des éprouvettes de béton sous la pression hydraulique de confinement. En outre, un certain nombre de modèles constitutifs du comportement du béton sous chargement bi-axial et à trois axes a été proposé. Cependant la simplification des calculs concernant un modèle approprié peut être faite, un modèle axial est suffisamment précis pour modéliser le comportement du béton confiné.

La majorité des modèles disponibles pour évaluer la résistance à la compression et la ductilité du béton confiné sont basées sur le modèle des expériences réalisées par *Richard et al*. Ce modèle a été développé pour des cylindres soumis à une pression de l'eau, ils ont remarqué que la résistance du béton confiné augmentée en fonction de la pression appliquée. La force maximale, dans le cas de confinement partiel par grilles est donnée par la relation suivante :

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l$$

Avec :

f_l : Pression latérale de confinement donnée par la relation VI.5 :

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f f_{tg} \quad (VI.5)$$

f_{tg} : est la contrainte de traction de la grille.

ρ_f : est la densité volumique de la grille relative au béton, elle est donnée par l'expression VI.6 :

$$\rho_f = 4 \frac{t_g}{D} \quad (\text{VI.6})$$

t_g et D : sont respectivement l'épaisseur de la grille et le diamètre du spécimen de béton confiné.

Le modèle empirique développé donne des prédictions précises des déformations correspondant au pic de contraintes.

La résistance du béton confiné est donnée par l'expression VI.7 :

Le développement du modèle nous a conduits à écrire l'expression suivante :

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l = f_{co} \left[1 + \frac{\phi_s}{\phi_g} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^\alpha \right] \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

α : paramètre non-linéaire de l'équation.

$\frac{\phi_s}{\phi_g}$: le rapport des diamètres respectivement du spécimen et de la grille.

En utilisant les résultats expérimentaux et en s'appuyant sur les modèles développés qui montrent clairement que l'évolution des contraintes, est une forme exponentielle alors que l'évolution des déformations est linéaire ; l'expression de la contrainte et de la déformation s'écrivent comme suit :

$$f_{cc} = f_{co} + K_1 f_l = f_{co} \left[1 + \frac{\phi_s}{\phi_g} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^\alpha \right] = f_{co} \left[1 + 1,33 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,72} \right] \quad (\text{VI.8})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + K_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) = \varepsilon_{co} \left[1 + \left(\frac{\phi_s}{\phi_g} \right)^\beta \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right] = \varepsilon_{co} \left[1 + (1,33)^{0,75} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right] \quad (\text{VI.9})$$

V.5. Validation du modèle proposé

Le modèle de comportement ultime contrainte- déformation de confinement $f_{cc} = f(\varepsilon_{cc})$ proposé par *Karbahari et Eckel* [118], obtenus à partir de tests expérimentaux sur des cylindres de béton confinés par FRP est donnée par la relation VI.10 :

$$f_{cc} = f_{co} [1 + 2.1(f_l/f_{co})^{0.87}] \quad (\text{VI.8})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002[1 + 5(2.t_f f_l / \Phi.f_{co})] \quad (\text{VI.9})$$

Dans le tableau ci-dessous, on montre clairement qu'il existe une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux, les résultats prédits par le modèle ainsi que les résultats de *Karbahari et Eckel* [118].

Tableau VI. 1: Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques.

Paramètres			Valeur expérimentale				Valeur modèle		Modèle de Karbahari et Eckel		f_c'/f_c	ϵ_c'/ϵ_c
t_f (mm)	ϕ (10^{-3})	f_l (mpa)	f_{co} (mpa)	f_{cexp} (mpa)	ϵ_{co} (10^{-3})	ϵ_{cexp} (10^{-3})	f_{cmod} (mpa)	ϵ_{cmod} (10^{-3})	f_c' (mpa)	ϵ_c' (10^{-3})	/	/
0.7	17.2	4.2	7.4	13.01	1.82	2.71	13.92	3.09	16.89	2.05	1.21	0.66

La Fig suivante représente les courbes « Contraintes-Déformations » de confrontation entre le modèle théorique et l'expérimental ainsi que la comparaison avec le modèle de *Karbahari et Eckel*, on remarque qu'il y'a une bonne concordance entre les différents résultats, en effet l'erreur relevé sur les contraintes entre le modèle théorique et l'expérimental s'est avéré de l'ordre de 6,53% ce qui est fort satisfaisant. L'apport positif de cette grille est appréciable il indique bien l'efficacité d'un tel renfort.

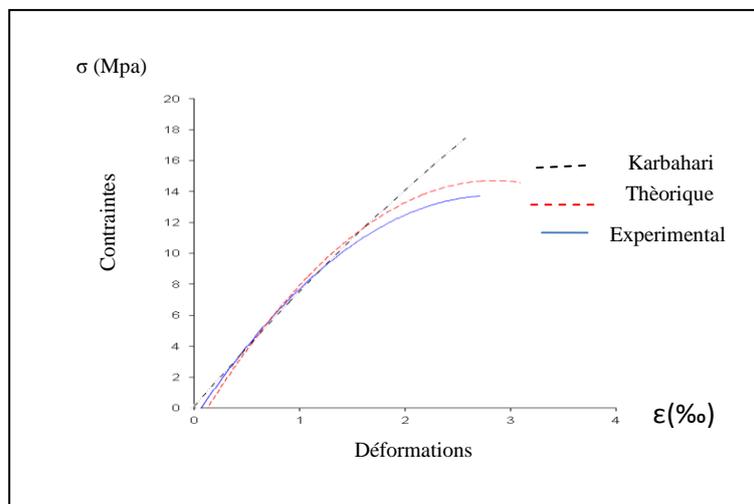


Figure VI. 3: Confrontation de la courbe théorique et expérimentale des bielles.

VI.6. Modélisation sous effort tranchant des poutres avec bielles confinées

Dans le but de reprendre les efforts tranchants, des bielles renforcées par des grilles métallique losanges sont placées au niveau des appuis. Les poutres réalisées avec ces bielles supporteront des efforts tranchants et des moments de flexion plus importants que ceux repris par les poutres ordinaires avec ferrailage classique.

Les résultats des différents essais montrent nettement le rôle de ces bielles, par leur effet de couture dans les zones de bétons tendues la matrice béton observe des dégradations qui restent limitées et surtout une élévation dans la capacité portante.

VI.6.1. Mode de rupture par effort tranchant

Les modes de rupture par effort tranchant sont obtenus soit par :

- Ecrasement des bielles de béton comprimées.
- Rupture d'armature de l'âme, quand celle-ci atteint sa limite de résistance en traction.
- Ruine des éléments de transmission des efforts au voisinage du point d'application des efforts.

Plusieurs équations ont été proposées pour estimer la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant dans les poutres.

Tableau VI. 2 : Prédiction théoriques de l'effort tranchant des poutres.

Codes	Equations	Notice
[ACI 2002] Américain	$V = \frac{1}{7} \left[\sqrt{f_c'} + 120\rho \frac{d}{a} \right] b.d$	f_c' : Compressive strength of the concrete d : the useful height of the section. b : the width of the section
[BS 1997] Britannique	$V = \frac{0,79}{\gamma_m} \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} b.d$ $a/d \geq 2$ $V = \left(2 \frac{d}{a} \right) \frac{0,79}{\gamma_m} \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} b.d$ $a/d < 2$	$f_c' = 0,8 f_{cu}$ A_s : the section of a longitudinal reinforcement. γ_m : Safety coefficient.
[Euroc2 1992] Européen	$V = \frac{0,0525}{\gamma_c} (f_c')^{2/3} (2,5d/a).(1,6-d).(1,2+40\rho)b.d \quad a/d < 2,5$ $V = \frac{0,0525}{\gamma_c} (f_c')^{2/3} (1,6-d).(1,2+40\rho)b.d \quad a/d \geq 2,5$	ρ : Rate of longitudinal reinforcement. γ_c : Safety coefficient. a/d : relative range of shearing.
[BAEL 2000] Français	$V = 0.3 f_t K.b.d$	K=1 (pure bending) f_t : Tensile strength of the concrete.

VI.6.2. Vérification du béton de l'âme

Afin de déterminer les efforts internes, on fait une coupure parallèle aux armatures ; on cherche, sur une surface OH perpendiculaire aux bielles, l'effort F_C mis en évidence par cette coupure [113,115].

Cette force s'exerce sur une surface réelle $b_0 \times OH$.

Si σ_C est la contrainte dans la bielle alors :

$$F_C = \sigma_C \times (b_0 \times OH)$$

$$OH = Z(1 + \cotg \alpha) / \sqrt{2}$$

$$F_C = \sigma_C \times b_0 \times Z(1 + \cotg \alpha) / \sqrt{2}$$

La projection verticale de l'équilibre donne :

$$F_C / \sqrt{2} = V$$

$$V = [\sigma_C \times b_0 \times Z(1 + \cotg \alpha) / \sqrt{2}] / \sqrt{2}$$

Dans le calcul intervient Z qui est une inconnue, cela conduit à remplacer Z par d.

L'expression de V devient alors :

$$V = [\sigma_C \times b_0 \times d \times (1 + \cotg \alpha) / \sqrt{2}] / \sqrt{2}$$

$$V = \sigma_C \times b_0 \times d$$

$$\text{Avec : } \sigma_C = f_{cc} = f_{co} + \frac{\phi_G}{\phi_p} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^\alpha = f_{co} + 1,33 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,72}$$

Les efforts tranchant V_0 et V_c , repris respectivement par les bielles non confinées et les bielles confinées, sont déterminés en prenant les contraintes correspondantes développées dans le béton. Leurs valeurs des contraintes dans les bielles sont $\sigma_0 = 7,4$ Mpa et $\sigma_C = 13,2$ Mpa

Dans le souci de vérifier s'il y'a une bonne corrélation entre les valeurs de l'effort tranchant donné par la théorie et celles de l'expérimental, une confrontation de ces derniers a été menée, l'analyse montre nettement qu'il y'a une bonne concordance entre les deux d'autant plus que l'erreur maximale commise est de l'ordre 7%.

Tableau VI. 3: Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques

Paramètres	Valeur expérimentale (KN)	Valeur théorique (KN)	Erreur (%)
V_0	36.93	/	/
V	65.08	69.65	6.56

Avec:

V_0 : effort tranchant dans le béton non confiné.

V : effort tranchant dans le béton confiné.

La Fig VI.4 concerne la superposition des courbes d'effort tranchant théorique expérimental des poutres de béton confiné et béton non confiné (béton témoin).

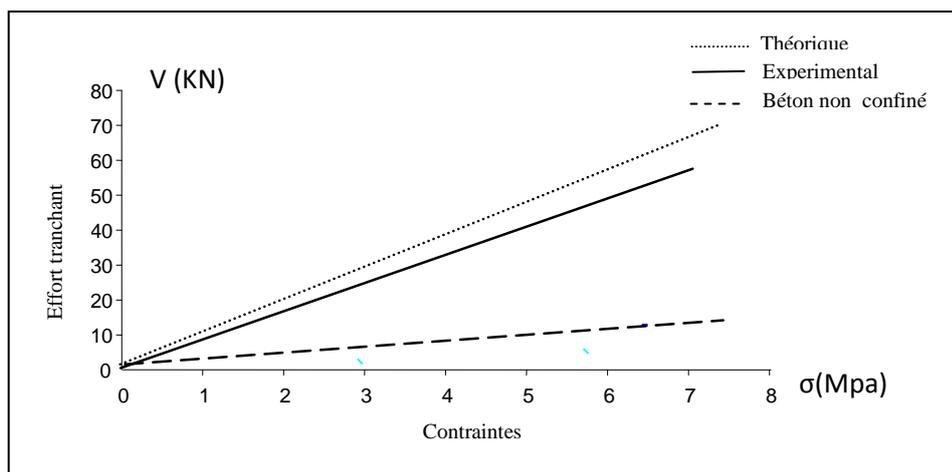


Figure VI. 4: Courbe de superposition théorique et expérimentale sous effort tranchant des deux types de poutres.

VI.6. Conclusion

Le modèle théorique proposé pour les bielles de béton confiné, soumises aux efforts de compression axiale, s'ajuste correctement avec les modèles des auteurs antérieures, l'erreur commise est faible ainsi la comparaison entre les résultats expérimentaux et théoriques sont forts satisfaisants. Dans l'élaboration de ce modèle on n'a pas oublié de prendre en considération les paramètres liés à la position, à la densité ainsi qu'à la nature de la grille intégrée dans ce béton.

N'oublions pas de mentionner aussi l'intérêt particulier que suscite cette technique du fait de sa bonne intégration d'ensemble dans les poutres vu qu'elle contribue, par la présence de cette grille métallique, à la reprise des efforts tranchants dans les poutres. Le modèle développé pour la partie effort tranchant permet d'estimer convenablement les valeurs de cet effort développé dans les poutres de béton confiné avec une grille métallique.

Références

- [113] **Ait tahar, K., Meddahi, A.** « Etude d'une poutre continue combinée en béton de fibres », Sciences et Technologie, pp 80-83, Octobre (2001).
- [114] **Berthet, J. F., Ferrier, E. and Hamelin, P.** “Compressive Behavior of Concrete Externally Confined by Composite Jackets. Part B: Modeling”. *Constriction and Building Materials*, 20: 338–347, 2006.
- [115] **Baris Binici.** “An Analytical Model for Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”, *Journal of Engineering Structure*, 27: 1040–1051, 2005.
- [116] **Fardis, M. N. and Khalili, H.** “Concrete Encased in Fiberglass-Reinforced Plastic”, *ACI Journal*, 78(6): 440–446, 1981.
- [117] **Harmon T, Slattery K.** “Advanced composite confinement of concrete”. *Advanced composite materials in bridges and structures*. CSCE; p. 299–306, 1992.
- [118] **Karbahari, V. M. and Eckel, D. A.** “Strengthening of Concrete Column Stubs Through Resin Infused Composite Wraps”, *Journal of Thermoplastic Composite Materials*, 6(2): 92–107, 1993.
- [119] **Mander, J. B., Priestley, M. J. and Park, K.** “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8): 1804–1826, 1988.
- [120] **Marwan, N. Y., Maria, Q. F. and Ayman, S. M.** “Stress-Strain Model for Concrete Confined by FRP Composites”, *Composites: Part B: Engineering*, 38: 614–628, 2007.
- [121] **Mirmiran, A. and Shahawy, M.** “Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites”, *Journal of Structural Engineering, ACSE*, 123(5): 583–590, 1997.
- [122] **Mohamed, H. Harajli.** “Axial Stress-Strain Relationship for FRP Confined Circular and Rectangular Concrete Columns”, *Cement and Concrete Composites*, 28: 338–948, 2006.
- [123] **Mougin, JP** « Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments », Berti-Editions, Alger 1994.
- [124] **Saafi M, Toutanji HA, Li Z.** “Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes”. *ACI Mater J*; 96(4):500–9, 1999 .
- [125] **Samaan, M., Mirmiran, A. and Shahawy, M.** “Model of Concrete Confined by Fiber Composites”, *Journal of Structural Engineering, ACSE*, 124(9): 1025–1031, 1998.
- [126] **Sheikh, S. A., et Uzumeri, S. M.** “*Strength and Ductility of Tied Concrete Columns*”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No ST5, 1079-1102 pp, May 1980.

[127] **Spoelstra, M. R. and Monti, G.** “FRP-Confined Concrete Model”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 3(3): 143–150, 1999.

[128] **Toutanji, H. A.** “Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets”, *Materials Journal*, ACI, 96(3): 397–404, 1999.

Chapitre VII : Simulation Numérique

VII.1.Introduction

Ces dernières années, l'analyse par simulation numérique représente l'outil de calcul le plus utilisé, pour vérifier la validité de certains choix de conception ainsi que leurs optimisations et ce afin d'en garantir la sécurité et la durabilité pour l'utilisateur. La simulation numérique se base sur l'analyse par éléments finis, qui tient compte de toutes les hypothèses de la mécanique de l'endommagement et de la rupture en élasticité, plasticité et de la dynamique. Le choix des modélisations s'est orienté vers des solutions « *les moins coûteuses possibles* » pour des réponses « *les plus proches possibles* » de la réalité expérimentale. Enfin, ces choix de modélisation tiennent évidemment compte des possibilités offertes par les différents codes de calcul utilisés.

si de nombreux progrès ont été faits dans la compréhension des mécanismes qui régissent le comportement mécanique de matériaux complexes, comme par exemple le béton, soumis à des sollicitations plus ou moins simples comme la traction, la compression ou diverses combinaisons des deux, et conduisant à des modèles performants, l'association de ces matériaux au sein d'une structure, par exemple une poutre en béton armé, dans le cadre d'une simulation numérique de son comportement global, mène à des modélisations qui s'avèrent être délicates.

Ainsi la simulation numérique par éléments finis est aujourd'hui une réalité industrielle. Elle permet de mettre au point, des études plus développées dans le but de simuler des phénomènes physiques intervenant dans la mise en forme des pièces. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement le comportement d'un matériau et de jouer sur certains de ses paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser le procédé. Elle a pour but aussi de prédire ou et quand un endommagement significatif apparaît. Pour ce faire, les principaux phénomènes et leurs interactions doivent être correctement pris en compte.

En ce qui concerne notre travail de recherche et en appui sur la campagne expérimentale, une large étude numérique a été mise en œuvre à l'aide du logiciel Abaqus. Se basant sur une confrontation avec les mesures expérimentales effectuées, elles ont pour objectif de renforcer les apports de l'expérience dans l'analyse des phénomènes observés (effets du confinement, analyse des processus de fissuration et des modes de ruptures, etc). Tous les résultats obtenus sont présentés sous forme graphique pour les déplacements, les déformations et les contraintes.

VII.2. Présentation du logiciel Abaqus

Le logiciel Abaqus est un outil de calcul basé sur la méthode des éléments finis, il est adapté à la résolution de problèmes du Génie Civil et autres. Ses domaines de compétences sont le calcul de structures, la mécanique des sols, les transferts thermiques, l'hydrogéologie, etc. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires.

Abaqus contient une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser pratiquement n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant des métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques tels que les sols et la roche. Conçu comme outil d'usage universel de simulation. Ce logiciel est simple à employer et offre à l'utilisateur un éventail de possibilités, même les matériaux les plus compliqués peuvent être modélisés facilement. Par exemple, des problèmes avec les composants multiples sont modélisés en associant la géométrie, définissant chaque composant aux modèles matériels appropriés. Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur fournis seulement les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutifs, ses états de frontière, et les charges appliquées. Il peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : les poutres, plaques, coques et tous les éléments spéciaux (ressorts, masses etc...) en deux ou en trois dimensions. Dans une analyse non-linéaire, Abaqus choisit automatiquement des incréments de charge et des tolérances appropriés de convergence. Non seulement choisit-il les valeurs pour ces paramètres, mais il les ajuste également et continuellement pendant l'analyse, pour s'assurer qu'une solution précise est obtenue efficacement.

VII.3. Fonctionnement du code Abaqus

Dans cette section, une description de la discrétisation spatiale par éléments finis employée dans le code de calcul Abaqus est donnée. Puis nous présentons le schéma de résolution Dynamique Explicite (Abaqus/Explicit) dans le cas d'un problème mécanique

VII.3.1. Discrétisation du principe des puissances virtuelles (PPV)

Soit un solide en équilibre occupant à un instant donné un volume V de frontière Γ . Il est soumis, comme le montre la figure VI.1, à des forces volumiques F_v , d'efforts surfaciques F_s appliquées sur la partie Γ_s de sa frontière Γ et à des efforts de contact F_c exercés sur la portion Γ_c de Γ . Les conditions aux limites en déplacement imposées au solide sur le domaine Γ_u de Γ sont représentées par le vecteur connu u^* .

L'équation du mouvement de chaque point matériel du solide s'écrit:

$$\overrightarrow{\text{div}}\sigma + F_v = \rho\ddot{u} \quad (\text{VII.1})$$

Où \ddot{u} représente la dérivée seconde du vecteur déplacement u .

Le problème consiste à déterminer les champs de contraintes $\sigma(x, t)$ et le déplacement u (de déformation $\varepsilon(x, t)$) à tout instant t et en tout point x , connaissant les conditions initiales de chacun des champs.

Les champs de vitesse \dot{u} et de contraintes $\sigma(x, t)$ doivent respecter :

- Les conditions aux limites en déplacement $u = u^*$ sur Γ_u
- les conditions aux limites portant sur les efforts

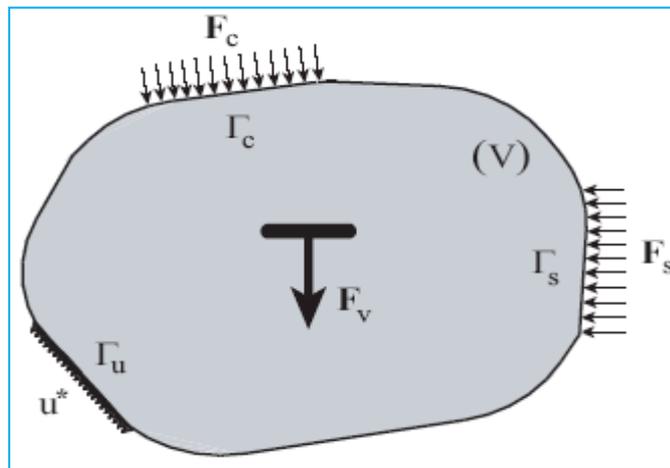


Figure VII. 1: Structure en équilibre.

La base d'une formulation éléments finis en déplacement est une introduction d'approximations spatiales de la solution. Pour développer une telle approximation on remplace les équations du mouvement par une forme faible équivalente en la multipliant par une fonction test. La fonction test adoptée dans Abaqus [129] est un champ de vitesses virtuel arbitraire $\delta\dot{u}$ suffisamment continu et vérifiant les conditions aux limites $\delta\dot{u} = 0$ sur Γ_u . Après développement, nous aboutissons à l'écriture du Principe des Puissances Virtuelles (PPV) :

$$-\int_V \Sigma : \delta\dot{E} dv + \int_V F_v \delta\dot{u} dv + \int_{\Gamma_s} F_s \delta\dot{u} d\Gamma + \int_{\Gamma_c} F_c \delta\dot{u} = \int_V \rho \ddot{u} \delta\dot{u} dv \quad (\text{VII.2})$$

Où $\delta\dot{E}$ est l'accroissement virtuel des taux de déformations, lié à $\delta\dot{u}$ par les relations de compatibilité :

$$\dot{E} = \frac{1}{2} [\text{grad}\dot{u} + {}^t\text{grad}\dot{u}] \quad (\text{VII.3})$$

La fonctionnelle est une équation non linéaire qui doit être résolue par une méthode itérative en utilisant un développement approprié. Nous présentons dans ce qui suit la procédure de linéarisation de cette fonctionnelle dans le cas de l'utilisation d'éléments iso paramétriques, c'est-à-dire d'éléments pour lesquels les fonctions géométriques sont confondues avec les fonctions d'interpolation.

Les déplacements réels et virtuels de tout point du solide V sont reliés aux déplacements des nœuds adjacents par des fonctions. En utilisant la méthode de Galèrkin.

$$\mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \mathbf{u}_n^e \quad (\text{VII.4})$$

$$\delta \mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \delta \mathbf{u}_n^e \quad (\text{VII.5})$$

\mathbf{N}_n sont les fonctions d'interpolations nodales sur l'élément (e). Elles dépendent des coordonnées spatiales et sont exprimées dans l'espace de référence, \mathbf{u}_n^e désigne le vecteur contenant les déplacements de chaque nœud de l'élément.

Les vitesses réelles et virtuelles ainsi que l'accélération sont interpolées en dérivant les Eq VII.4 et VII.5:

$$\dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \dot{\mathbf{u}}_n^e$$

$$\delta \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \delta \dot{\mathbf{u}}_n^e$$

$$\ddot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \ddot{\mathbf{u}}_n^e$$

En introduisant les approximations précédentes dans l'équation (VII.2), nous obtenons une fonctionnelle élémentaire de la forme :

$$\mathbf{I}_e = (\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{F}_{\text{int}}^e - \mathbf{F}_{\text{ext}}^e) \delta \dot{\mathbf{u}}^e = 0 \quad (\text{VII.7})$$

où \mathbf{M}^e est la matrice masse élémentaire cohérente ou consistante dans le sens où elle est calculée avec les fonctions d'interpolations \mathbf{N}_n de l'élément. $\mathbf{F}_{\text{int}}^e$ est le vecteur élémentaire des efforts internes et $\mathbf{F}_{\text{ext}}^e$ le vecteur des forces externes de l'élément (e). Ces trois grandeurs sont données par :

$$\mathbf{M}^e = \int_{V_e} \rho^t \mathbf{N}_n \mathbf{N}_n dV$$

$$\mathbf{F}_{\text{int}}^e = \int_{V_e} {}^t \mathbf{B}_n^e \sigma dV \quad (\text{VII.8})$$

$$\mathbf{F}_{\text{ext}}^e = \int_{V_e} {}^t \mathbf{N}_n \mathbf{F}_v dV + \int_{\Gamma_g^e} {}^t \mathbf{N}_n \mathbf{F}_s d\Gamma + \int_{\Gamma_c^e} {}^t \mathbf{N}_n \mathbf{F}_c d\Gamma$$

Où la matrice déformations-déplacements B_n^e de l'élément (e) s'écrit comme suit :

$$B_n^e = \frac{\partial N_n}{\partial x_n} \tag{VII.9}$$

L'équilibre du système global obtenu en assemblant les fonctionnelles élémentaires I_e sur toute la structure est de la forme :

$$I = \sum_e I_e = \left[\sum_e (M^e \ddot{u}^e + F_{int}^e - F_{ext}^e) \right] \delta \dot{u}^e = 0 \tag{VII.10}$$

ou encore :

$$I = (M\ddot{u} + F_{int} - F_{ext})\delta\dot{u} = 0 \tag{VII.11}$$

Le système algébrique précédent est non-linéaire. Il exprime l'équilibre dynamique de la structure. Sa résolution incrémental par linéarisation sur chaque incrément de temps peut être envisagée par plusieurs méthodes.

VII.3.2. Le schéma Dynamique Explicite

Le schéma de résolution explicite n'est pas itératif. Il consiste en une résolution explicite des équations du mouvement. La procédure explicite est souvent utilisée pour des problèmes invoquant de fortes non-linéarités géométrique tels que la simulation en quasi-statique des procédés de mise en forme. Elle n'est cependant fiable que sous certaines conditions. En effet, les formulations explicites présentent une stabilité numérique conditionnée par la taille de l'incrément de temps Δt . Nous présentons dans ce qui suit ce schéma.

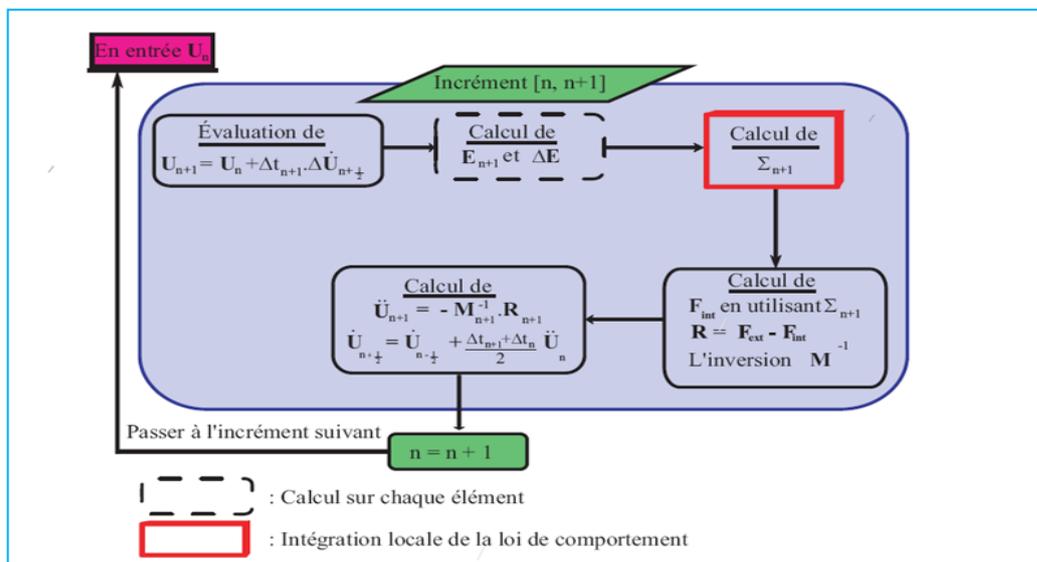


Figure VII. 2: Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.

L'Eq VII.10 s'écrit dans le cadre d'une analyse dynamique explicite sous la forme :

$$M\ddot{u} + R = 0 \quad (\text{VII.12})$$

La recherche de la solution de l'équation (VI.12) dans le cadre de ce schéma utilise la méthode des différences centrées :

$$\ddot{u}_n = M_n^{-1}R_n \quad (\text{VII.13})$$

$$\dot{U}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{U}_{n-\frac{1}{2}} + \frac{\Delta t_{n+1} + \Delta t_n}{2} \ddot{U}_n \quad (\text{VII.14})$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t_{n+1} \cdot \dot{u}_{n+\frac{1}{2}} \quad (\text{VII.15})$$

Il apparait des relations précédentes (VII.13)-(VII.15) que la résolution de l'Eq VII.10 nécessite le calcul de la matrice masse. Cette dernière peut être avantageusement diagonalisée pour optimiser le temps de calcul [131], [132], [136]. Les principales étapes de résolution du schéma dynamique explicite sont récapitulées dans la partie module Property.

Comme nous l'avons mentionné précédemment, la stabilité et la précision de la résolution dépendent fortement du pas de temps Δt . Une estimation du pas de temps optimal obtenue en calculant la limite de stabilité pour une solution non amortie est donnée par [129]

$$\Delta \leq \frac{2}{w_{\max}} \quad (\text{VII.16})$$

Où w_{\max} est la plus grande pulsation du système.

Pour des oscillations à hautes fréquences, un coefficient de sécurité est introduit :

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{\max}} [\sqrt{1 + \Psi^2} - \Psi] \quad (\text{VII.17})$$

Ψ est la valeur de l'amortissement $\Psi \leq 1$. Ce facteur permet de réduire la taille de Δt incrément. Une estimation de l'incrément de temps stable est proposée dans Abaqus. Elle est obtenue en fonction de la plus petite taille des éléments. Ainsi la limite de stabilité peut être réécrite comme suit :

$$\Delta t = \min \left[\frac{L_e}{C_d} \right] \quad (\text{VII.18})$$

Où L_e est la longueur caractéristique actuelle de l'élément (e) et C_d la vitesse d'une onde élastique traversant cet élément. Elle est égale à :

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{VII.19})$$

Ou ρ est la masse volumique du matériau et E son module d'Young.

VI.3.3 Le schéma statique implicite – problème mécanique

Le schéma statique implicite correspond à la situation ou le terme d'inertie qui apparait dans l'Eq VII.10 peut être négligé. Par conséquent ; cette équation se réduit à :

$$R_{n+1} = (F_{int})_{n+1} - (F_{ext})_{n+1} \quad (VII.20)$$

Ou R_{n+1} est le résidu de l'équilibre statique à l'instant $n + 1$. La résolution de cette équation dans le cadre de package Standard de code Abaqus [129] est effectuée par la méthode itérative de *Newton-Raphson* modifiée. Le résidu R_{n+1} est donc linéaire en utilisant un développement limité de Taylor d'ordre 1 :

$$R_{n+1}^{iter+1} = R_n^{iter} + \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}} \right)^{iter} \partial U_n + \dots = 0 \quad (VII.21)$$

Ou $\partial U_n = U_{n+1}^{iter+1} - U_n^{iter}$ est l'incrément de déplacement entre les itérations successives (*iter*) et (*iter+1*). Ce processus itératif continue jusqu'à convergence du système ($|R_{n+1}| \leq \epsilon$) (convergence de système itératif).

L'Eq VI.21 fait apparaitre l'expression de la matrice tangente à l'itération:

$$[K_T^{iter}(U_n)] = - \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}} \right)^{iter} \quad (VII.22)$$

$[K_T^{iter}(U_n)]$ joue un rôle central dans la vitesse de convergence de ce schéma itératif [136,131]. La détermination de cet opérateur se fait par le calcul de résidu R_n dont la formulation dans l'espace de référence est donnée par :

$$R_n = \int_{V_0^e} {}^tB_n^e : \Sigma J dV_e^0 - \int_{V_0^e} {}^tN_n^e F_v J dV_e^0 - \int_{\Gamma_s} {}^tN_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 - \int_{\Gamma_c} {}^tN_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 = 0 \quad (VII.23)$$

Ou J et J_s sont respectivement, les jacobiens de volume et de surface entre l'élément de référence et l'élément réel. La matrice tangente $[K_T^{iter}(U_n)]$ de chaque élément est obtenue en calculant la variation de R_n par rapport au déplacement. Nous obtenons :

$$[K_T^e(U_n)] = \frac{\partial}{\partial U_n} \left[\int_{V_0^e} {}^tB_n^e : \Sigma J dV_e^0 - \int_{V_0^e} {}^tN_n^e F_v J dV_e^0 - \int_{\Gamma_s} {}^tN_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 \right] - \left[\int_{\Gamma_c} {}^tN_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 \right] \quad (VII.24)$$

La formule précédente peut être simplifiée en adoptant deux hypothèses, généralement vérifiées, qui ont traités aux faibles variations de la géométrie de l'élément de chargement et au type de forces appliquées.

La matrice tangente se réduit donc à la contribution de deux quantités, le tenseur de contrainte σ et le vecteur force de contact F_c , on obtient finalement :

$$[K_T^e(U_n)] = \int_{V_e^0} {}^tB_n^e \cdot \frac{\partial \Sigma}{\partial E} : B_n^e J dV_e^0 - \int_{\Gamma_c} {}^tN_n^e \frac{\partial F_c}{\partial U_n} J_s d\Gamma_e^0 \quad (VII.25)$$

L'Eq VII.25 fait apparaître l'opérateur tangent $\frac{\partial \Sigma}{\partial E}$. ce dernier dépend de la loi de comportement au travers des variables d'état qui interviennent dans le calcul de la contrainte Σ_{n+1} à chaque itération.

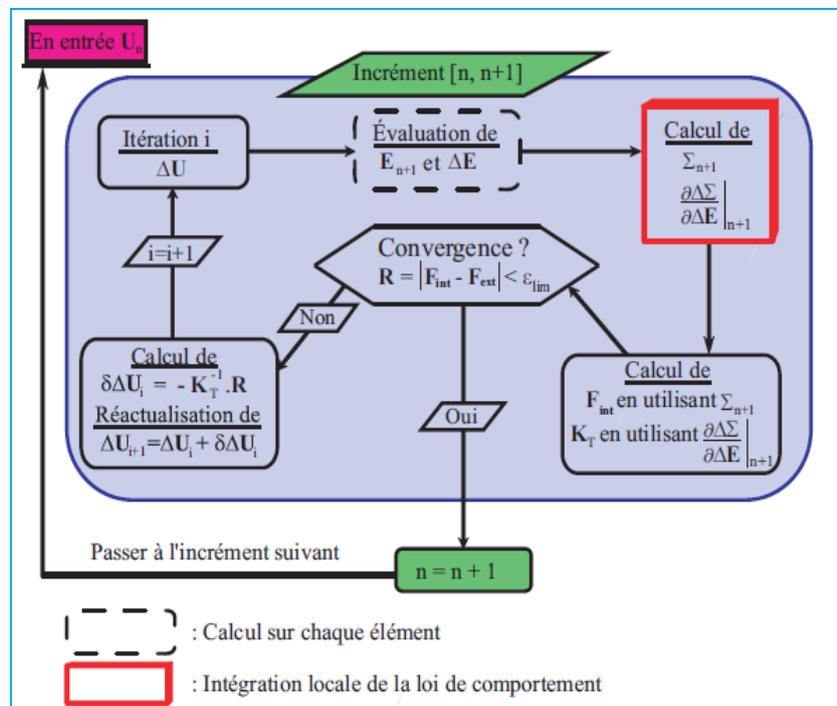


Figure VII. 3: Organigramme de résolution de schéma statique implicite.

VII.4. Modélisation du comportement mécanique du béton et de l'acier

Les ouvrages mixtes sont constitués de deux matériaux : l'acier et le béton. La modélisation de l'acier ne pose aucun souci spécifique car son comportement mécanique est relativement simple.

La théorie de la mécanique des milieux continus permet de décrire son comportement plastique grâce au critère de plasticité de Von Mises. La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est encore aujourd'hui très mal décrit par les logiciels industriels. En effet, le développement de microfissure très rapidement obtenues en traction, génère d'énormes difficultés de

convergences de ces logiciels. Le comportement du béton est très fortement hétérogène et la mécanique des milieux continus est un outil relativement mal adapté dans ce cas de figure. C'est pourquoi un grand nombre d'études sur les ouvrages d'art négligent totalement le comportement plastique du béton en le considérant comme un matériau parfaitement élastique [137,138,139]. Les modèles présentés dans cette partie considèrent que le béton est un matériau homogène puisque l'échelle des applications numériques est en général suffisamment élevée pour permettre cette hypothèse.

VII.4.1. Un modèle pour le béton

Le béton est un matériau qui appartient à la famille des matériaux quasi-fragile, pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture a lieu rapidement d'où le caractère fragile de ce matériau. C'est le phénomène de la décohérence pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de ruptures. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant [130].

Le comportement fragile du béton disparaît lorsque la pression de confinement est suffisamment importante pour empêcher la propagation des fissures. La rupture dépend alors de la consolidation et de l'affaiblissement de la structure microporeuse [133]. Cependant, le modèle présenté ici n'intègre pas le comportement du béton confiné afin de rester dans un modèle de matériau quasi-fragile.

Le modèle béton « damaged plasticité model for concrete and other quasi-brittle materials » [129] permet de gérer les problèmes de plasticité couplés à l'endommagement du béton non-visqueux.

VII.4.1.1. Hypothèse de partition

La théorie de la plasticité permet de décrire le caractère irréversible des déformations que l'on appellera ε^p . La partition de la déformation totale est effectuée en une partie élastique et une partie plastique ou permanente. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (\text{VII .26})$$

Rappelons que dans le cadre d'une théorie de petite déformation, le tenseur de déformation ε_{ij} est obtenu à partir du premier gradient du champ de déplacement $u = (u_x, u_y, u_z)$ tel que :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{VII.27})$$

VII.4.1.2 Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (\text{VII.28})$$

D_0^{el} : la matrice de raideur élastique.

$D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$: représente la matrice de raideur après endommagement.

$\bar{\sigma}$: le tenseur de contrainte effective.

L'utilisation du principe de la contrainte effective conduit à une relation liant la contrainte réel à la contrainte effective donnée par: $\sigma = (1 - d)\bar{\sigma}$; ce qui nous permet de relier le tenseur de contrainte effective au tenseur de contrainte élastique par la formule suivante :

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (\text{VII.29})$$

Le degré de dégradation du matériau sous un chargement externe est représenté par un variable scalaire unique d'endommagement d affectant le module de young.

VII.4.1.3. Loi d'érouissage

L'érouissage du matériau est supposé isotrope, l'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée $\bar{\varepsilon}^{pl}$. L'érouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial comme schématisé sur la figure ci-dessous. Cette dernière représente une courbe contrainte- déformation plastique en traction-compression ainsi que la projection de celle-ci dans l'espace des contraintes [133].

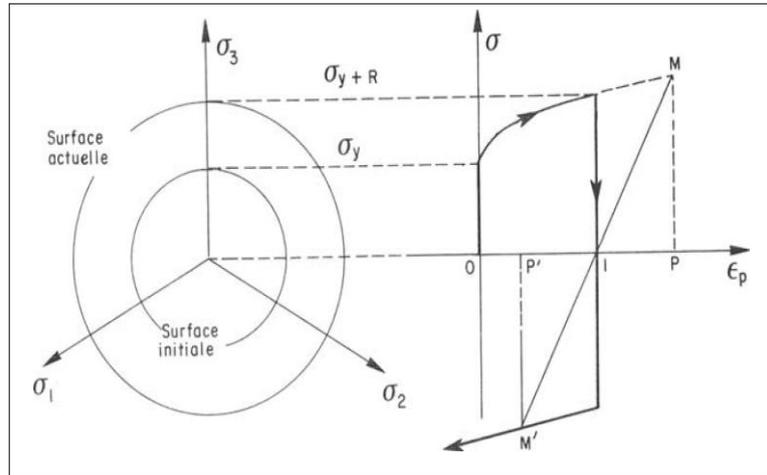


Figure VII. 4: Ecouissage isotrope.

Cette figure montre pourquoi la déformation plastique cumulée peut être employée comme variable d'écrouissage isotrope : les points M et M' ont même état et même déformation plastique cumulée : $OI+IP=OI'+IP'$.

Le taux de déformation plastique équivalent (équivalent plastic) est :

$$\dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} = \sqrt{\frac{3}{2} \dot{\epsilon}^{pl} : \dot{\epsilon}^{pl}} \quad (\text{VII.30})$$

Ainsi la déformation plastique cumulée :

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} dt \quad (\text{VII.31})$$

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle béton d'Abaqus prend en compte deux variables d'écrouissage indépendantes $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$, l'évolution des variables d'écrouissage est donnée par :

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\epsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\epsilon}_c^{pl} \end{pmatrix} \text{ et } \dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) \cdot \dot{\epsilon}^{pl}$$

Les microfissures en traction et les « écrasements » en compression sont représentés par une augmentation des valeurs des variables d'écrouissages. Ces variables contrôlent l'évolution de la surface de charge. $\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl}$ et $\dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl}$ sont respectivement les déformations plastique cumulée de traction, compression tel que $\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} dt$ et $\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} dt$

- Dans le cas de la traction uniaxiale, la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Au delà de la contrainte de rupture, la formation de microfissures est représenté macroscopiquement avec une

réponse de ramolissement de contrainte-déformation, qui induit à la localisation des déformations dans le béton.

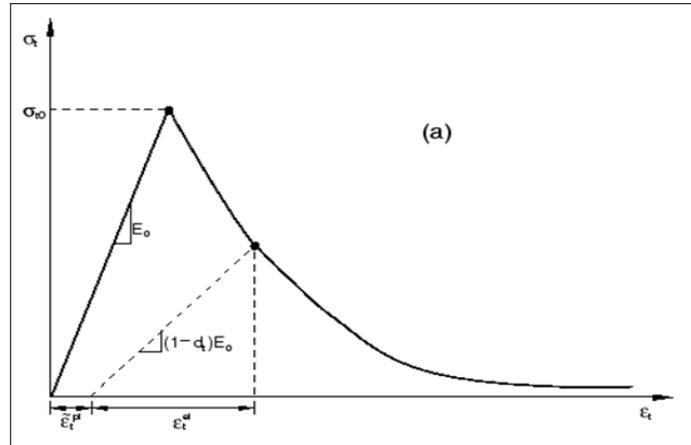


Figure VII. 5: Réponse du modèle à la traction.

- Dans le cas de la compression uniaxial la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique, dans le domaine plastique la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement, au delà de la contrainte de rupture.

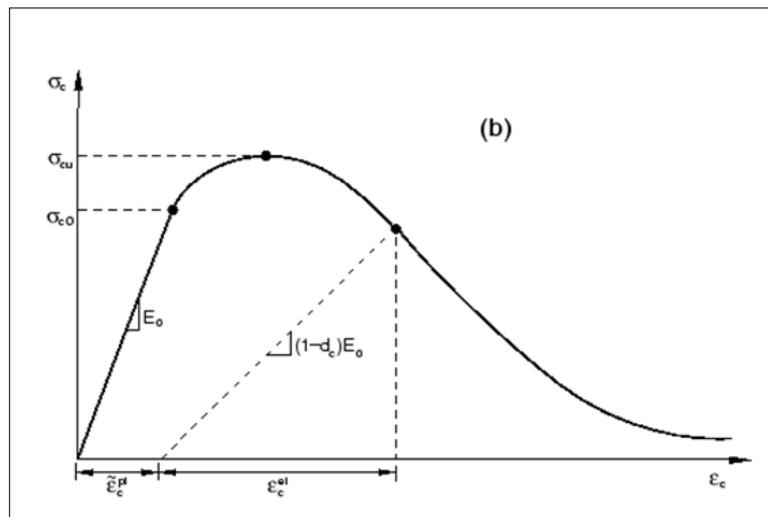


Figure VII. 6: Réponse du modèle à la compression simple.

Comme le montrent ces figures, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée ou dégradée. Cette dégradation de la rigidité est caractérisée par deux variables d'endommagement qui sont en fonction des déformations plastiques et de la température, elles sont prédéfinies comme suit:

$$d_t = d_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i), \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad (\text{VII.32})$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i), \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad (\text{VII.33})$$

Les variables d'endommagement peuvent prendre des valeurs 0 ce qui représente un matériau sain (rigidité initiale) et 1 ce qui représente l'endommagement totale du matériau (une perte totale de rigidité). Dans la rigidité élastique du matériau, les relations contraintes-déformations sous traction et compression simple sont, respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{VII.34})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{VII.35})$$

Les contraintes effectives de traction et de compression sont, respectivement :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{VII.36})$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{VII.37})$$

VII.4.1.4. Fonction de charge

A tout modèle élastoplastique est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité, dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement plastique, cette fonction est appelée fonction de charge ou critère de charge. En écrouissage isotrope, cette surface de charge est caractérisée par une fonction f qui dépend de l'état de contrainte σ et d'un paramètre scalaire R représentant l'écrouissage. La fonction de charge s'écrit :

$$f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0$$

L'écoulement plastique a lieu lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la surface de charge. Ce point doit rester sur cette surface le long de l'écoulement plastique, ce qui conduit à la condition de consistance :

$$\dot{f}(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0$$

L'état de décharge se produit pour $f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0$ et $\dot{f}(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0$. Le modèle élastoplastique du béton utilise la fonction de charge développée par *Lubliner et al* [134]. et incorpore de plus les modifications proposées par *Lee et Fèves* [135] pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression :

$$f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})(\hat{\sigma}_{max}) - \gamma(-\hat{\sigma}_{max})) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (\text{VII.38})$$

- \bar{p} est la pression hydrostatique dont l'expression est : $\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : \mathbf{I}$
- \bar{q} est la contrainte équivalente de Von Mises pour laquelle \mathbf{S} est le tenseur du déviateur du tenseur des contraintes σ

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}}} ; \quad \bar{\mathbf{S}} = \bar{p}\mathbf{I} + \bar{\sigma}$$

$\hat{\sigma}_{max}$ est la valeur algébrique maximum des valeurs propres de σ . Les contraintes principales de σ sont les solutions de : $\det[\sigma - \lambda \mathbf{I}] = 0$, c'est-à-dire les racines de l'équation du troisième degré suivante :

$$\lambda^3 - (\sigma + \sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^2 + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} + \sigma_{23}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{12}^2)\lambda - (\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2) \quad (\text{VII.39})$$

$\hat{\sigma}_{max}$ est alors la plus grande valeur algébrique de ces racines tel que :

$$\hat{\sigma}_{max} \geq \hat{\sigma}_{moy} \geq \hat{\sigma}_{min}$$

- La fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ est donnée par $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ (VII.42)

$\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ et $\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont respectivement les valeurs de la contrainte uni axiale de compression et de traction définie par l'utilisateur dans le jeu de données.

- Le coefficient α est déterminé par la contrainte élastique en compression uni

axiale σ_{c0} et par σ_{b0}
$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$

Les valeurs expérimentales types donnent $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,16$ donc $\alpha = 0,12$

- Le coefficient γ est obtenu par $\gamma = \frac{3(1-K_C)}{2K_C-1}$ ou K_C est une constante $K_C = \frac{2}{3}$ ainsi $\gamma = 3$

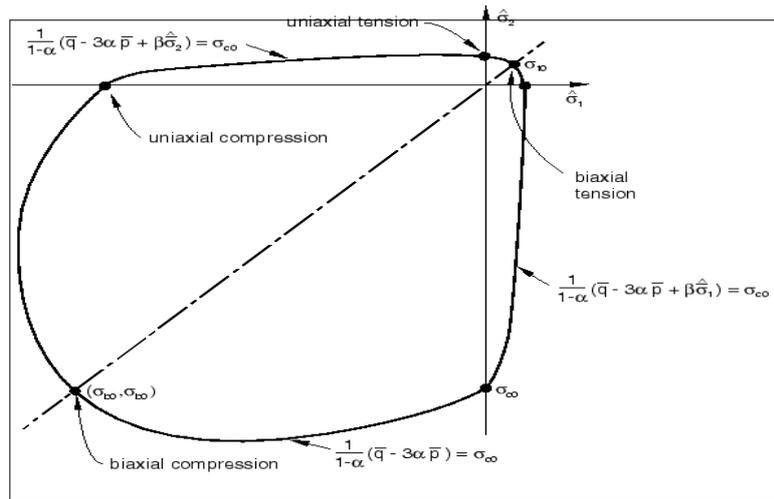


Figure VI.7: Surface de charge dans un état plan de contrainte principale.

VII.4.1.5. Plasticité non associée - loi d'écoulement

Contrairement à la plupart des aciers, le béton comme les géo matériaux font appel à la plasticité non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. L'écoulement plastique est normal à un potentiel plastique qui est différent de la surface de plasticité, le schéma de la plasticité non associée nécessite l'emploi de trois potentiels : l'énergie libre IP, la surface limite d'élasticité $f=0$ et une surface potentielle $G=\text{cste}$ ce qui donne la direction de l'écoulement dans l'espace des variables forces généralisées.

L'écoulement plastique dépend du potentiel plastique G conformément à la loi d'écoulement :

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad \text{dans laquelle } \dot{\lambda} \text{ est un multiplicateur plastique positif ou nul.}$$

$\dot{\lambda}$ est nul lorsqu'il n'y a pas d'écoulement, c'est-à-dire : $f < 0$ ou $f = 0$ et $\frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} \leq 0$

Le potentiel d'écoulement choisi dans le modèle Abaqus est la fonction hyperbolique de *Drucker-Page* :

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (\text{VII.43})$$

Où ψ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-q pour des hautes sollicitations de confinement, σ_{t0} est la contrainte de traction uni axiale à la rupture et σ est un paramètre qui se réfère à une excentricité et qui définit le taux pour lequel la fonction approche de l'asymptote.

VII.4.2. Un modèle pour l'acier

Nous avons modélisé le comportement de l'acier à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope en utilisant le critère de plasticité de Von Mises.

VII.4.2.1. Critère de Von Mises

Le critère de Von mises est le plus simple car il n'utilise que le second invariant du déviateur des contraintes. Ceci correspond à un ellipsoïde dans l'espace des contraintes principales. En notant σ_y la limite d'élasticité en traction, le critère s'écrit :

$$f(\sigma) = J - \sigma_y$$

Où J est le second invariant des contraintes, appelé aussi contrainte équivalente de Von Mises. Il peut également s'exprimer en fonction des contraintes principales σ_1 , σ_2 , σ_3 comme suit :

$$J = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\left(\frac{1}{2} ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)\right)} \quad (\text{VII.44})$$

Et le déviateur S est défini comme en enlevant à la contrainte la pression hydrostatique :

$$S = \sigma - \frac{I_1}{3} \mathbf{I} \quad (\text{VII.45})$$

Le domaine d'élasticité correspond aux valeurs négatives de f , finalement le comportement du système se résume alors aux équations suivantes :

- Domaine d'élasticité si : $f < 0$
- Décharge élastique si : $f = 0$ et $\dot{f} < 0$
- Ecoulement plastique si : $f = 0$ et $\dot{f} = 0$

VII.5. Modélisation avec Abaqus

VII.5.1. Présentation des différents éléments d'étude

L'objet de cette simulation numérique est l'étude comparative du comportement mécanique des différents éléments étudiés et la vérification de la pertinence des résultats expérimentaux. On s'intéressera à la comparaison :

- Entre les cylindres normalisés de dimensions 160×320mm, l'un avec béton seul et l'autre renforcé par une grille métallique incorporée dans la masse de béton avec un enrobage de 2cm sur tout son pourtour.

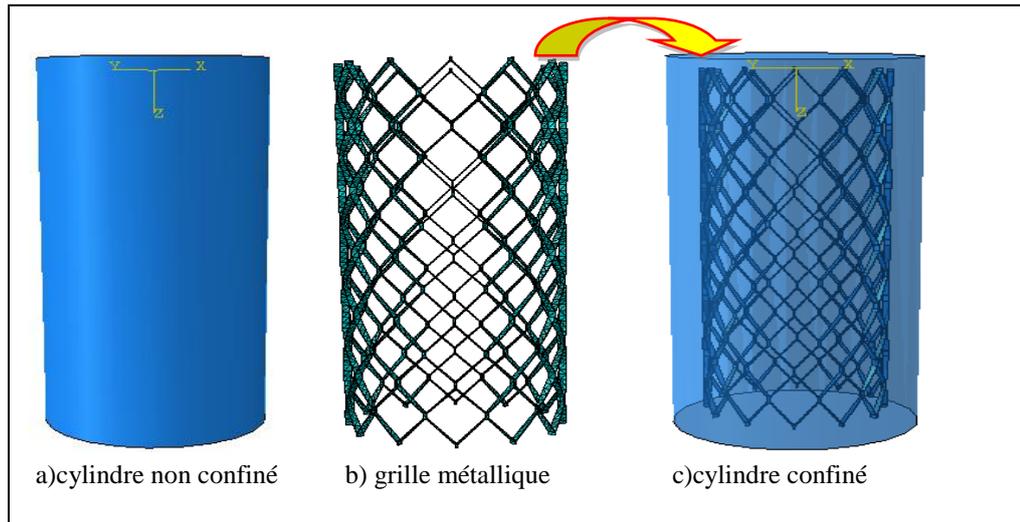


Figure VII.8: Coupe transversale des cylindres.

- Entre les bielles de béton non confiné et bielles de béton confiné de dimensions 60×200 mm,

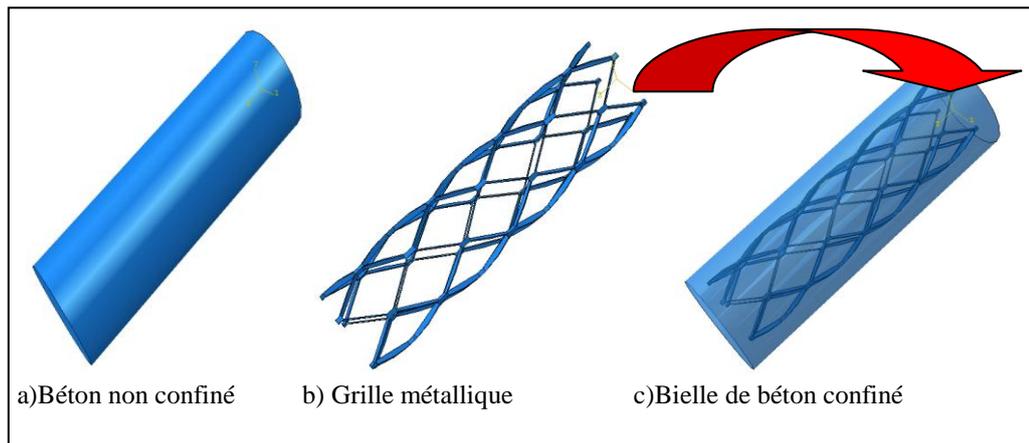
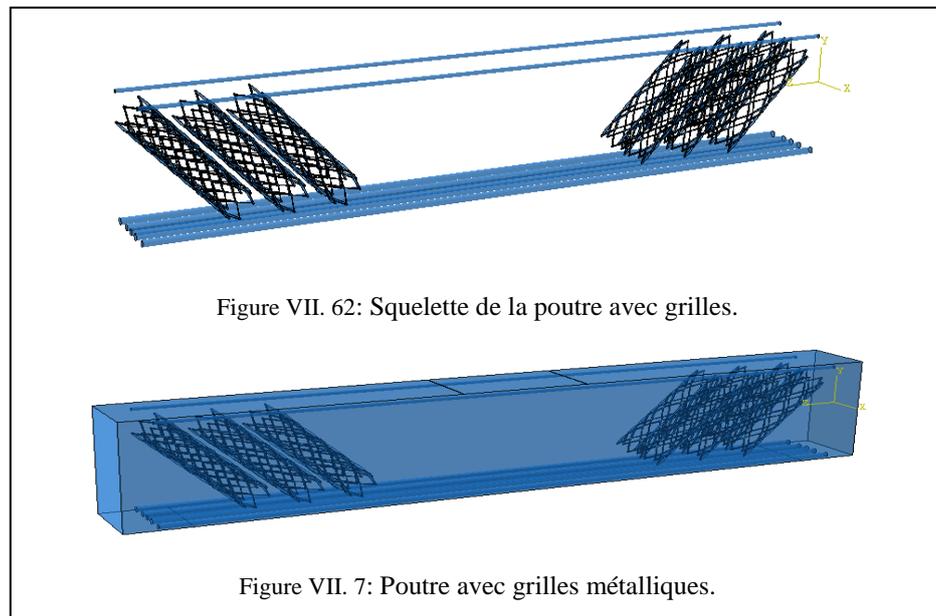
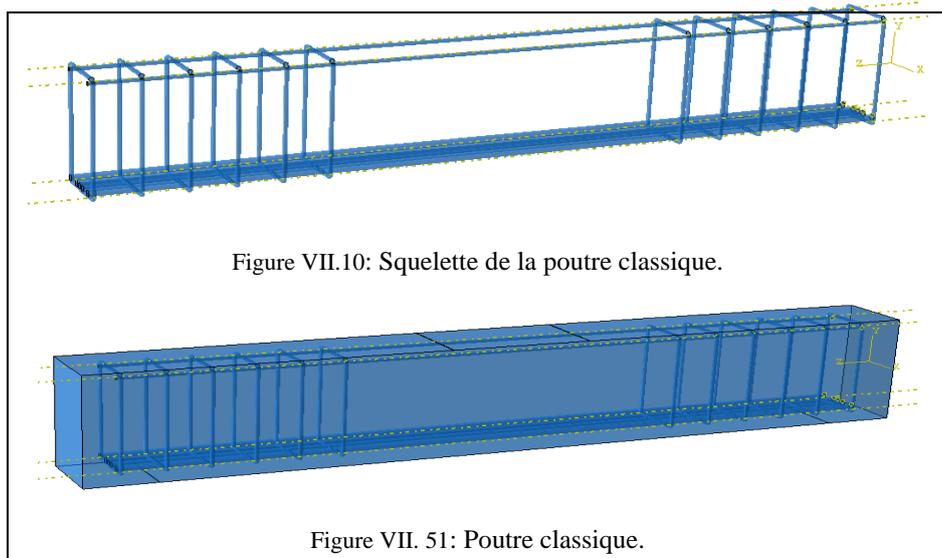


Figure VII.9: Coupe transversale des bielles.

- Entre les poutres classiquement ferrillées et les poutres renforcées par des bielles de béton confiné par des grilles métalliques. Toutes les dimensions ainsi que toutes les propriétés mécaniques des différents éléments constitutifs représentés dans le chapitre V ont été fidèlement introduits afin de prendre en compte tous les paramètres d'étude.



VII.5.2. Maillage

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 à la disposition de l'armature métallique, aux charges et aux conditions aux limites. Ces variabilités doivent être intégrées dans des outils de calcul pour permettre l'établissement de la distribution des réponses du système.

Dans un premier temps, on va générer le maillage de notre modèle, il est possible de choisir la technique de maillage, le type d'éléments et leur forme. La création du modèle implique automatiquement la définition de sa géométrie, ainsi que la définition et l'assignation de toutes les propriétés de ce matériau. Chaque région d'un corps déformable doit se référer à une propriété de section, qui inclut la définition du

matériau. Puisque les interactions, les chargements, et les conditions aux limites peuvent dépendre des étapes d'analyse, ces étapes de calcul doivent avoir été préalablement définies. La densité de notre maillage doit être optimale afin de réduire autant que possible la taille du problème et le temps d'exécution.

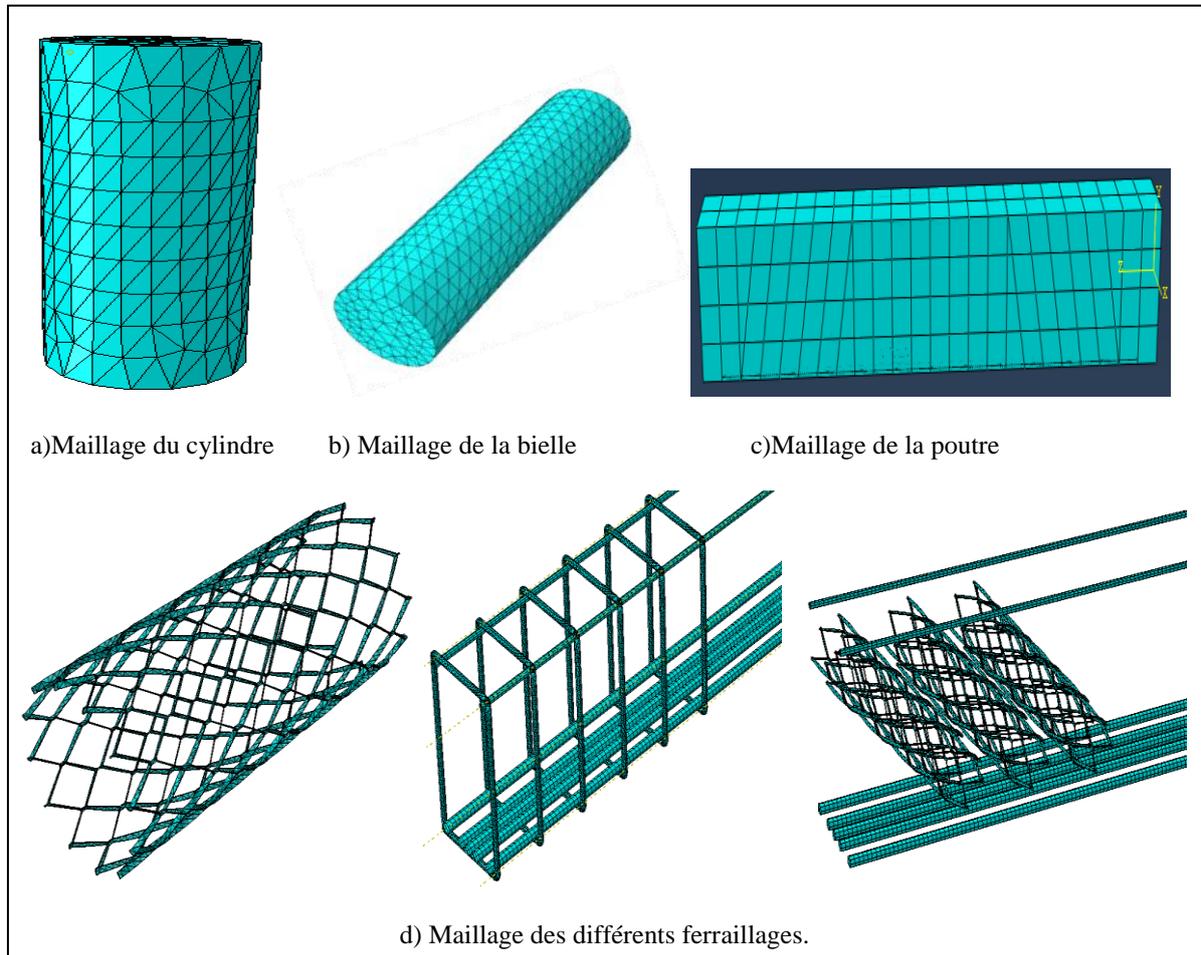


Figure VII. 8: Principe du maillage retenu, discrétisation par éléments finis des éléments d'étude.

VII.5.3. Mode de Chargement

Afin de pouvoir valider les résultats expérimentaux et vérifier la pertinence de la technique proposée, tous les éléments d'étude ont été soumis aux mêmes types de chargements. Les figures ci-dessous illustrent clairement chaque mode de chargement pour chacun des éléments considérés.

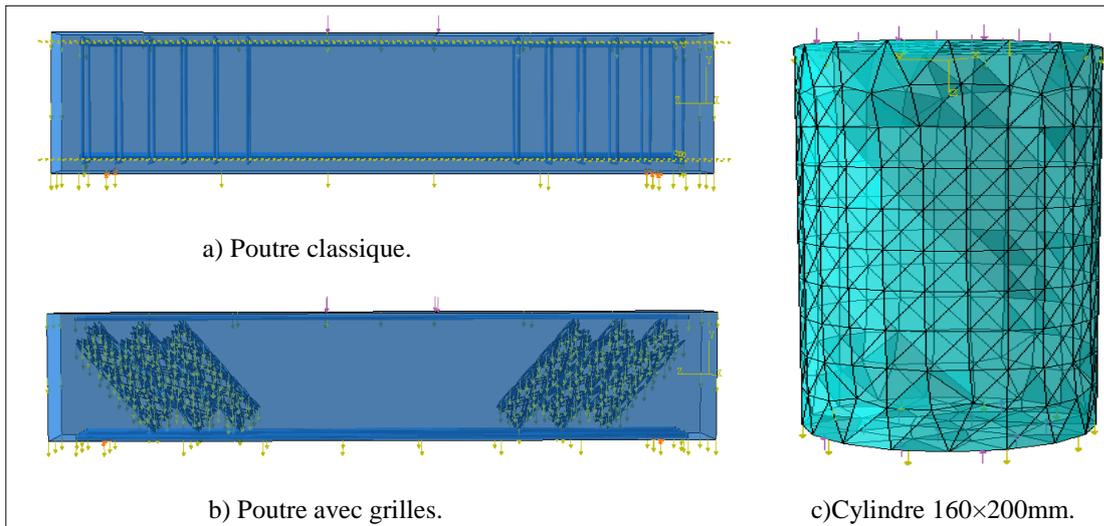


Figure VII. 95: Mode de chargement.

VII.5.4 Analyse et interprétation des différents résultats

De façon générale, les modèles choisis s'inscrivent dans le cadre des comportements élastoplastiques des matériaux utilisés. Le choix de ce type de modèles est discuté plus en avant. Ainsi :

- Les armatures de béton armé sont supposées suivre un comportement élastoplastique parfait, le critère utilisé est de type Von Mises.
- Le béton est également supposé suivre un comportement élastoplastique. Ce modèle a été implanté dans le logiciel.
- L'adhérence acier/béton est supposée parfaite: les éventuelles pertes d'adhérence ne sont pas prises en compte de façon explicite.
- les essais expérimentaux de traction sur les grilles métalliques dénote un comportement qui a été pris en compte par la considération des différents paramètres obtenus lors de ces essais (Dimensions, module d'élasticité, résistance maximale, etc). Il est donc choisi de le simuler tel quel numériquement.

VII.5.4.1. Les éprouvettes cylindriques 160×320 mm

Une comparaison avec les mesures expérimentales est effectuée permettant de valider la modélisation choisie. Il nous a été permis de constater, que les résultats sont similaires avec ceux des essais de laboratoire, un changement important dans les comportements des différents spécimens est relevé, en effet, en associant au béton des grilles métalliques, une influence est directement observée sur le mode et le temps de rupture.

Comme pour les essais réalisés aux laboratoires, ces cylindres sont soumis à un effort uni axial de compression progressif jusqu'à la rupture avec une incrémentation de 0.0001, les figures suivantes illustrent l'état de contraintes, l'état de déformation ainsi que les dommages causés par cet asservissement.

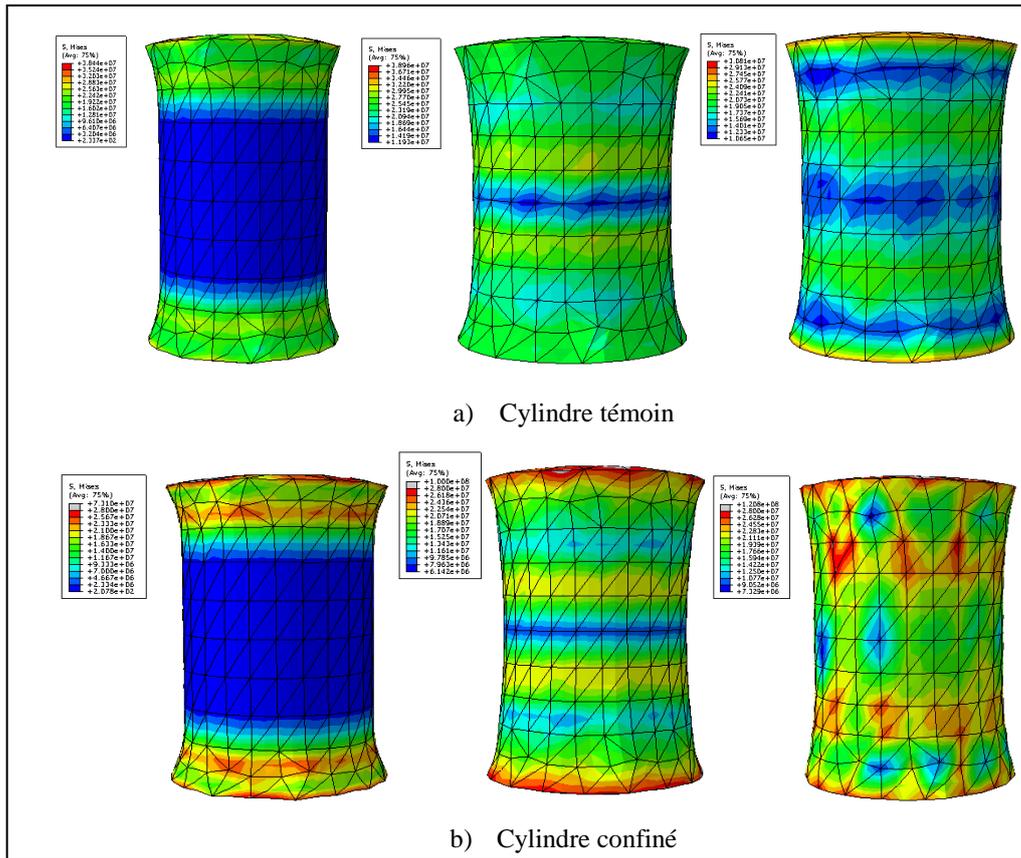


Figure VII. 10: Evolution des contraintes dans les cylindres.

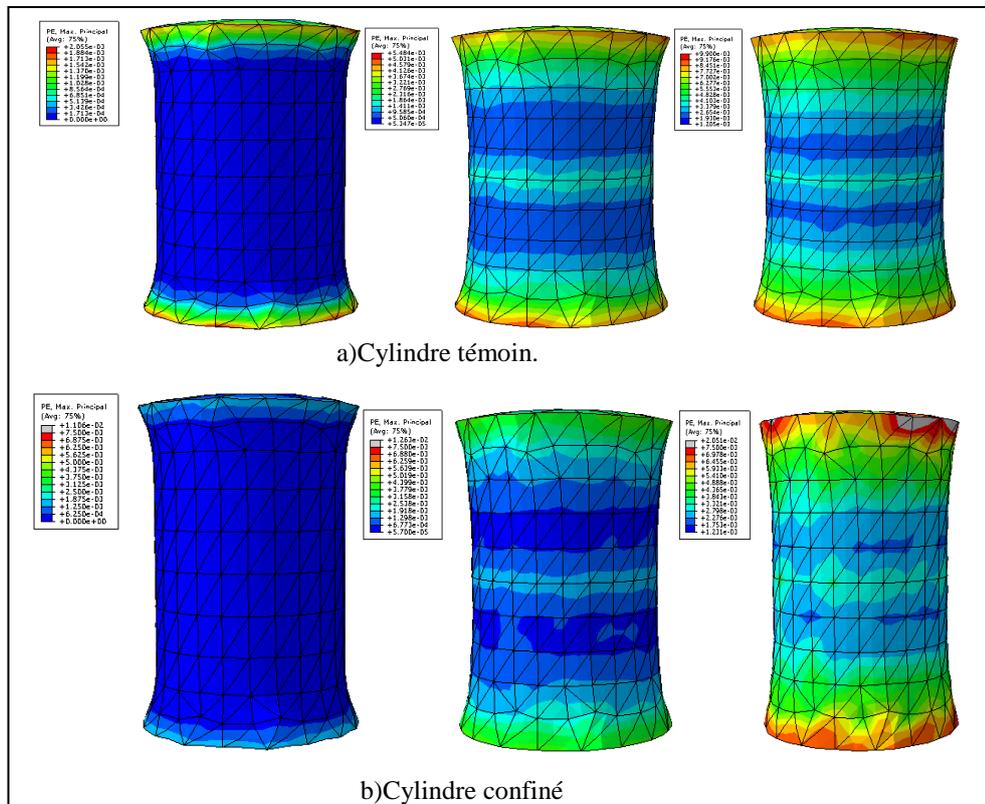


Figure VII. 117: Evolution des déformations dans les cylindres.

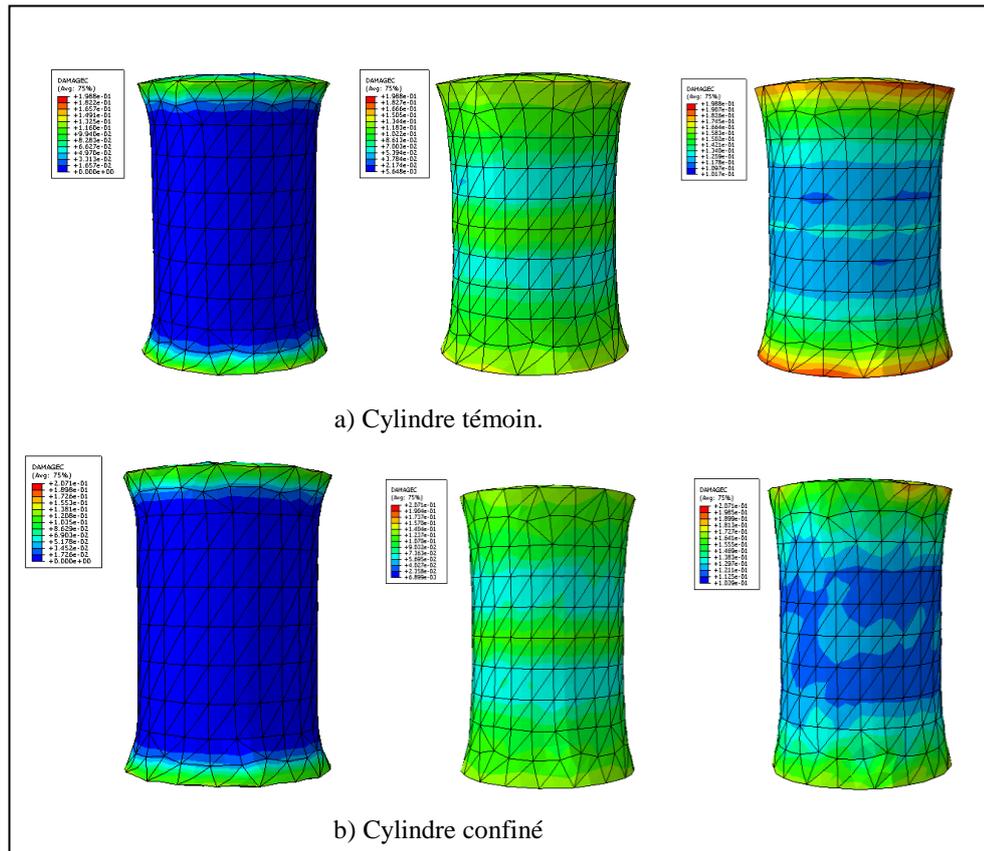


Figure VII. 128: Les dommages dans les cylindres.

La présence de ces grilles dans cette masse de béton, lui permettent d'atteindre la phase de densification des fissures après un temps de chargement très lent, de ce fait la propagation potentielle des fissures tout le long des cylindres confinés se trouve ralenti pendant toute la durée du chargement contrairement au cylindre de béton non confiné. Ceci est expliqué par la mobilisation du confinement. La rigidité et la déformation des cylindres renforcés sont augmentées de façon considérable, les figures ci-dessous montrent la confrontation entre l'analyse expérimentale et l'analyse numérique. Nous observons aussi que l'allure du graphe de simulation avec Abaqus présente une bonne correspondance avec le graphe expérimental, sauf que les valeurs des contraintes sont sensiblement différentes, dans le cas du cylindre confiné étudié par simulation les contraintes supportées sont de l'ordre de 35MPa alors que les contraintes dans l'expérimental le cylindre confiné avoisine les 30 MPa. La rupture de l'élément est obtenue pour une charge plus importante ($\sigma_{cc} > \sigma_{c0}$).

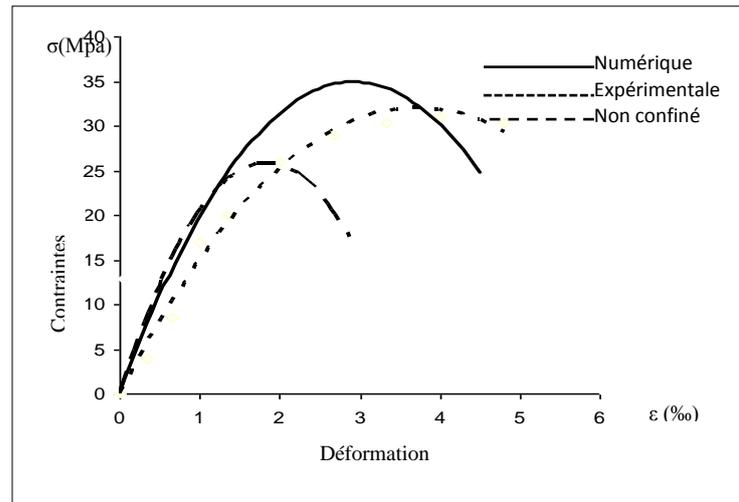


Figure VII. 139: Courbe contrainte-déformation des cylindres.

VII.5.4.2. Les poutres

Dans le cas général, la prise en compte du comportement d'un matériau jusqu'à la ruine ultime permet une conception plus optimisée grâce à des modèles beaucoup plus prédictifs. Dans le cadre de notre étude les mêmes poutres (poutres avec ferrailage classiques et poutres avec des bielles en grilles métalliques) de dimensions $100 \times 200 \times 1200 \text{ mm}$ qui ont été testées expérimentalement ont été aussi simulées par le logiciel Abaqus. L'objectif de cette simulation numérique est l'étude du comportement mécanique de ces poutres pendant toute la phase de chargement, qui englobe :

- la détection de l'apparition de la fissuration (effort de fissuration, ouverture),
- l'étude de la réponse globale la poutre en termes d'effort repris et de flèche,
- l'étude de l'évolution des déformations.

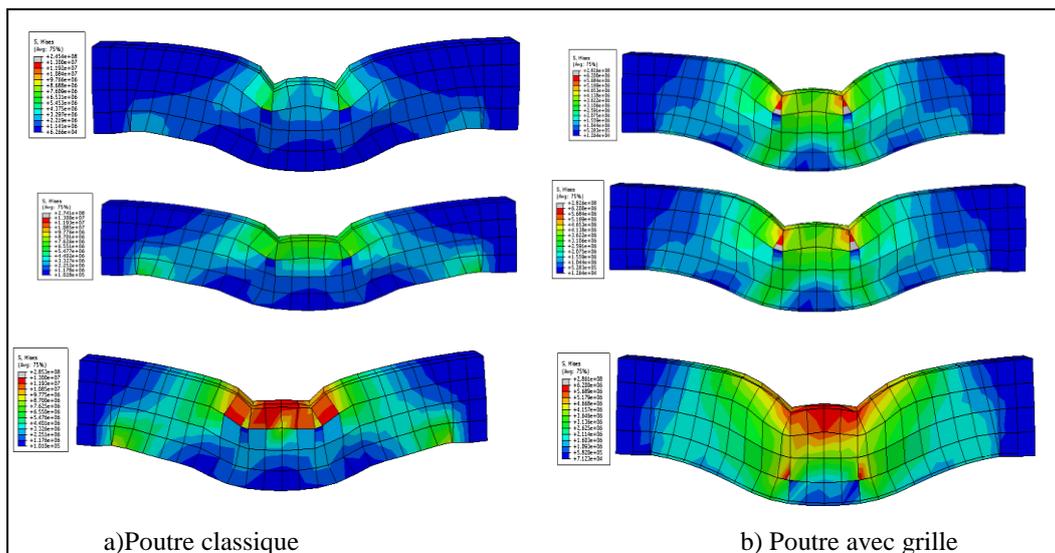


Figure VII.20: Evolution des contraintes dans les poutres.

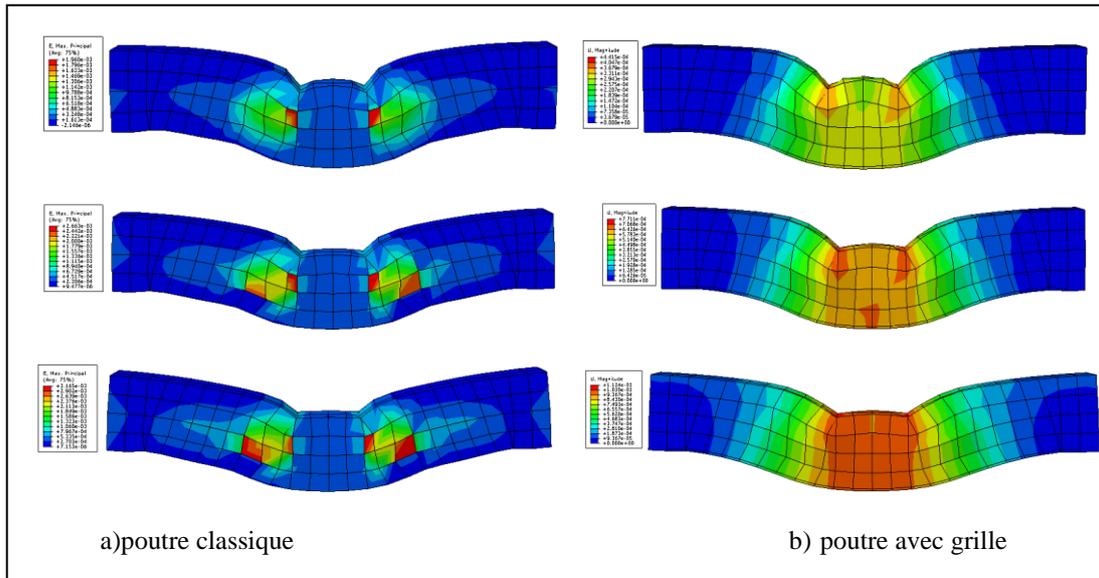


Figure VII. 14: Evolution des déplacements dans les poutres.

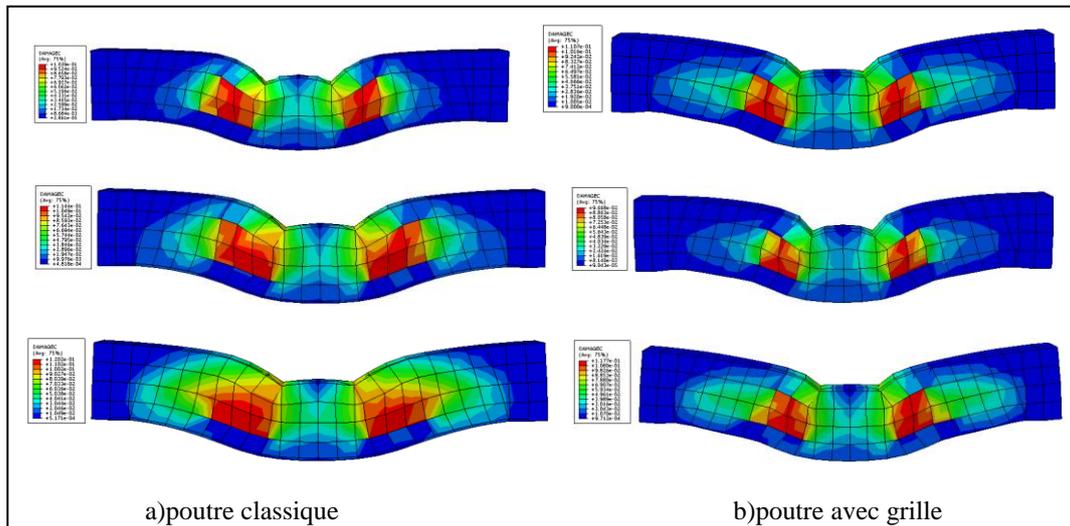


Figure VII. 152: Evolution des dommages dans la poutre.

Nous constatons qu'au cours de l'augmentation du chargement extérieur, des contraintes de cisaillement se développent progressivement tout le long des poutres, si on regarde de près l'état des contraintes on remarque qu'à un même moment et au même endroit, celles de la poutre classique sont plus importantes que celles de la poutre avec grilles métalliques, ce qui provoque l'apparition des premières fissures d'effort tranchant prématurément d'abord dans les poutres classiques comparativement aux autres poutres. Ces fissures se développent en macro-fissures et se propagent vers le point d'application de l'effort tranchant, on note aussi que la première macro-fissure s'élargit de plus en plus, en revanche, pour la poutre renforcée par la grille, du fait d'une reprise partielle de cet effort tranchant par la grille métallique la fissure se propage tardivement avec une largeur moindre. A l'approche de la ruine, des petites

fissures, dues à la combinaison du moment fléchissant et de l'effort tranchant, apparaissent à côté des fissures principales (un fait déjà constaté dans la partie expérimentale), les ruptures des poutres classiques surviennent avant celles des autres poutres pour un effort plus petit qui vaut 36,93KN à cause de la plastification des armatures transversales (cadres).

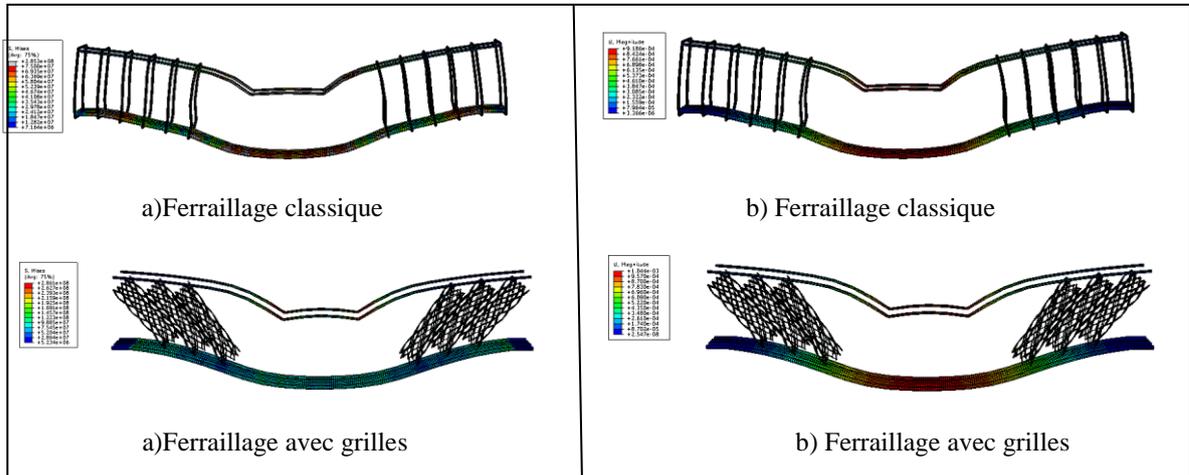


Figure VII. 163:Etat des contraintes dans les poutres Figure VII. 174: Etat des déplacements dans les armatures.

Notre curiosité ne pouvait être satisfaite sans connaître la distribution des forces dans les mailles qui constituent les différentes grilles incorporées dans les poutres. Il nous a été permis de constater grâce à la simulation numérique qu'au fur et à mesure que l'effort externe augmentait un champ de force plus important se développe sur chaque arête qui constitue la maille en question, ce qui permet au béton de résister de façon aisée et de reprendre ces efforts, un atout très positif pour notre matériau, vu que ceci retarde l'apparition des fissures dans ces poutres et prolonge sa durée de vie. Cette analyse est utile pour confirmer que la présence des grilles modifie et influence son comportement mécanique.

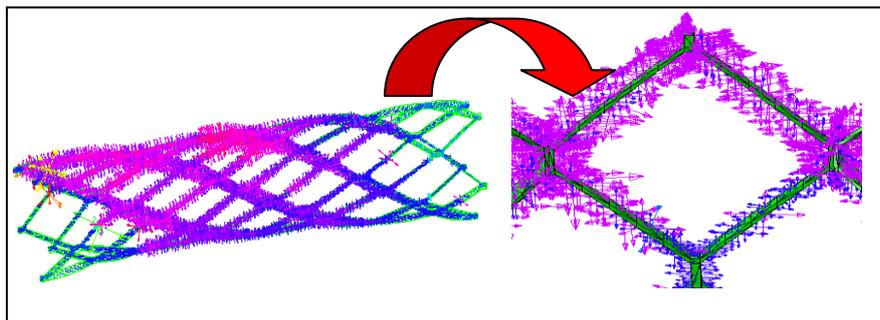


Figure VII.25: Distribution des forces sur une maille.

Les résultats expérimentaux des poutres sont comparés avec ceux prédits par le calcul numérique, la modélisation du comportement global est en bonne corrélation avec les

résultats expérimentaux pour les deux poutres. Notons que l'effort tranchant prédit par le modèle est légèrement plus important que celui expérimental.

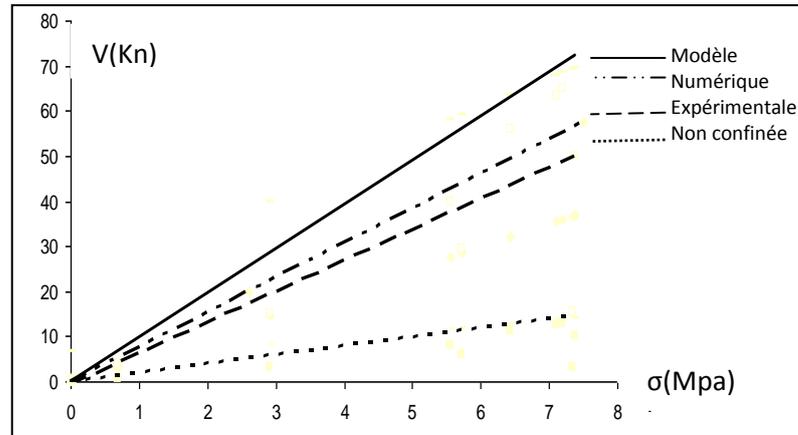


Figure VII. 18: Confrontation des courbes de l'effort tranchant.

VII.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressés à la présentation du code de calcul Abaqus, en résumant les actions principales à effectuer pour créer un modèle de simulation. Le fonctionnement de ce code Abaqus avec le schéma dynamique explicite est aussi décrit dans cette partie, en utilisant le principe des puissances virtuelles (PPV) que nous discrétisons en utilisant la méthode des éléments finis (MEF). Une fois le système d'équations à résoudre est formulé, nous avons explicité les schémas de résolution dynamique explicite disponible dans ce logiciel, par la suite les modèles elastoplastique du béton ainsi que celui de l'acier ont été présentés, ces modèles sont l'aboutissement des travaux de différents chercheurs. Leur utilisation est donc particulièrement délicate: le problème majeur de ces logiciels est la forte localisation des déformations. Pour éviter au maximum les divergences numériques, le paramètre principal est la définition de la loi contrainte-déformation qui permet de calculer les valeurs d'écrouissage. Cette loi ne doit pas poser des problèmes d'intégration numérique.

Dans notre simulation, nous nous sommes restreints simplement aux problèmes mécaniques, dits de contact instantané, plus précisément, le processus physique étudié est adiabatique ($\Delta q=0$). Les propriétés thermiques ou acoustiques n'ont pas été définies. Nous n'avons pas utilisé les deux dernières sections, connues sous le nom de 'thermal' et 'other'.

Références

- [129] **ABAQUS**. “*Documentation Version 6.10*”. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. Abaqus .simulia,HKS Inc Providence,RI, 2010.
- [130] **Adam et Neville .M.** « *Propriétés des bétons* ». Editions Eyrolles, Paris, 2000.
- [131] **J.Bernaer,W.Brocks,Et W.Shmitt**. “*Modifications of the beremin model for cleavage fracture in the transition region of a ferritic steel*”. Mécanique non linéaire des matériaux. 2001.
- [132] **J.C Simo et T.J.R. Hughes**. “*Computational inelasticity*”. Springer-Verlag,New york, Inc ,1998.
- [133] **Lemaitre J., Chaboche J. L.** « Mécanique des matériaux solides », Paris Edition Dunod, p 544, 2001.
- [134] **Lubliner J., Oliver J., Oller S., State E.** “A Plastic-Damage model for concrete”, International Journal of solids and structures, vol. 25, n° 3, pp. 299-326, 1989.
- [135] **Lee J., Fenves G.** “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures”, Journal of engineering mechanics, vol. 124, n° 8, pp. 892-900, 1998.
- [136] **N.Aravas**. “*On the numerical integration of a class of pressure dependent plasticity models*”. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 24:1395-1416, 1987.
- [137] **Stevens L.K., Gosbell K.B.** “*Model analysis of composite beam and slab Bridge*”, Proceedings: Australian Road Research Board, 1964, vol. 2, n° 2, pp. 1326-1343.
- [138] **Yoo C.H., Littrell P.C.** “*Cross-bracing effects in curved stringer bridges*”, Journal of structural engineering, 1986, vol. 112, n° 9, pp. 2127-2140.
- [139] **Zhang X., Sennah K., Kennedy J.B.** “*Evaluation of impact factors for Composite concrete-steel cellular straight bridges*”, Engineering structures, vol. 25, pp. 313-321, 2003.

Chapitre VIII : Analyse Paramétrique des Modèles de Confinement

VIII.1.Introduction

Pour qu'on puisse faire une étude paramétrique intégrale des modèles de confinement des cylindres de béton, on a développé un programme en langage Delphi , qui nous permet non seulement d'analyser l'effet de variation des différents paramètres des modèles [140-145], [147-148], [150] mais aussi de faire une confrontation entre les différents modèles . Pour exploiter le programme il n'est pas demandé à l'utilisateur de maîtriser la programmation ni le langage Delphi, il suffit de faire entrer les données dans le programme exécutable pour avoir les résultats. L'interface du programme est très simple.

VIII.2. Etude paramétrique

Une étude paramétrique est une étude standard dans laquelle on souhaite faire varier un ou plusieurs paramètres, comme par exemple, des propriétés matériaux, des caractéristiques géométriques, des chargements...

Le nombre de calculs à réaliser peut devenir très important, jusqu'à plusieurs milliers de calculs et leur mise en œuvre devient très fastidieuse. Globalement, une étude paramétrique est la donnée d'une étude nominale (fichier de commande unique) et d'un jeu de paramètres : Pour qu'on puisse faire une étude paramétrique intégrale des modèles de confinement des cylindres de béton, on a pu faire un programme en langage Delphi qui nous permet non seulement d'analyser le fait de faire varier des paramètres dans les différents modèles mais aussi de faire une confrontation entre eux . L'exploitation et l'utilisation de ce programme ne nécessite pas sa maîtrise, de la part de l'utilisateur, il suffit seulement d'introduire tous les paramètres de l'étude du problème dans un programme exécutable.

VIII.3. Présentation brève de Delphi

Delphi est un outil de développement, c'est-à-dire un programme qui permet de fabriquer des programmes, il offre beaucoup de possibilités, les exécutables sont très rapides. Delphi est un environnement de développement de type RAD (*Rapid Application Development*) basé sur le langage Pascal, il permet de réaliser rapidement et simplement des applications Windows ; cette rapidité et cette simplicité de développement sont dues à une conception visuelle de l'application. C'est un langage qui propose un ensemble très complet de *composants visuels* prêts à l'emploi incluant la quasi-totalité des composants Windows (boutons, boîtes de dialogue, menus, barres d'outils...) ainsi que des experts permettant de créer facilement divers types d'applications et de bibliothèques. Pour maîtriser le développement d'une application sous Delphi, il est indispensable d'aborder les trois sujets suivants :

- le langage Pascal et la programmation orientée objet ;

- l'Environnement de Développement Intégré (EDI) de Delphi ;
- les objets de Delphi et la hiérarchie de classe de sa bibliothèque.

En utilisant Delphi, on peut créer de puissantes applications pour Microsoft Windows, avec un minimum de programmation. Il fournit tous les outils nécessaires pour développer, tester et déployer des applications, notamment une importante bibliothèque de composants réutilisables, une suite d'outils de conception, des modèles d'applications et de fiches et des experts de programmation.

VIII.4. Modèles de confinement considérés

Cette étude concerne seulement les modèles cités dans le tableau ci-dessous, il est demandé à l'utilisateur, à chaque fois, de choisir un seul paramètre comme variable dans la formule des contraintes ainsi que celles des déformations en marquant la case appropriée et de fixer les bornes automatiquement de l'intervalle, le pas de variation est aussi fixé. Une fois les calculs lancés, il suffit par la suite de cliquer sur *Tracer* et les résultats apparaîtront sous forme de graphe.

Tableau VIII. 1: Modèles pour étude paramétrique.

Auteur	Type de confinement	Résistance f_{cc}	Déformation limite ε_{cc}
<i>Fardis & Khalili (1981)</i>	GFRP-encased concrete	$f_{c0} \left[1 + 2.05 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{E_f t_f}{D \cdot f_{c0}} \right) \right]$
<i>Karbahari & Eckel (1993)</i>	FRP-encased concrete	$f_{c0} \left[1 + 2.1 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0.87} \right]$	$0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{2 \cdot t_f \cdot f_f}{D \cdot f_{c0}} \right) \right]$
<i>Mirmiran & Shahawy (1997)*</i>	GFRP-encased concrete	$f_{c0} + 4.269 f_l^{0.587}$	/
<i>Miyauchi et al (1997)**</i>	CFRP-wrapped concrete	$f_{c0} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 10.6 \left(\frac{2 \cdot t_f \cdot f_f}{D \cdot f_{c0}} \right)^{0.373} \right]$
<i>Samaan et al. (1998)*</i>	GFRP-encased concrete	$f_{c0} + 6.0 f_l^{0.7}$	$\frac{f_{cc} - 0.872 f_{c0} - 0.371 f_f - 6.258}{245.61 f_{c0}^{0.2} + 1.3456 \frac{E_f t_f}{D}}$
<i>Saafi et al (1999)</i>	GFRP and CFRP-encased concrete	$f_{c0} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0.84} \right]$	$\varepsilon_{c0} \left[1 + (537 \varepsilon_f + 2.6) \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$
<i>Toutanji (1999)</i>	CFRP and GFRP wrapped concrete	$f_{c0} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0.85} \right]$	$\varepsilon_{c0} \left[1 + (310.57 \varepsilon_f + 1.9) \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$
<i>Proposition</i>	Grilles métalliques	$f_{c0} \left[1 + \frac{\phi_s}{\phi_g} \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0.72} \right]$	$\varepsilon_{c0} \left[1 + \left(\frac{\phi_s}{\phi_g} \right)^{0.75} \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right) \right]$

VIII.5. Organigramme

Un organigramme de calcul a été dressé dans le but de montrer les différentes étapes de calculs pour les différents modèles utilisés, comme exemple on a illustré un organigramme de calcul pour le modèle de Fardis et Khalili

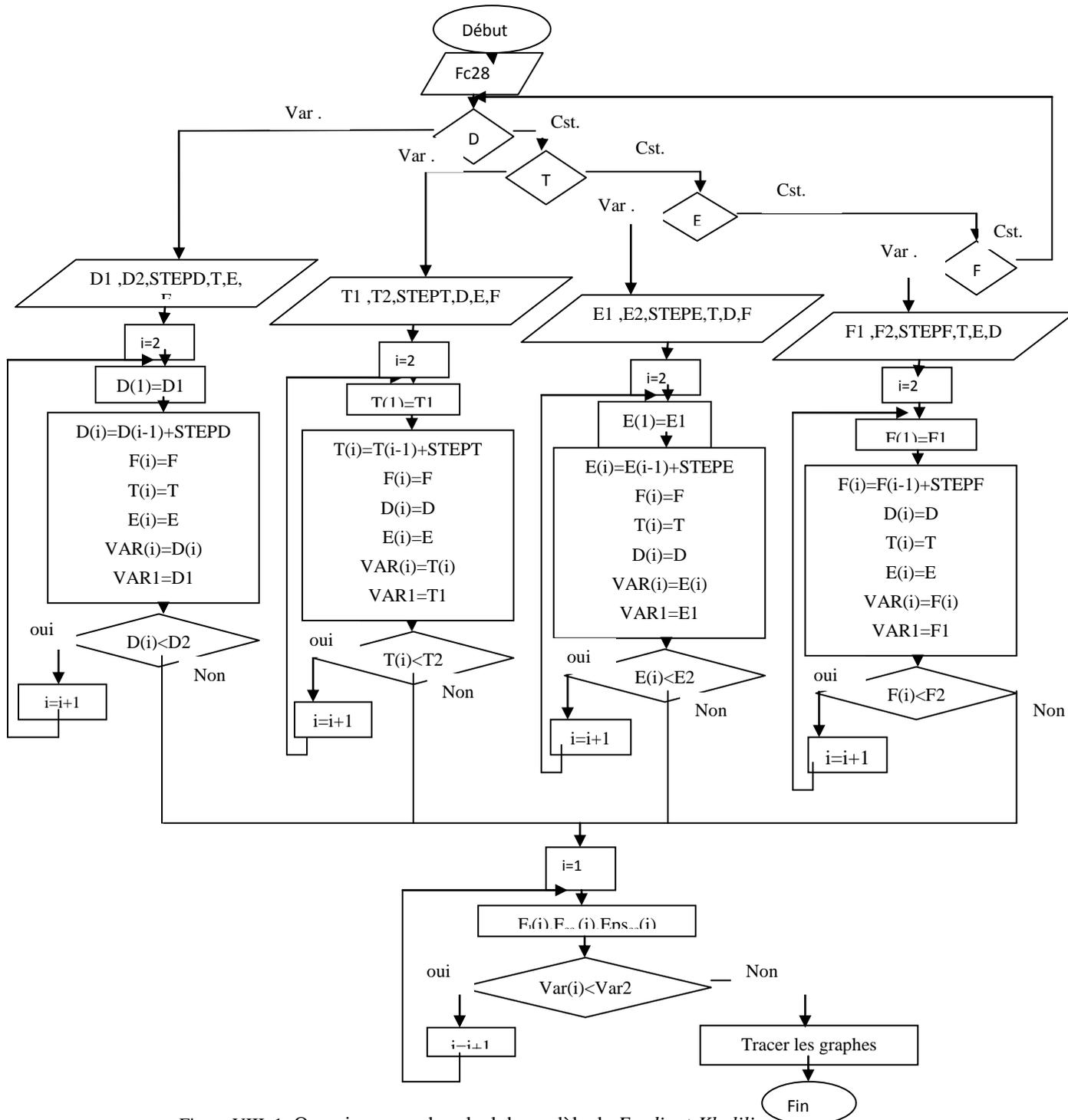


Figure VIII. 1: Organigramme de calcul de modèle de Fardis et Khalili.

Avec :

F_{c28} : contrainte caractéristique de béton à 28 jours

D : diamètre de cylindre.

D1, D2, STEPD : respectivement l'intervalle et le pas de variation du diamètre.

T : épaisseur de l'enveloppe de FRP.

T1, T2, STEPT : respectivement l'intervalle et le pas de variation de l'épaisseur de l'enveloppe de FRP.

E : Module d'élasticité de FRP utilisé.

E1, E2, STEPE : respectivement l'intervalle et le pas de variation du Module d'élasticité de FRP utilisé.

F : contrainte de traction dans l'enveloppe de FRP

F1, F2, STEPF : respectivement l'intervalle et pas de variation de contrainte de traction dans l'enveloppe de FRP.

Var : variable

Cst. : constante.

VIII.6. Interprétation et analyse des résultats

Pour chaque modèle, représenté dans le tableau ci-dessus [141], [146], [149], [151], [152], [153], [154] on a pu tracer les graphes concernant les différentes variations de la contrainte de confinement, de la déformation en fonction de la pression latérale de confinement. Pour une bonne analyse et une interprétation significative, une confrontation des différents résultats s'est imposé d'elle-même c'est la raison de l'existence des graphes ci-dessous.

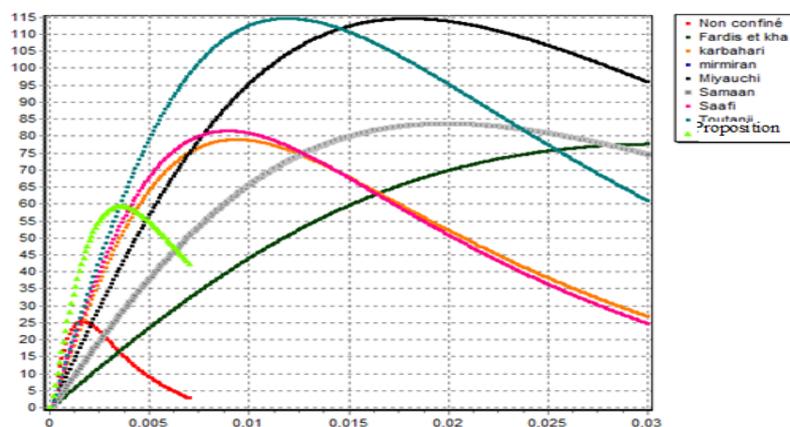


Figure VIII. 2: Variation de la contrainte fonction de la déformation.

La confrontation des courbes des différents modèles montrent que l'allure des graphes est similaire pour tous les modèles y compris celui qu'on a traité. A travers cette courbe la première observation est que, d'une part, le modèle proposé simule étroitement les résultats expérimentaux tant dans le domaine élastiques que dans le domaine élasto-plastique jusqu'au point de charge ultime, d'autre part, les modèles existants donnent une rigidité élastique et une force ultime beaucoup plus importante que les résultats expérimentaux

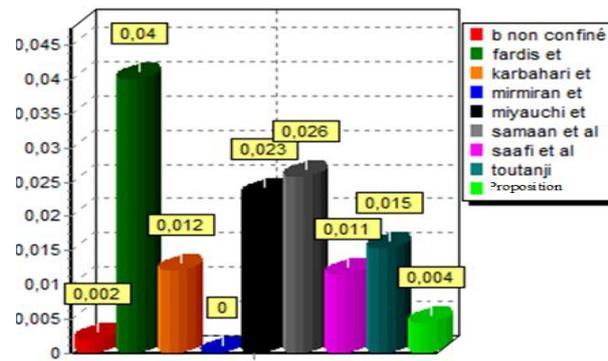
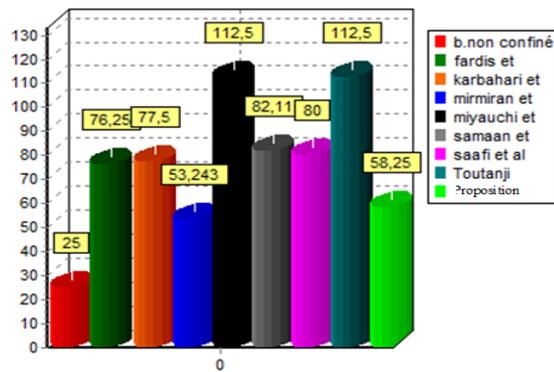


Figure VIII. 3: Histogramme des contraintes maximales f_{cc} . Figure VIII. 4: Histogramme des déformations maximales ϵ_{cc} .

Il nous a été permis de constater, dans ces histogramme, pour l'ensemble des modèles y compris celui de notre proposition, une augmentation de la pression de confinement qui entraîne à la fois une augmentation de la résistance à la compression et de la ductilité (déformation) des spécimens confinés avec ces matériaux par rapport aux spécimens non confinés. Cependant, les valeurs se distinguent d'un modèle à autre, cette différence peut s'expliquer par le fait que certains chercheurs ont utilisés des matériaux différemment (nombre de couches différents, emplacement, position ...), par conséquent la rigidité du confinement est modifiée et en plus la résistance à la compression et les déformations (axiale et radiales) à la rupture sont plus ou moins importantes.

Nous nous sommes aussi intéressés à l'effet du type de FRP utilisé dans les spécimens d'étude (expérimental), la courbe de confrontation entre l'acier, fibre de verre et fibre de carbone ainsi que celle de spécimen non confiné indique une même allure pour les différents matériaux, seulement les pics de contraintes sont plus importants pour les fibres de carbone et les fibres de verre comparativement aux aciers, ceci ne veut pas dire que l'apport positif de la grille métallique est remis en cause sauf que ces fibres présentent une amélioration en contraintes et déformations. La présence de cette grille métallique dans le béton lui confère une augmentation en contrainte de l'ordre de 40,74% et en terme de déformation de l'ordre de 33,33% ce qui est fort satisfaisant.

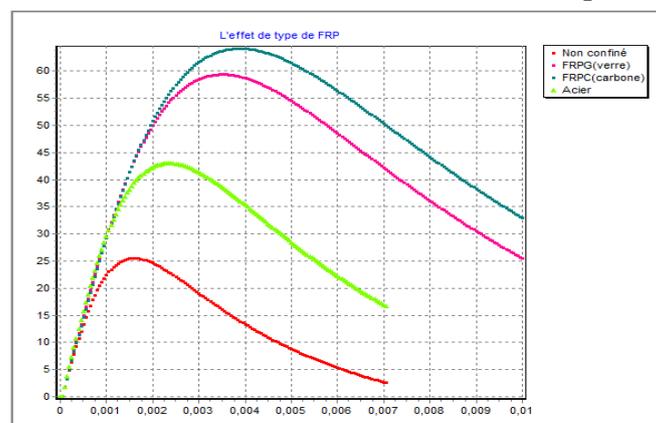
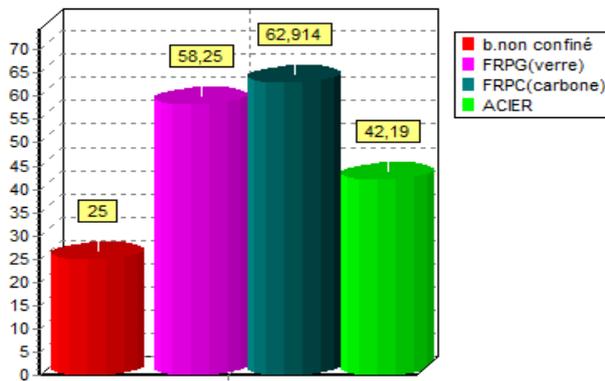
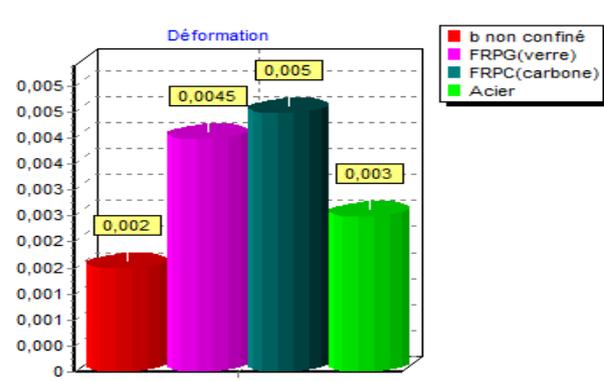


Figure VIII. 5: Variation de la contrainte en fonction de la déformation.

Figure VIII.6: Histogramme des contraintes maximales f_{cc} .Figure VIII.7: Histogramme des contraintes maximales f_{cc} .

VIII.7.Conclusion

Le modèle analytique développé offre des prédictions précises de la valeur f_{cc} et la valeur de ϵ_{cc} . Il permet de tenir compte du renforcement du squelette métallique incorporé dans la structure. Ce modèle de cylindre de béton confiné prend en compte la proportion du diamètre respectivement de béton et celui de la grille métallique

La comparaison entre le modèle proposé et les résultats expérimentaux montre un bon accord entre eux et valide le modèle présent, ce modèle permet de tracer le comportement d'élément de béton confiné jusqu'à la charge maximale. Pour l'ensemble de ces modèles, l'augmentation de la pression du confinement entraîne à la fois une augmentation de la résistance et de la ductilité des spécimens confinés avec des matériaux composites «PRF» et spécimens avec grilles métalliques par rapport aux spécimens non confinés.

Cependant, les résultats se diffèrent d'un modèle à un autre. Tous les modèles dépendent du type de FRP utilisé et de la méthode de confinement utilisée. Aussi, pour la même technique de confinement utilisée (procédé et matériaux), les différents modèles ne donnent pas la même valeur des résistances au pic et des déformations ultimes correspondantes. Ceci peut être expliqué par la non prise en compte de certains paramètres tels que (L'élancement géométrique L/D , les caractéristiques du béton non confiné, type de confinement externe ou interne, géométrie de la section considérée etc....).

La structure de l'étude présentée révèle uniquement une petite partie des aspects mécaniques du cylindre de béton confiné par des grilles métalliques. Les auteurs s'accordent sur le fait que d'autres paramètres dirigeant ce comportement doivent être étudiés pour avoir une avancée meilleure et connaître tout l'intérêt de cette technique.

References

- [140] **JG. MacGregor.**, Reinforced concrete: Mechanics and design. 3rd ed, 1997; 393.
- [141] **M, Saafi., A.H. Toutanji, and Z. Li**, ‘Behaviour of Concrete Columns Confined with Fibre Reinforced Polymer Tubes”, ACI Materials Journal, Vol. 96, No. 4, Ju1.-AUG. 1999,500-509 pp.
- [142] **S. A., Sheikh, S. M. Uzumeri**, "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No ST5, May 1980, 1079-1102 pp.
- [143] **F.E.Richart, A. Brandtzaeg, R.L. Brown**, “A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses’, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, 1928, Bulletin no 185, 104 p.
- [144] **R. Benzaid, N. E. Chikh, H. Mesbah**, “Behaviour of square concrete column confined with GERP composite wrap” Journal of civil engineering and management, 2008, 14 (2), 115-120.
- [145] **L. Lam, J.G. Teng**, .“ Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns” Journal of Reinforced Plastics and Composites 2003; 22; pp 1149-1186.
- [146] **M. Samaan ., A.Mirmiran ., M. Shahawy** , "Modeling of Concrete Confined by Fiber Composites". Journal of Structural Engineering, ACSE, 124(9): 1025–1031. 1998.
- [147] **S.A. Sheikh., V.Shahd., S.S.Khoury.**, "Confinement of High-strength Concrete Columns," A CI Structural Journal, 91 (1), 100-111. (1994).
- [148] **K. Ait tahar, A. Chateaneuf** , ‘Confinement of the Concrete Structures by Embedded Composite Grids” journal Key Engineering Materials Vol. 425, 2010 pp 195-216 , special volume is Trends in Composite Materials and their Design. Trans Tech Publications, Switzerland, ISSN: 1662-9795. www.scientific.net/ KEM. 425. 195.
- [149] **V.M. Karbahari, D.A. Eckel.**, "Strengthening of Concrete Column Stubs Through Resin Infused Composite Wraps". Journal of Thermoplastic Composite Materials, 6(2): 92–107. 1993.
- [150] **JB.Mander, MJN. Priestley, R. Park.**,”Theoretical stress strain model for confined concrete”. J struct Eng 1988;114(8):1804-49.
- [151] **MN.Fardis, HH.Khalili.**,”FRP-encased concrete as a structural material”. Mag Concrete Res 1982;34(12):191-202.
- [152] **A.Mirmiran , M. Shahawy.**, “Behavior of concrete columns confined by fiber composites”. Journal of Structural Engineering.ASCE 1997;Vol. 123. No.5, 583-590.

[153] **K Miyauchi, S. Inoue, T. Kuroda, A. Kobayashi.**, “Experimental study on the confinement effect of concrete cylinders confined by carbon fiber sheets”. Proc Jpn Conc Inst 2001;23 (1):856-70.

[154] **HA Toutanji.** “Stress strain characteristics of concrete columns confined with advanced fibber composite sheets”. ACI Mater J1999 ; (5-6):397-404.

CONCLUSION GENERALE

Conclusions Générales et Perspectives

CONCLUSIONS

La dégradation des structures en béton sous l'effet de plusieurs facteurs : séismes, intempéries, agressivité du milieu a donné un élan à l'idée du renforcement des éléments structuraux, vers une évolution incessante et variée ; une idée forte de laquelle il en ressort plusieurs travaux essayant de proposer des solutions techniques des plus efficaces et des plus économiques possibles. L'analyse critique et objective des différents travaux antérieurs a déjà démontré le potentiel de cette approche dans l'amélioration du comportement (résistance, ductilité,...) des structures en béton armé. Le contexte de l'étude effectuée dans le présent travail est essentiellement associé au problème de l'effet de cisaillement, cette étude a pour but la proposition d'une nouvelle technique qui s'inscrit dans le cadre de la reprise de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé, développé dans un essai de flexion simple. Nous nous sommes intéressés au problème de renforcement des poutres plus précisément en zones d'appuis, à cet effet, une technique intéressante et originale de confinement par des grilles métalliques, a été proposée et a fait l'objet d'une investigation expérimentale et théorique très poussée.

Cette thèse comporte deux grandes parties: une première qui consiste en une étude bibliographique qui nous a permis d'enrichir nos connaissances et de tracer le chemin tout au long de cette recherche, les principes de base du comportement en flexion et en cisaillement de la poutre (modes d'endommagements) ont été fidèlement présentés.

La deuxième partie quant-à elle est scindée en plusieurs sections, une première section ou nous avons présenté les différents essais expérimentaux réalisés. Pour ce faire, nous avons choisi en premier lieu de confectionner des cylindres de diamètre 160mm et de hauteur 320 mm afin de caractériser le béton utilisé (contrainte de compression, coefficient de poisson, module d'young...), la caractérisation de la grille métallique à mailles en forme de losange a été faite à l'aide de l'essai de traction, afin d'en déterminer ses propriétés physiques et mécaniques. Une attention particulière a été portée sur un essai qui concerne des poutres de section transversale de 10 x 20 mm avec une longueur de 120mm sous flexion « 4-points ». Ces essais nous ont permis de caractériser les résistances mécaniques et les déformations des poutres renforcées par des bielles confinés par des grilles métalliques.

Par ailleurs, à travers ce travail de recherche, nous avons eu comme objectif dans la section suivante de proposer un nouveau modèle de confinement empirique du type résistance et déformation. Ce modèle est basé sur les résultats des déformations et des contraintes des colonnes de béton renforcé par grille métallique soumises à des essais de compression axiale, il tient compte du diamètre de la grille dans le spécimen, de sa

densité volumique relative au béton (ρ_f), la nature ainsi que de la contrainte de traction f_{tg} de celle-ci. Afin de s'assurer que les résultats générés par l'expérimentation sont représentatifs, une modélisation numérique a été conduite à l'aide du logiciel Abaqus, cette étude a permis de valider la technique proposée puisque les résultats obtenus s'accordent relativement bien. Un dernier point a été abordé lors de cette étude, il consiste à réaliser une analyse paramétrique de différents modèles de confinement existants dans la littérature actuelle, à travers la mise au point d'un programme d'analyse en langage Delphi. La confrontation des différents résultats obtenus par les différents modèles de confinement des cylindres en béton par différents matériaux (enveloppes, grilles, ...) a mis en évidence l'écart dans l'estimation des valeurs des résistances ultimes et des déformations axiales correspondantes.

Sur la base de tous les résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'incorporation des grilles métalliques en zones d'appuis a fourni une augmentation substantielle des résistances mécaniques des poutres soumises à la flexion, elle est de l'ordre de 13Kn, cela est dû à la conjugaison des performances mécaniques de la grille utilisée et son rôle qui consiste à confiner le béton, ce qui lui confère une plus grande réserve de résistance.
- Un retardement d'apparition des premières fissures dans l'élément proposé par rapport à l'élément classique.
- La grille métallique constitue un frein pour la propagation des micros fissures et réduit l'ouverture de la fissure magistrale en zones proches d'appuis soumises à l'effort tranchant développé dans l'essai de flexion.
- Le champ de fissuration dans la poutre à ferrailage classique se propage au-delà du point d'application des forces contrairement à la poutre renforcée par bielles, qui par la position relevée de ces dernières à 45^0 assurent la couture des fissures qui sont provoqués dans cette zone par l'effort tranchant.
- La fissuration est plus diffuse et l'ouverture de celle-ci est de l'ordre de 1.6cm pour la poutre classique contre une ouverture de la fissure de 1cm pour la poutre avec bielles.
- Les poutres réalisées avec ces bielles supportent des efforts tranchants et des moments de flexion plus importants que ceux repris par les poutres ordinaires avec ferrailage classiques.
- Le modèle empirique développé offre des prédictions précises des contraintes et des déformations. Les valeurs calculées en utilisant le modèle sont relativement proches des résultats expérimentaux obtenus dans cette étude. En effet l'erreur relevé sur les contraintes entre le modèle théorique et l'expérimental s'est avéré de l'ordre de 6,53% ce qui est fort satisfaisant.

- La confrontation menée entre les valeurs de l'effort tranchant donnés par la théorie et celles de l'expérimental, montre une bonne concordance ; d'autant plus que l'erreur maximale commise est de l'ordre 7%, la valeur de l'effort tranchant expérimental et théorique est respectivement de 65,08Kn et 69,65Kn.

Ces résultats préliminaires encourageants sont appelés à être développés pour une meilleure appréhension du mode de comportement de telles structures.

PERSPECTIVES

Le travail présenté dans cette thèse nécessite, comme tout projet, des raffinements afin de pouvoir obtenir d'autres résultats importants et de tirer des conclusions encore plus précises. Ce travail futur s'inscrivant dans la suite du programme de notre recherche initié grâce à notre thèse est nécessaire afin d'étudier d'autres configurations d'essai de flexion ou d'étudier la possibilité de renforcer les poutres à l'effort tranchant, d'amorcer une étude réglementaire visant à établir des recommandations concernant les méthodes de calcul en flexion des poutres renforcées (ELU et ELS).

Les perspectives envisagées dans ce contexte peuvent être classées comme suit:

- Le modèle formulé afin d'estimer la résistance et la ductilité des colonnes renforcées par des grilles en s'appuyant sur les études antérieurs liées au béton confiné est en fonction de la taille de la maille des grilles, de la nature des grilles, de leur résistance f_f et de sa densité volumique relative au béton (ρ_f) sont des paramètres qu'il faut étudier pour une optimisation de l'apport des grilles et leur influence sur le degré de résistance et de ductilité de béton.
- Afin de tenir compte de l'incertitude et de la variabilité des données expérimentales (la géométrie de la section, les propriétés des matériaux mis en place, les conditions environnementales, les types ou intensité des chargements, etc.) et des résultats qui en découlent, il serait sage d'utiliser une approche de simulation de type Monte Carlo. Il s'agit, en fait, d'utiliser successivement le programme à un nombre élevé de fois en générant différentes données d'entrée pour une moyenne, un écart type et un type de loi de probabilité donnée. Cette approche permet d'observer l'influence de la variabilité de chacune des données d'entrée sur les divers résultats obtenus de l'analyse.
- Dans le but d'introduire plus de variables dans l'étude paramétrique et de raffiner de plus en plus le modèle proposé, il est nécessaire de développer un programme expérimental.
- Concernant la modélisation par simulation numérique, il serait fort intéressant de prendre en considération l'influence du maillage sur la réponse du matériau ainsi que les mécanismes de rupture à l'interface béton-grille.

- La généralisation et l'application de cette technique de renforcement à davantage d'éléments de structures serait très propice à plusieurs types d'amélioration et de confortement.