



UNIVERSITE DE LIEGE
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton

Par

TRAN The Truyen

Thèse présentée en vue de l'obtention
du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur

Jury:

Hervé DEGEE, Chercheur Qualifié FNRS à l'Université de Liège, Président

Robert CHARLIER, Professeur à l'Université de Liège, Promoteur

Viet Trung NGUYEN, Professeur à l'Université de Transport et de Communications
(Vietnam), Co-promoteur

Bernard ESPION, Professeur à l'Université Libre de Bruxelles

Panagiotis KOTRONIS, Professeur à l'Ecole Centrale de Nantes

Jean-Pierre JASPART, Professeur à l'Université de Liège

Vincent de VILLE de GOYET, Chargé de cours adjoint à l'Université de Liège, Bureau
d'Etudes Greisch (BEG), Professeur à CHEC-Paris (France)

Frédéric COLLIN, Chercheur Qualifié FNRS à l'Université de Liège

Année académique 2008-2009

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Département ArGEnCo de la Faculté des Sciences Appliquées (FSA) de l'Université de Liège (ULg), dans le cadre d'une thèse en co-tutelle dont le financement a été attribué par la DGCD (Direction Générale de la Coopération au Développement) via la CTB (Coopération Technique Belge). Je voudrais tout d'abord remercier le gouvernement belge qui m'a octroyé via la DGCD et la CTB une bourse de doctorat mixte. Grâce à celle-ci, j'ai pu entamer ma thèse de doctorat à l'ULg en septembre 2005.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance au professeur CHARLIER Robert pour m'avoir fait l'honneur de diriger mes travaux durant la thèse en tant que promoteur principal. Je le remercie chaleureusement pour sa confiance, son soutien, ses connaissances scientifiques ainsi que sa qualité d'encadrement.

Je suis très reconnaissant au professeur NGUYEN Viet Trung, qui a accepté de diriger cette thèse en tant que promoteur local durant mes séjours au Vietnam.

J'exprime également mes sincères remerciements au professeur NGUYEN Dang Hung, car c'est entre autres grâce à lui que j'ai pu travailler dans l'équipe du professeur CHARLIER.

Je remercie fortement le docteur COLLIN Frédéric, chercheur qualifié au FNRS à l'ULg, pour sa gentillesse et sa patience dans la correction des erreurs de programmation et de mes rédactions en français et en anglais. Je le remercie également pour sa participation dans le comité de thèse.

Je remercie également le docteur DEGEE Hervé chercheur qualifié au FNRS à l'ULg pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury. J'exprime aussi mes plus grands remerciements aux autres membres du comité de ma thèse, le professeur ESPION Bernard de l'Université Libre de Bruxelles (ULB), le professeur JASPART Jean-Pierre de l'ULg, le professeur de VILLE de GOYET Vincent de l'ULg et de CHEC, le professeur KOTRONIS Panagiotis de l'Ecole Centrale de Nantes.

Je tiens également à remercier les membres de l'équipe GeO³ pour leur aide lors de mes séjours à Liège. Merci donc à RADU Jean-Pol pour toute l'aide apportée, en particulier dans la partie numérique. Sa disponibilité et son attention ont été déterminantes pour l'apprentissage du code Lagamine. Je le remercie également pour le temps passé à la correction de la rédaction de ma thèse. Merci à GERARD Pierre pour sa gentillesse pour toutes les choses pour lesquelles j'ai eu besoin de lui, notamment dans la rédaction de la thèse. Merci aussi à DIZIER Arnaud et LEVASSEUR Séverine, ainsi que tous ceux ou celles qui ont fait partie de cette équipe, pour toutes les discussions excitantes que nous avons eues.

Je remercie Monsieur LE Huy Nhu, chef du Laboratoire LAS-XD125 de l'Ecole Supérieure de Génie Civil de Hanoi (ESGC), pour ses aides précieuses lors des travaux expérimentaux.

Je remercie le professeur TRAN Duc Nhiem et le professeur NGUYEN Ngoc Long de l'Université de Communications et de Transport (UCT) pour les conditions favorables qui m'ont été offertes lors de mes séjours au Vietnam.

Je remercie aussi les agents de la CTB à Hanoi et à Bruxelles pour leurs aides consciencieuses durant mes études au Vietnam et en Belgique. Merci donc à Madame TRAN Thanh Huong, Madame VASTENAVONDT Liesbet, Madame WINDY Daphnée et Monsieur De FRAYE Joachim.

Enfin, je réserve une mention très spéciale à ma femme et mon fils pour leur patience durant mes années de thèse, ainsi qu'à mes parents et toute ma famille pour leur soutien constant. Je leur dédie cette thèse.

RESUME

Ce travail comprend des études concernant l'endommagement, la rupture et leurs influences sur la perméabilité du béton. Des analyses théoriques et expérimentales ont été présentées pour mettre en évidence le mécanisme d'initiation et de propagation des fissures dans le béton, ainsi que l'évolution de la perméabilité de ce matériau sous l'action d'une charge et de la température.

Une étude bibliographique est d'abord réalisée. Elle constituera une base de connaissance bien utile pour les problèmes étudiés dans ce travail. Les comportements mécaniques, les modèles constitutifs du béton, notamment les modèles d'endommagement et de rupture, ont été analysés en détail. Le modèle Mazars a été choisi comme le modèle de référence pour le développement de nos recherches. L'évolution de la perméabilité du béton en fonction des charges mécaniques appliquées ou de la température est également abordée dans cette étude bibliographique.

Un programme d'essai a été réalisé pour déterminer les paramètres de ruptures de bétons ordinaires couramment utilisés au Vietnam. L'énergie de rupture, le facteur d'intensité de contrainte et la longueur caractéristique des zones de rupture ont été définis comme des fonctions de la résistance en compression et de la taille des éprouvettes d'essai. Une loi d'effet d'échelle est aussi établie pour les différents types bétons analysés.

L'approche non-locale dans l'intégration de la loi de comportement a été introduite dans le code aux éléments finis Lagamine, afin de tenir compte de la localisation de la déformation dans les zones endommagées du béton. Des exemples de simulations ont montré l'avantage du modèle d'endommagement non-local. Une analyse de sensibilité des résultats numériques avec les paramètres d'endommagement est réalisée et permet de déterminer ces paramètres par calage pour les bétons testés. Les jeux de paramètres ainsi obtenus ont été validés par comparaison entre les réponses numériques et expérimentales sur des poutres simples en béton armé.

Un deuxième programme d'essai a également été effectué dans ce travail pour étudier l'évolution de la perméabilité du béton sous l'action de la charge mécanique et de la température. Les valeurs de la perméabilité à l'eau et au gaz sont mesurées simultanément et permettent d'obtenir une comparaison relative. Ces résultats expérimentaux accompagnés d'autres résultats expérimentaux de la littérature ont été pris comme base pour la proposition des modèles mécaniques, thermiques et thermo-mécaniques d'évolution de la perméabilité du béton. L'évolution de la perméabilité est considérée non seulement comme une fonction de l'endommagement diffus, mais aussi de l'endommagement localisé. Afin de calculer les valeurs de la perméabilité du béton fissuré, la loi de Poiseuille a été utilisée. Une technique est alors proposée afin de pouvoir utiliser cette loi dans une approche continue. Cette loi pourrait alors être utilisée pour déterminer la perméabilité à travers un milieu fissuré.

Les lois d'évolution de la perméabilité proposées ont été implémentées dans le code Lagamine. Des exemples de simulation ont été réalisés pour calculer la perméabilité structurelle à travers des structures en béton d'une part sous chargement et d'autre part sous chargement et température simultanément.

MOTS CLES

Béton, rupture, endommagement, perméabilité, effet d'échelle, paramètres, calage, température, charge, eau, gaz, modèle, loi, comportement, pré-pic, post-pic, fissures.

ABSTRACT

This work concerns the study of the damage, the fracture and their effects on the permeability values of concrete. Theoretical and experimental analysis have been represented to clarify the mechanism of crack initiation and crack propagation in concrete as well as the evolution of permeability values of this material under the action of mechanical load and temperature.

A literature preview was carried out first to have a good background of considered problems in this work. Mechanical behaviors, constitutive models, especially damage and fracture models have been analyzed in detail. The Mazars damage model has been chosen as the base to develop further researches. The permeability of concrete was also mentioned in this study based on the published results in literature.

An experimental program has been carried out to determine fracture parameters of ordinary concretes commonly used in Vietnam. Fracture energy, stress intensity factor and characteristic length of fracture process zones were represented as functions of compressive resistance and structural dimensions. The size effect law was also established for considered concretes.

Nonlocal approach of integral formula was added in finite elements code Lagamine to take into account the strain localization in damaged zones of concrete. Some examples of simulation were realized to prove the advantages of nonlocal damage model. The dependence of numerical results on damage parameters was taken as a basis to carry out a calibrating process of these parameters for considered ordinary concretes. The obtained sets of damage parameters have been validated by a comparison of numerical responses beside experimental ones of simple reinforced concrete beams.

A second experimental program was also realized in this work to study the evolution of permeability of concrete under the action of mechanical loading and temperature. The values of water and gas permeability are measured in the same time to have a relative comparison of these ones. These experimental results together with experimental results in literature were taken as a basis of the proposition of some mechanical, thermo-mechanical models of fluid permeability of concrete. The evolution of permeability was considered not only as a function of diffuse damage but also localized damage. In order to calculate permeability values of cracked concrete, the Poiseuille law has been used, a technique was then proposed to be able to use this law in a continuous approach that could have a good prediction of permeability through cracked media.

The proposed laws of permeability were implanted in Lagamine code. Some examples of simulation have been carried out to calculate the structural permeability through concrete structures under mechanical action and under thermo-mechanical action.

KEY WORDS

Concrete, fracture, damage, permeability, size effect, parameters, calibration, temperature, load, water, gas, model, law, behavior, pre-peak, post-peak, cracks.

TABLE DES MATIERES

RESUME-ABSTRACT.....	i
TABLE DES MATIERES.....	iii
TABLE DES FIGURES.....	viii
TABLE DES NOTATIONS.....	xvi
INTRODUCTION	xxiii
1. Introduction générale	xxiii
2. Objectives.....	xxiv
2. Plan du travail.....	xxv
CHAPITRE I – ASPECTS THEORIQUES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	1
1.1. Généralité sur le comportement mécanique du béton	3
<i>1.1.1. Introduction.....</i>	<i>3</i>
<i>1.1.2. Compression uniaxiale.....</i>	<i>3</i>
<i>1.1.3. Traction directe.....</i>	<i>4</i>
<i>1.1.4. Traction par fendage.....</i>	<i>5</i>
<i>1.1.5. Traction par flexion.....</i>	<i>5</i>
<i>1.1.6. Comportement multiaxial.....</i>	<i>6</i>
1.2. Les modèles constitutive du béton et de l’acier.....	8
<i>1.2.1. Les modèles de comportement du béton.....</i>	<i>8</i>
1.2.1.1.Comportement du béton selon la loi élastique.....	8
1.2.1.2 Comportement du béton selon la loi de rupture.....	9
1.2.1.3. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique.....	11
1.2.1.4. Comportement du béton selon la loi élasto-endommageable.....	12
1.2.1.5. Comportement du béton selon la loi de couplage.....	13
1.2.1.6. Quelques modèles spéciaux.....	14
<i>1.2.2. Les modèles de comportement des armatures d’acier.....</i>	<i>15</i>
<i>1.2.3. Les modèles de l’interaction "béton-armatures d’acier".....</i>	<i>16</i>
1.2.3.1. Représentation géométrique de l’armature de l’acier dans le béton.....	16
1.2.3.2. Représentation de la liaison "béton – acier".....	16
1.3. Rupture et endommagement du béton.....	17
<i>1.3.1. Rupture du béton, aspect théorique et expérimental.....</i>	<i>17</i>
1.3.1.1. Rappel de la théorie de la rupture.....	17
1.3.1.2. Modélisation du béton selon la théorie de la mécanique de la rupture.....	19

1.3.1.3. Effet d'échelle et modèle SEM.....	25
1.3.1.4. Travail expérimental pour déterminer les paramètres de rupture du béton.....	28
1.3.2. Modèles d'endommagement du béton	33
1.3.2.1. Rappel de la théorie de l'endommagement du béton.....	33
1.3.2.2. Modèles typiques de l'endommagement du béton.....	34
1.3.3. Localisation de la déformation et techniques de régularisation.....	40
1.3.3.1. La localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton.....	40
1.3.3.2. Les techniques de régularisation	41
1.4. Microstructure du béton, couplage multiphysiques de la perméabilité du béton.....	44
1.4.1. Caractéristiques microstructurales du béton.....	44
1.4.1.1. Phases de la structure du béton.....	44
1.4.1.2. Porosité.....	45
1.4.1.3. Tortuosité.....	45
1.4.1.4. Connectivité.....	45
1.4.1.5. Pression capillaire.....	45
1.4.2. Influence des actions mécaniques sur la microstructure du béton.....	45
1.4.3. Influence de la température sur la microstructure du béton.....	46
1.4.3.1. Modifications physico-chimiques dans la pâte de ciment.....	46
1.4.3.2. Effet de la température sur les granulats.....	47
1.4.3.3. Dégradation de l'interface granulats – pâte de ciment.....	47
1.4.3.4. Évolution de la porosité.....	48
1.4.3.5. Distribution de la taille des pores.....	48
1.4.4. Ecoulement en milieux poreux du béton.....	49
1.4.4.1. Perméabilité du béton.....	49
1.4.4.2. Loi Darcy de l'écoulement des fluides dans le milieu poreux.....	49
1.4.4.3. Ecoulement visqueux du gaz	49
1.4.4.4. Ecoulement par glissement du gaz.....	51
1.4.4.5. Détermination de la perméabilité intrinsèque du béton.....	51
1.4.5. Perméabilité du béton sous l'action mécanique.....	53
1.4.5.1. Perméabilité au gaz.....	53
1.4.5.2. Perméabilité à l'eau.....	54
1.4.5.3. Modèles mécaniques sur l'évolution de la perméabilité.....	55

1.4.6. Perméabilité du béton sous l'action de la température.....	57
1.4.6.1. Perméabilité au gaz.....	57
1.4.6.2. Perméabilité à l'eau.....	58
1.4.6.3. Modèles thermiques sur l'évolution de la perméabilité.....	58
1.4.7. Perméabilité du béton sous l'action thermo-mécanique.....	59
1.4.7.1. Evolution de la perméabilité sous l'action thermo-mécanique.....	59
1.4.7.2. Modèles thermo-mécaniques de la perméabilité du béton.....	60
1.5. Conclusion du chapitre I	61
CHAPITRE II – ETUDE EXPERIMENTALE DE LA DETERMINATION DES PARAMETRES DE RUPTURE DES BETONS ORDINAIRES.....	63
2.1. Introduction.....	65
2.2. Sur les bétons ordinaires au Vietnam	65
2.2.1. Constituants du béton.....	65
2.2.1.1. Ciment.....	65
2.2.1.2. Constituants fins.....	65
2.2.1.3. Granulats.....	66
2.2.1.4. Adjuvants	66
2.2.1.5. Eau.....	66
2.2.2. Soins du béton après le coulage.....	67
2.2.3. Détermination des caractéristiques mécaniques du béton	67
2.2.3.1. Résistance en compression.....	67
2.2.3.2. Résistance en traction.....	68
2.3. Travail expérimental de détermination des paramètres de rupture du béton.....	68
2.3.1. Introduction.....	68
2.3.2. Planning pour les essais.....	69
2.3.2.1. Choix des éprouvettes pour les essais.....	69
2.3.2.2. Choix des bétons ordinaires.....	70
2.3.3. Préparation des éprouvettes.....	70
2.3.4. Détermination de la résistance en compression.....	70
2.3.5. Détermination de la résistance en traction.....	72
2.3.6. Détermination des paramètres de rupture.....	73
2.3.7. Essais de détermination des paramètres de rupture.....	75
2.3.7.1. Protocole d'essai.....	75
2.3.7.2. Résultats d'essai.....	78
2.4. Calcul des paramètres de rupture du béton.....	79

2.4.1. Calcul de l'énergie de rupture G_f selon le modèle SEM.....	79
2.4.2. Calcul des paramètres de rupture K_C et G_C	90
2.5. Analyses de l'effet d'échelle.....	95
2.6. Sur le comportement post-pic des bétons.....	99
2.6.1. Introduction.....	99
2.6.2. Essai pour déterminer les paramètres de rupture.....	100
2.6.3. Résultats obtenus.....	100
2.7. Conclusion du chapitre II	104
CHAPITRE III – MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BETON SELON DES LOIS D'ENDOMMAGEMENT.....	105
3.1. Simulation numérique de l'endommagement du béton	107
3.1.1. Introduction.....	107
3.1.2. Implantation du modèle de Mazars dans le code aux éléments finis Lagamine.....	107
3.1.3. Implantation de l'approche non locale dans le code Lagamine.....	108
3.1.4. Exemples de simulation de l'endommagement du béton.....	108
3.1.3.1. Simulation avec le modèle d'endommagement local.....	108
3.1.3.2. Simulation avec le modèle d'endommagement non locale.....	114
3.1.5. Influence des paramètres d'endommagement sur la courbe "P – V".....	118
3.2. Calage des paramètres du modèle d'endommagement non local.....	123
3.2.1. Principes de calage des paramètres d'endommagement.....	123
3.2.2. Travail expérimental.....	123
3.2.3. Simulation numérique.....	123
3.3. Validation du résultat obtenu.....	127
3.3.1. Travail expérimental.....	127
3.3.2. Travail expérimental pour vérifier les résultats numériques.....	130
3.4. Conclusion du chapitre III	135
CHAPITRE IV – ETUDE EXPERIMENTALE DE LA PERMEABILITE AU GAZ ET A L'EAU DU BETON SOUS L'ACTION MECANIQUE ET DE LA TEMPERATURE.....	137
4.1. Introduction.	139
4.2. Préparation pour les essais.....	139
4.2.1. Bases pour le planning d'essai.....	139
4.2.2. Préparation des éprouvettes.....	140
4.2.2.1. Béton.....	140
4.2.2.2. Eprouvettes.....	140
4.2.3. Préparation des équipement de mesure.....	143

4.3. Mesure de la perméabilité au gaz du béton	143
4.3.1. Principe de la détermination de la perméabilité au gaz.....	143
4.3.2. Protocole d'essai.....	143
4.3.3. Résultats et discussions.....	145
4.3.4. Synthèse.....	156
4.4. Mesure de la perméabilité à l'eau du béton	157
4.4.1. Principe de la détermination de la perméabilité à l'eau.....	157
4.4.2. Protocole d'essai.....	157
4.4.3. Résultats et discussions.....	161
4.4.4. Synthèse.....	168
4.5. Conclusion du chapitre IV	169
CHAPITRE V – MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AU GAZ DU BETON SOUS L'ACTION MECANIQUE ET DE LA TEMPERATURE.....	171
5.1. Lois d'interaction perméabilité-endommagement du béton.....	173
5.1.1. Introduction.....	173
5.1.2. Proposition d'une loi couplant la perméabilité et l'endommagement du béton.....	174
5.1.3. Loi perméabilité – endommagement pour le béton M30.....	178
5.1.4. Couplage perméabilité-température-endommagement du béton.....	185
5.1.5. Exemples de calcul de l'évolution de la perméabilité dans les structures en béton...	186
5.1.6. Synthèse.....	196
5.2. Vers une méthode pour déterminer la perméabilité du béton fissuré.....	196
5.2.1. Une approche pour déterminer la perméabilité structurelle du béton fissuré.....	196
5.2.2. Exemple de calcul de la perméabilité structurelle du béton fissuré.....	200
5. 3. Conclusion du chapitre V	203
CHAPITRE VI – CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	205
6.1. Synthèse.....	207
6.2. Contribution de la thèse.....	210
6.2. Perspectives.....	211
REFERENCES.....	213
ANNEXE.....	223

TABLE DES FIGURES

Figure	Signification	Page
<i>Figure 1.1</i>	<i>Phases du comportement en compression du béton</i>	3
<i>Figure 1.2</i>	<i>Boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression (Karsal (1969))</i>	4
<i>Figure 1.3</i>	<i>Comportement en traction directe du béton (Terrien (1978))</i>	4
<i>Figure 1.4</i>	<i>Comportement en traction indirecte par fendage (Picandet (2001))</i>	5
<i>Figure 1.5</i>	<i>Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b)</i>	5
<i>Figure 1.6</i>	<i>Comportement en traction par flexion sous charge cyclique (Reinhardt (1996))</i>	6
<i>Figure 1.7</i>	<i>Comportement multiaxial du béton (Reinhardt (1996), Hus (2000))</i>	7
<i>Figure 1.8</i>	<i>Comportement en compression triaxial axisymétrique du béton (Reynouard (2005))</i>	7
<i>Figure 1.9</i>	<i>La transition du comportement du béton de la fragilité à la ductilité selon l'augmentation de la pression de confinement (Reynouard (2005))</i>	8
<i>Figure 1.10</i>	<i>Loi élastique du béton</i>	8
<i>Figure 1.11</i>	<i>Champ de contrainte selon LEFM (singularité au fond de la fissure)</i>	9
<i>Figure 1.12</i>	<i>Les modèles non linéaires de fissuration</i>	10
<i>Figure 1.13</i>	<i>Les techniques de régularisation pour les modèles (Jirasek (2004))</i>	11
<i>Figure 1.14</i>	<i>Loi plastique Drucker-Prager (A), loi de rupture Rankine (B)</i>	11
<i>Figure 1.15</i>	<i>Loi élasto-plastique composite de Feentra & de Borst (1995)</i>	12
<i>Figure 1.16</i>	<i>Représentation de la loi de couplage du béton</i>	13
<i>Figure 1.17</i>	<i>Modèle Microplane (Bazant & Os (1985))</i>	14
<i>Figure 1.18</i>	<i>Modèle de fissuration intégrée ECEM (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001))</i>	15
<i>Figure 1.19</i>	<i>Loi élasto-parfaitement plastique (a) et élasto-plastique avec écrouissage (b)</i>	15
<i>Figure 1.20</i>	<i>Représentation des armatures d'acier dans le béton: (a) discontinue, (b) continue.</i>	16
<i>Figure 1.21</i>	<i>Représentation des éléments de liaison béton-acier (Mehlhorn & al (1986))</i>	17
<i>Figure 1.22</i>	<i>Représentation des modes de rupture du béton</i>	17
<i>Figure 1.23</i>	<i>Représentation dans les coordonnées polaires de la distribution du champ de contrainte au fond de la fissure</i>	18
<i>Figure 1.24</i>	<i>Représentation de la zone de rupture au fond de la fissure</i>	20

Figure 1.25	Représentation de l'énergie de rupture G_F	22
Figure 1.26	Représentation de la zone de rupture pour le modèle discontinu	22
Figure 1.27	Représentation bilinéaire de la fonction $\sigma = \sigma(w)$	23
Figure 1.28	Représentation de la zone de rupture pour le modèle faible continu	23
Figure 1.29	Représentation de l'énergie unitaire G_F/h	24
Figure 1.30	Description du modèle TPM selon Jenq & Shah (1985)	25
Figure 1.31	Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes (Hermite 1973)	26
Figure 1.32	Redistribution du champ de contrainte dans la zone FPZ autour de la fissure selon Bazant (1984)	26
Figure 1.33	Loi d'effet d'échelle de Bazant (1984)	27
Figure 1.34	Courbe charge-déplacement et le travail de rupture W_F	30
Figure 1.35	Poutres entaillées sur trois points	31
Figure 1.36	Représentation de l'énergie de rupture partielle G_f et l'énergie de rupture totale G_F (Bazant (2002))	32
Figure 1.37	Endommagement du béton en compression, en traction (a) et la modélisation uniaxiale selon la mécanique de l'endommagement (b)	33
Figure 1.38	Surface d'endommagement de Mazars (1984)	35
Figure 1.39	Relation contrainte - déformation linéaire (a) ou exponentielle (b) (Jirasek (2004))	36
Figure 1.40	Fonctions prépondérantes (Jirasek (2004))	37
Figure 1.41	Endommagement du béton avec l'effet unilatéral (La Borderie (1991))	39
Figure 1.42	Courbe charge-déplacement du béton en traction directe (a) et en flexion (b) (Jirasek (2002))	40
Figure 1.43	Régularisation du champ de déplacement et de déformation (Jirasek (2004))	42
Figure 1.44	Phases constituant la structure du béton	44
Figure 1.45	Les phases de comportement mécanique du béton	46
Figure 1.46	Perte de masse des types de granulats selon la température (a) - Harmathy & Allen (1973), (b) - Schneider (1982)	47
Figure 1.47	Variation de la porosité du béton en fonction de la température (Kalifa (1998))	48
Figure 1.48	Distribution de la taille des pores en fonction de la température (a). Vodak & al (2004), b. Choinska (2006)	48
Figure 1.49	Deux méthodes pour mesurer la perméabilité dans le laboratoire	50
Figure 1.50	Profil de la vitesse des écoulements visqueux et par glissement (Picandet (2001))	51
Figure 1.51	Approche Klinkenberg pour déterminer la perméabilité intrinsèque à partir de la perméabilité apparente (cas d'un écoulement laminaire) (Chatzigeorgiou (2004))	52

Figure 1.52	Approche Klinkenberg modifiée pour déterminer la perméabilité intrinsèque à partir de la perméabilité apparente (cas d'un écoulement turbulent) (Chatzigeorgiou (2004)).	52
Figure 1.53	Evolution de la perméabilité selon le niveau de contrainte (a). Résultat de Hearn & al (1998); (b). Résultat de Sugiyama (1996)	53
Figure 1.54	Evolution de la perméabilité sous chargement et déchargement (Choinska (2006))	53
Figure 1.55	Evolution de la perméabilité résiduelle selon la contrainte relative (Kermani (1991))	54
Figure 1.56	Essai BIPÉDE et résultat obtenu de la perméabilité à l'eau (Gérard (1996))	54
Figure 1.57	Evolution de la perméabilité moyenne en fonction de l'endommagement (Chatzigeorgiou (2005))	55
Figure 1.58	Evolution de la perméabilité au gaz en fonction de la température (a). Tsimbrovska (1998); (b). Lion & al (2005)	57
Figure 1.59	Evolution de la perméabilité au gaz sous température et après refroidissement (Choinska (2006))	58
Figure 1.60	Evolution de la perméabilité au gaz en fonction de la déformation axiale sous la température 105°C et 150°C (Choinska (2006))	59
Figure 1.61	Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative à différente température (Choinska (2006))	60
Figure 2.1	Granulométrie du sable	66
Figure 2.2	Granulométrie des granulats	66
Figure 2.3	Schéma d'essai pour déterminer la résistance en traction f'_c	67
Figure 2.4	Flexion 3 points de la poutre entaillée	68
Figure 2.5	Les éprouvettes pour les essais dans le laboratoire	69
Figure 2.6	Fabrication des éprouvettes de poutre entaillée	71
Figure 2.7	Fabrication des éprouvettes cylindriques	71
Figure 2.8	Fabrication des éprouvettes de poutre entière	72
Figure 2.9	Compression des éprouvettes cylindriques 15 x 30cm.	72
Figure 2.10	Schéma d'essai de flexion des poutres entières sur quatre points	73
Figure 2.11	Essai de flexion des poutres entières sur quatre points	74
Figure 2.12	Accroissement de f'_t en fonction de f'_c	75
Figure 2.13	Schéma de dispositions des équipements	75
Figure 2.14	Vue générale des équipements pour l'essai de flexion des poutres entaillées	76
Figure 2.15	Fixation des capteurs de mesure sur les éprouvettes	76
Figure 2.16	Disposition des éprouvettes en cours de chargement	77
Figure 2.17	Rupture totale des éprouvettes après l'essai	77
Figure 2.18	Droite de régression linéaire pour le béton M20	82

Figure 2.19	<i>Droite de régression linéaire pour le béton M25</i>	82
Figure 2.20	<i>Droite de régression linéaire pour le béton M30</i>	83
Figure 2.21	<i>Droite de régression linéaire pour le béton M35</i>	83
Figure 2.22	<i>Droite de régression linéaire pour le béton M40</i>	84
Figure 2.23	<i>Droite de régression linéaire pour le béton M50</i>	84
Figure 2.24	<i>Droite de régression linéaire de Bazant & al (1987) montrée dans la recommandation de RILEM (1991)</i>	85
Figure 2.25	<i>Détermination du module d'élasticité des bétons à partir des relations "P-V"</i>	88
Figure 2.26	<i>Variation de G_f et G_F en fonction f'_c</i>	89
Figure 2.27	<i>Accroissement de E en fonction de f'_c</i>	90
Figure 2.28	<i>Variation de K_C en fonction de f'_c</i>	91
Figure 2.29	<i>Variation de K_C en fonction de W</i>	92
Figure 2.30	<i>Variation de G_C en fonction de f'_c</i>	93
Figure 2.31	<i>Variation de G_C en fonction de W</i>	93
Figure 2.32	<i>Accroissement de l_{ch} en fonction de f'_c</i>	94
Figure 2.33	<i>Variation de la contrainte nominale en fonction de la taille des éprouvettes</i>	97
Figure 2.34	<i>Variation de la contrainte nominale en fonction de la taille des éprouvettes (dans un système de coordonnées logarithmique)</i>	98
Figure 2.35	<i>Résultats expérimentaux de la relation "P-V" pour le béton M50 (taille T4)</i>	99
Figure 2.36	<i>Parabole hypothétique basée sur le comportement d'adoucissement post-pic</i>	99
Figure 2.37	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M50)</i>	100
Figure 2.38	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M40)</i>	101
Figure 2.39	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M35)</i>	101
Figure 2.40	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M30)</i>	102
Figure 2.41	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M25)</i>	102
Figure 2.42	<i>Relation complète "P-V" des poutres de différentes dimensions (Béton M20)</i>	103
Figure 3.1	<i>Définition de la barre en traction directe avec une section réduite (a) et le maillage d'éléments finis (b)</i>	109
Figure 3.2	<i>La déformation ε_x et de l'endommagement D (Loi locale)</i>	109
Figure 3.3	<i>Relation entre la charge et le déplacement axial "P-V" de la barre (Loi locale)</i>	110
Figure 3.4	<i>Géométrie du problème (a) et maillage d'éléments finis (b)</i>	110

Figure 3.5	La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entière (Loi locale)	111
Figure 3.6	Relation entre la charge et la flèche "P-V" de la poutre entière (Loi locale)	112
Figure 3.7	Définition de la poutre entaillée (a) et le maillage des éléments finis (b)	112
Figure 3.8	La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entaillée (Loi locale)	113
Figure 3.9	Relation entre la charge et la flèche "P-V" des poutres entaillées (Loi locale)	113
Figure 3.10	La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) (Loi non locale)	114
Figure 3.11	Relation entre la charge et le déplacement axial "P-V" de la barre (Loi non locale)	115
Figure 3.12	La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entière (Loi non locale)	116
Figure 3.13	Relations entre la charge et le déplacement vertical "P-V" de la poutre entière (Loi non locale)	116
Figure 3.14	La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entaillée (Loi non locale)	117
Figure 3.15	Relations entre la charge et le déplacement vertical "P-V" de la poutre entaillée (Loi non locale)	118
Figure 3.16	Poutre entaillée sur trois points (a), le maillage d'élément finis (b), l'endommagement D (c) et la déformation ϵ_x (d)	119
Figure 3.17	Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V": Variation de la longueur interne l_c	120
Figure 3.18	Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V": Variation du seuil d'endommagement ϵ_{D_0}	120
Figure 3.19	Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V": Variation du paramètre A_T	121
Figure 3.20	Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V": Variation du paramètre B_T	121
Figure 3.21	Calage des relations "P-V" numériques et expérimentales (T4)	124
Figure 3.22	Calage des relations "P-V" numériques et expérimentales (T3)	125
Figure 3.23	La forme et les dimensions des poutres en béton armé	127
Figure 3.24	Disposition de chargement des éprouvettes de poutres en béton armé	128
Figure 3.25	Endommagement et rupture des poutres sans étriers	128
Figure 3.26	Endommagement et rupture des poutres avec étriers	129
Figure 3.27	Le maillage des éléments finis des poutres en béton armé	130
Figure 3.28	L'endommagement, la localisation de la déformation comparée avec la distribution expérimentale des fissures des poutres <u>sans</u> étriers	131
Figure 3.29	Relation "P-V" des poutres <u>sans</u> étriers J0-M25	132
Figure 3.30	Relation "P-V" des poutres <u>sans</u> étriers J0-M35	132

Figure 3.31	<i>L'endommagement, la localisation de la déformation comparée avec la distribution expérimentale des fissures des poutres <u>avec</u> étriers</i>	133
Figure 3.32	<i>Relation "P-V" des poutres <u>avec</u> étriers J1-M25</i>	134
Figure 3.33	<i>Relation "P-V" des poutres <u>avec</u> étriers J1-M35</i>	134
Figure 4.1	<i>Définition des éprouvettes et l'écoulement du fluide à travers des éprouvettes</i>	140
Figure 4.2	<i>Deux directions de mesure de la perméabilité à l'eau</i>	141
Figure 4.3	<i>Les moules pour fabriquer les éprouvettes</i>	141
Figure 4.4	<i>Les éprouvettes pour la mesure de la perméabilité du béton</i>	142
Figure 4.5	<i>Schéma de disposition de la mesure de la perméabilité au gaz du béton</i>	144
Figure 4.6	<i>Vue générale des équipements pour la mesure de la perméabilité au gaz</i>	144
Figure 4.7	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 25^\circ\text{C}$)</i>	147
Figure 4.8	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 25^\circ\text{C}$)</i>	148
Figure 4.9	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 60^\circ\text{C}$)</i>	148
Figure 4.10	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 60^\circ\text{C}$)</i>	149
Figure 4.11	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 105^\circ\text{C}$)</i>	149
Figure 4.12	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 105^\circ\text{C}$)</i>	150
Figure 4.13	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 150^\circ\text{C}$)</i>	150
Figure 4.14	<i>Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m ($T= 150^\circ\text{C}$)</i>	151
Figure 4.15	<i>Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative</i>	152
Figure 4.16	<i>Evolution de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la contrainte relative</i>	153
Figure 4.17	<i>Accroissement de la perméabilité en fonction de la contrainte relative</i>	153
Figure 4.18	<i>Accroissement de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la contrainte relative</i>	154
Figure 4.19	<i>Evolution de la perméabilité (résiduelle) selon la température</i>	154
Figure 4.20	<i>Variation de la saturation du béton en fonction de la température</i>	155
Figure 4.21	<i>Variation de la perméabilité initiale K_o en fonction de la saturation du béton</i>	156
Figure 4.22	<i>Schéma de disposition de la mesure de la perméabilité à l'eau du béton</i>	157
Figure 4.23	<i>Vue générale des équipements pour la mesure de la perméabilité à l'eau</i>	158

Figure 4.24	Versement de la paraffine liquide dans la cellule de mesure	158
Figure 4.25	Blocage des couvercles des cellules de mesure	158
Figure 4.26	Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.4\sigma_{max}$	161
Figure 4.27	Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.4\sigma_{max}$	161
Figure 4.28	Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.7\sigma_{max}$	162
Figure 4.29	Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.7\sigma_{max}$	162
Figure 4.30	Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.8\sigma_{max}$	163
Figure 4.31	Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.8\sigma_{max}$	163
Figure 4.32	Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.9\sigma_{max}$	164
Figure 4.33	Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.4\sigma_{max}$	165
Figure 4.34	Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau	166
Figure 4.35	Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau	166
Figure 4.36	Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte relative (direction P1)	167
Figure 4.37	Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte relative (direction P2)	168
Figure 5.1	Relations entre l'accroissement de la perméabilité et l'endommagement diffus	175
Figure 5.2	Hypothèse de l'équivalence entre une bande de microfissures et une macro fissure	176
Figure 5.3	Extension des lois proposées pour l'endommagement plus grand	178
Figure 5.4	Evolution de la perméabilité du béton au gaz à $T = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ avec la contrainte relative	179
Figure 5.5	Ajustement d'une fonction puissante de l'évolution de la perméabilité ($\theta \geq 0.7$)	179
Figure 5.6	Ajustement d'une fonction exponentielle de l'évolution de la perméabilité ($\theta \geq 0.7$)	180
Figure 5.7	Corrélation entre la contrainte pré-pic et l'endommagement diffus	181
Figure 5.8	Evolution de la perméabilité du béton en fonction de l'endommagement diffus	183
Figure 5.9	Accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus	183
Figure 5.10	Extension de la loi proposée pour l'endommagement plus grand (diffus et localisé)	184

Figure 5.11	Accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus aux différentes températures	185
Figure 5.12	Accroissement de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de l'endommagement aux différentes températures	186
Figure 5.13	Définition du disque en traction par fendage (a) et le maillage des éléments finis (b)	187
Figure 5.14	Zones endommagées $D \in [0,1]$ (a), Zone de localisation de la déformation $\varepsilon \in [-2E-3, 4.6E-3]$ (b)	187
Figure 5.15	Relation entre la charge P et le déplacement latéral maximal Dx_{max}	188
Figure 5.16	Relation entre la charge P et le déplacement vertical maximal Dy_{max}	188
Figure 5.17	Distribution des valeurs de la perméabilité à travers le disque en béton	189
Figure 5.18	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de la charge appliquée P	190
Figure 5.19	Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de la charge appliquée P	191
Figure 5.20	Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de l'endommagement maximal D_{max}	191
Figure 5.21	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de l'endommagement maximal D_{max}	192
Figure 5.22	Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement vertical maximal Dy_{max}	192
Figure 5.23	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement vertical maximal Dy_{max}	193
Figure 5.24	Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement latéral maximal Dx_{max}	193
Figure 5.25	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement latéral maximal Dx_{max}	194
Figure 5.26	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du COD	194
Figure 5.27	Courbe d'ajustement des résultats expérimentaux de Choinska & al (2008)	195
Figure 5.28	Evolution de du flux total du gaz K_T en fonction du COD	195
Figure 5.29	Hypothèse de l'égalité de la perméabilité à travers un milieu fissuré	197
Figure 5.30	Trois zones de comportement du béton selon la loi d'endommagement non-local	198
Figure 5.31	Relation entre les déplacements $\delta_{rés}$ (μm) et δ_x (μm)	199
Figure 5.32	Relation entre la longueur de la fissure l_f (μm) et le déplacement δ_x (μm)	200
Figure 5.33	Evolution de la perméabilité du béton fissuré K_f avec l'endommagement D	201
Figure 5.34	Evolution de la perméabilité du béton endommagé K_D avec l'endommagement D	201
Figure 5.35	Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} du béton en fonction de l'endommagement maximal D selon deux approches de calcul	202

TABLE DES NOTATIONS

A. LETTRES GRECQUES

Symbole	Unité	Signification	Page
α	-	a_{oi} / W_i	31
α	-	Paramètre de la loi (1.91)	56
α	-	Paramètre de la loi (5.1)	175
$\alpha(x, \xi)$	-	Fonction prépondérante	37
$\alpha_o(r)$	-	Fonction non-négative	37
$\alpha_{T,C}$	-	Paramètres du modèle Mazars	35
β	-	Variable entière	34
β	-	Paramètre de la loi (1.91)	56
β	-	Paramètre de cisaillement	36
β	-	Nombre de fragilité	27
β	-	Paramètre de la loi d'évolution de la perméabilité	56
β	-	Coefficient de Klinkenberg	51
β	-	Paramètres de Barry	55
$\beta_T(+), \beta_C(-)$	-	Coefficients concernant l'inélasticité du béton	38
$\delta_{rés}$	μm	Déplacement résiduel	199
δ_x	μm	Déplacement latéral selon la direction x	199
Δ	μm	Distance moyenne entre les fissures	56
ε	-	Déformation	3
$\tilde{\varepsilon}$	-	Déformation équivalente	34
$\bar{\varepsilon}$	-	Déformation équivalente nonlocale	35
ε_c	-	Déformation critique correspondant à w_c	24
ε_c	-	Déformation critique	3
ε_{cs}	-	Déformation critique de l'acier	127
ε_{Do}	-	Seuil d'endommagement initial	34
ε^e	-	Déformation élastique	38

ε_i	-	Déformation principale	34
ε^p	-	Déformation plastique	38
ε_x	-	Déformation latérale selon la direction x	199
θ	-	Contrainte relative	180
γ	-	Paramètres de Barry	55
$\Psi(x-s)$	-	Fonction prépondérante	36
κ	-	Coefficient d'écrouissage	43
λ	-	Facteur de la largeur de la bande microfissure	176
μ	Pa.s	Viscosité dynamique	49
ξ	-	Facteur de forme	56
ρ	kg/m ³	Densité du gaz (fluide)	55
ρ	kg/m ³	Densité du béton	108
$\bar{\sigma}$	MPa	Contrainte effective	34
σ	MPa	Contrainte	3
σ	MPa	Contrainte nominale	34
σ^-	MPa	Contrainte négative	38
σ^+	MPa	Contrainte positive	38
σ_f	MPa	Contrainte de fermeture des fissures	38
σ_{max}	MPa	Contrainte maximale	3
σ_N	MPa	Contrainte nominale	27
σ_N	MPa	Contrainte de traction	26
σ_o	MPa	Seuil initial de plasticité	43
σ_y	MPa	Limite d'élasticité de Tresca	21
σ_y	MPa	Seuil de plasticité en cours	43
τ	-	Tortuosité	45
ν	-	Coefficient Poisson	3
Ω	-	Volume de la structure	36
ω_i	-	Volume associé au point Gauss considéré	108

B. LETTRES LATINES

Symbole	Unité	Signification	Page
a	mm	Longueur de la fissure	18
a, b, c	-	Les paramètres de la parabole hypothétique (2.23)	99
a _e	cm	Longueur de la fissure effective	25
a _o	cm	Longueur de la fissure initiale	28
A, C	-	Les coefficients de la courbe de régression de Bazant	31
A _C , B _C	-	Coefficients de compression du modèle Mazars	35
A _D	-	Paramètre matériel de Gawin	56
A _i , B _i	-	Paramètres du modèle Mazars	38
A _{liga}	mm ²	Aire du ligament du spécimen d'essai	30
A _T	-	Paramètre matériel de Gawin	58
A _T , B _T	-	Coefficients de traction du modèle Mazars	35
b	-	Nombre des branches	45
B	mm	Largeur (épaisseur) de la section transversale	31
B _i	-	Largeur des poutres entaillées	31
B _o	mm	Paramètre du matériau de SEM	27
C	-	Connectivité	45
C _{ijkl}	-	Matrice de rigidité	34
C _T	-	Paramètre matériel de Gawin	58
CTODc	-	Valeur critique de CTOD	24
d _c	cm	Diamètre des éprouvettes en compression uniaxiale	69
d _o	-	Paramètre du matériau de SEM	27
D	-	Variable d'endommagement total	35
D _C	-	Variable d'endommagement en compression	35
D _{chim}	-	Endommagement thermo-chimique	60
D _d	mm	Diamètres du disque en béton	50
d _{max}	mm	Dimension maximale des granulats	23
D _{max}	-	Endommagement maximal	191
D _{meca}	-	Endommagement mécanique	50
D _T	-	Variable d'endommagement en traction	35
D _{ther}	-	Endommagement thermo-mécanique	60
D _x	mm	Déplacement latéral	192
D _y	mm	Déplacement vertical	192
e	%	Porosité	56

e_t	cm	Largeur des spécimens pour la traction en flexion	69
E	MPa	Module d'élasticité	3
E_D	MPa	Module d'élasticité du matériau endommagé	34
E_o	MPa	Module d'élasticité initiale	34
$f(\alpha)$	-	Fonction des caractéristiques des éprouvettes	32
f'_c	MPa	Résistance en compression du béton	19
f'_t	MPa	Résistance de flexion du béton	19
f_y	MPa	Seuil de plasticité de l'acier	127
F	-	Fonction seuil d'endommagement	35
$g_o(\alpha)$	-	Fonction géométrique	32
G_C	J/m ²	Énergie de rupture critique (LEFM)	21
G_f	J/m ²	Énergie de rupture partielle	31
G_F	J/m ²	Énergie de rupture totale	22
G_i	J/m ²	Énergie de rupture	19
h	mm	La largeur de la zone d'évolution de la rupture FPZ	23
H	MPa	Module de plasticité	43
H	mm	Hauteur des spécimens cylindriques creusés	50
H_c	cm	Hauteur des spécimens pour la compression uniaxiale	69
H_t	cm	Hauteur des spécimens pour la traction en flexion	69
J	-	Matrice Jacobien	108
k	-	Déformation maximale atteint dans l'histoire de chargement	36
K	m ²	Perméabilité du béton	49
K_a	m ²	Perméabilité apparente	51
K_C	MPa.m ^{1/2}	Facteur d'intensité de contrainte critique (LEFM)	28
K_D	m ²	Perméabilité du béton endommagé	189
K_C^e	MPa.m ^{1/2}	Facteur d'intensité de contrainte critique de ECM	25
K_f	m ²	Perméabilité du béton fissuré	197
K_i	MPa.m ^{1/2}	Facteur d'intensité de contrainte du Mode I	19
K_v	m ²	Perméabilité intrinsèque	146
K_{moy}	m ²	Perméabilité structurelle moyenne	189
K_{max}	m ²	Perméabilité maximale	180
K_{min}	m ²	Perméabilité minimale	182
K_o	m ²	Perméabilité initiale	168
K_C^s	MPa.m ^{1/2}	Facteur d'intensité de contrainte critique de TPM	17
K_T	m ²	Flux total du gaz	189
K_u	m ²	Perméabilité ultime du béton complètement détérioré	55
K_v	m ²	Perméabilité intrinsèque	51

l_c	m	Longueur interne	36
l_{ch}	m	Longueur caractéristique	31
l_f	mm	Longueur de la fissure	199
l_p	m	Longueur de la zone d'évolution de la rupture (FPZ)	22
L	mm	Longueur projetée de L_c en ligne droite	45
L	mm	Epaisseur du disque en béton	50
L_c	mm	Longueur réelle du parcours d'un fluide	45
L_i	mm	Longueur des poutres entaillées	69
L_{liga}	mm	Longueur du ligament du spécimen d'essai	30
L_p	-	Largeur de la plaque (Figure 1.32)	26
L_t	cm	Longueur des spécimens pour la traction en flexion	69
M_{mg}	-	Masse molaire du fluide	50
$M20 \div M50$	-	Notations des marques de béton utilisées	70
M_{max}	Nm	Moment maximal	28
n	-	Nombre de noeuds	45
p	-	Porosité	45
P	N	Charge	5
P	Pa	Pression du gaz	49
$P1$	-	Direction de compression	141
$P2$	-	Direction latérale	141
P_1	Pa	Pression du gaz en amont	50
P_2	Pa	Pression du gaz en aval	50
P_c	Pa	Pression capillaire	45
P_{eau}	Pa	Pression de l'eau	45
P_{gaz}	Pa	Pression du gaz	45
P_i	N	Charge de rupture de chaque éprouvette	31
P_m	Pa	Pression moyenne du gaz	50
P_{max}	N	Charge maximale (charge au pic), charge ultime	5
P_u	N	Charge ultime	27
Q	m^3	Débit volumique du fluide	50
Q_1	m^3	Débit du gaz en amont	50
r	mm	Rayon d'interaction	37
r	mm	Rayon interne des spécimens cylindriques creusés	50
R	Mm	Rayon maximal	37
R	-	Constante du gaz parfait	50
R	mm	Rayon externe des spécimens cylindriques creusés	50
S	m^2	Surface normale à la direction du flux	49

S_D	mm^2	Aire des zones endommagées	34
$S_{D=1}$	mm^2	Aire des zones fissurées imaginaires	197
S_f	mm^2	Aire des zones fissurées	197
S_i	mm	Portée des poutres entaillées	69
S_t	cm	Portée des éprouvettes en flexion	69
S_T	mm^2	Aire totale	34
t	s	Temps	36
t	mm	Epaisseur de la poutre	29
T	°C	Température	50
T1, T2, T3, T4	-	Notation des poutres entaillées	69
t_n	mm	Epaisseur de la fissure	29
T_o	°C	Température initiale	58
$\text{Tr}(\sigma)$	MPa	Trace du tenseur de contrainte	38
[u]	mm	Ouverture de la fissure	56
v	m/s	Vitesse du fluide	49
V	m	Flèche	5
V_p	mm^3	Volume des vides du béton	45
V_r	mm^3	Volume représentatif	36
V_t	mm^3	Volume total	45
w	Mm	Ouverture de la fissure	22
w_c	mm	Ouverture critique de la fissure	22
w_{oi}	cm	Largueur de la fissure initiale	70
W	Mm	Hauteur, longueur de la section transversale	29
W	mm	Dimension caractéristique de la structure	27
W_F	J	Travail de rupture totale	30
W_i	mm	Hauteur des poutres entaillées	31
X	-	Variable de la ligne régression	31
Y	-	Variable de la ligne régression	31
$Y(W,a)$	-	Fonction géométrique	21
Y_i	-	Variable d'endommagement	38
Y_{oi}	-	Seuil initial d'endommagement	38
Z_i	-	Vitesse d'écrouissage	38
∇P	-	Gradient de pression	50
ΔP	-	Gradient de la pression piézométrique	50

C. ABBREVIATIONS

Abréviations	Signification	Page
22TCN-18-79	- Old Bridge Specification of Vietnam	67
22TCN-272-05	- New Bridge Specifications of Vietnam	67
AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials	68
ASTM	- American Society for Testing and Materials	65
BHP	- Béton à Haute Performance	175
BO	- Béton Ordinaire	175
CBM	- Crack Band Model	9
CCM	- Cohesive Crack Model	21
CMOD	- Crack Mouth Opening Displacement	25
COD	- Crack Opening Displacement	194
CTOD	- Crack Tip Opening Displacement	24
ECEM	- Embedded Crack Elements Model	10
ECM	- Effective Crack Model	10
FCM	- Fictitious Crack Model	10
FPZ	- Fracture Process Zone	14
LAS-XD125	- Engineering Laboratory for Testing and Pathology, University of Civil Engineering, Hanoi, VN.	70
LEFM	- Linear Elastic Fracture Mechanics	19
MRCM	- Modified Rotating Crack Model	10
NFM	- Nonlinear Fracture Mechanics	9
RILEM	- Réunion Internationale des Laboratoire d'Essais et de Recherche sur les Matériaux et Les Constructions	68
SEM	- Side Effect Model	10
TCVN	- Norme Vietnamiennne	66
TPM	- Two-Parameters Model	10
WFM	- Work of Fracture Method	30

INTRODUCTION

1. Introduction générale

De nos jours, de nouvelles approches dans l'analyse de la résistance des structures en béton s'avèrent nécessaires pour augmenter la précision, la fiabilité des calculs et la durabilité des ouvrages. Le comportement et les modèles constitutifs du béton sont l'objet de nombreuses recherches durant ces dernières années, avec comme objectif principal l'obtention de simulations fournissant des réponses les plus proches possibles du comportement réel du béton. Le béton est un matériau hétérogène, constitué de structures en béton et en béton armé. Dans la phase pré-pic, le comportement du béton peut être reproduit de façon satisfaisante par des modèles linéaires ou non-linéaires. Les effets de l'environnement peuvent être considérés comme non importants dans cette phase. Cependant, dans la phase post-pic, l'endommagement et ensuite la rupture ont pour effet de faire perdre au béton son caractère homogène : les microfissures et les fissures font augmenter la porosité et facilitent donc les actions défavorables de l'environnement. Cela a des répercussions sur la qualité du béton, mais également sur la qualité des armatures en acier. L'étude du comportement du béton lors de la phase post-pic est donc nécessaire pour pouvoir comprendre le mécanisme d'initiation et de propagation des fissures dans le béton, ainsi que les influences sur les structures des éventuelles interactions avec l'environnement auxquelles le béton peut être soumis.

Le béton peut être considéré comme un matériau quasi-fragile. Nous allons donc nous baser sur les théories de la mécanique de l'endommagement et de la rupture pour développer les modèles constitutifs de comportement du béton. Des études théoriques et expérimentales doivent être effectuées, d'une part pour obtenir les paramètres d'entrée des modèles constitutifs et d'autre part pour évaluer la précision des résultats numériques obtenus. Par rapport à d'autres approches de modélisation du comportement du béton, l'approche endommagement – rupture a été développée pour expliquer l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton. Pour ce cas, on considère que la dégradation du béton débute quand il y a des microfissures qui apparaissent dans les zones les plus défavorables de la structure. C'est également le début de l'endommagement dans le béton. Après le pic de chargement, les microfissures se localisent et créent des macrofissures. Cette étape correspond à la dernière partie de la phase post-pic du comportement du béton. La rupture est alors finalement obtenue dans le béton. Le paramètre caractéristique de ce processus est l'énergie de la rupture.

Pour pouvoir utiliser efficacement la méthode des éléments finis dans la modélisation de l'endommagement et de la rupture du béton, les modèles d'endommagement respectant la continuité du milieu de calcul comme celui de Mazars (1984) sont conseillés. La localisation de la déformation dans les zones endommagées est prise en compte par des techniques de régularisation où la formule intégrale est constatée comme la plus générale. Des études expérimentales sont aussi nécessaires pour la détermination des paramètres de rupture et le calage des paramètres d'endommagement. De plus, au niveau structurel, les résultats expérimentaux sont utilisés pour vérifier les résultats numériques.

Une éventuelle dégradation du béton diminue l'imperméabilité de ce matériau contre les attaques de l'eau et du gaz. C'est la cause, non seulement de la corrosion du béton et de l'acier dans les structures en béton, mais aussi des fuites de fluides toxiques en provenance

d'ouvrages particuliers tels que les centrales nucléaires. Une étude de l'évolution de la perméabilité du béton depuis l'état sain jusqu'à l'état totalement endommagé est donc nécessaire pour contrôler le débit du fluide qui pénètre dans le béton sous diverses actions mécaniques.

À côté des actions mécaniques, la température a aussi des influences considérables sur la dégradation du béton et par conséquent sur sa perméabilité. Il est donc intéressant de tenir compte de ces effets dans les calculs de la perméabilité du béton.

Dans le cadre de cette thèse en co-tutelle, les travaux présentés dans ce mémoire s'intéressent donc à l'endommagement, la rupture et les interactions avec la perméabilité du béton, en particulier pour des bétons ordinaires du Vietnam. Nos approches consistent à faire des études numériques et expérimentales de ces problèmes. Les travaux expérimentaux sont réalisés principalement au Vietnam. Les simulations sont réalisées avec le code aux éléments finis Lagamine développé par l'équipe Geo³-Université de Liège.

2. Objectifs

Dans cette thèse, nous étudions l'endommagement et la rupture du béton et leurs influences sur la perméabilité du béton. Les objectifs de notre travail sont les suivants:

- + La réalisation d'une analyse bibliographique des comportements mécaniques principaux et des modèles constitutifs du béton. Cette étude débouche sur le choix d'un modèle typique utilisé comme référence pour développer ensuite des modèles de couplage.
- + La détermination expérimentale des paramètres mécaniques principaux, à savoir des paramètres de rupture et des paramètres d'endommagement des types de béton couramment utilisés au Vietnam.
- + L'implémentation des lois d'endommagement du béton, en prenant en compte le phénomène de localisation de la déformation dans le code aux éléments finis Lagamine. Cette implémentation est validée par des exemples de simulation du comportement du béton en traction et en compression. L'évaluation de la convergence des résultats obtenus est étudiée.
- + L'analyse des résultats numériques (les courbes charge-flèche, la position et la direction des fissures) dans le cas des poutres en béton armé, en comparant les résultats des simulations avec les résultats d'essais réalisés au laboratoire.
- + L'analyse théorique et expérimentale de l'évolution de la perméabilité du béton sous l'action mécanique et de la température, afin de déterminer des lois mécaniques et thermo-mécaniques d'évolution de la perméabilité du béton. L'objectif est de proposer un modèle plus efficace que les lois déjà présentées dans la littérature.
- + L'implémentation de la loi mécanique proposée d'évolution de la perméabilité dans le code aux éléments Lagamine et la validation de celle-ci par des simulations simples d'évolution de la perméabilité structurelle à travers des structures en béton.

3. Plan du travail

La thèse est organisée en six chapitres, abordant trois problèmes principaux du béton: l'endommagement, la rupture et la perméabilité.

Dans le chapitre I, nous faisons la synthèse et l'analyse des comportements mécaniques fondamentaux du béton en compression, en traction et en flexion. Les modèles constitutifs sont ensuite analysés du plus simple au plus complexe, afin de mettre en évidence les avantages et les inconvénients ainsi que le champ d'application de chacun de ces modèles. Les modèles de comportement des armatures d'acier sont aussi abordés. Les aspects théoriques et expérimentaux de la rupture et l'endommagement du béton sont présentés en détail dans ce chapitre à partir de résultats publiés dans la littérature. La microstructure du béton et les influences des effets mécaniques et thermo-mécaniques sur la perméabilité du béton sont également analysés dans ce chapitre.

Dans le chapitre II, nous présentons des essais réalisés pour déterminer les paramètres de rupture de six types de béton couramment utilisés au Vietnam, dont la résistance en compression varie de 20 MPa à 50 MPa. Des caractéristiques mécaniques fondamentales des bétons comme les résistances en traction et en compression sont aussi déterminées et des relations sont établies entre ces paramètres et les paramètres de rupture. L'effet d'échelle est ensuite étudié en se basant sur le modèle d'effet d'échelle SEM. Dans la dernière partie de ce chapitre, une méthode de remplissage de la courbe *charge – flèche* du béton est présentée. Cette méthode est nécessaire à la détermination des paramètres d'endommagement réalisée dans le chapitre suivant.

Dans le chapitre III, l'implémentation des lois d'endommagement dans le code aux éléments finis Lagamine est réalisée. Des exemples de simulation du comportement du béton dans des structures classiques sont présentés et permettent de valider le modèle non local. La détermination des paramètres d'endommagement de six types de béton est ensuite réalisée. Ces paramètres sont validés par une comparaison des résultats numériques et expérimentaux des poutres en béton armé.

Au chapitre IV, un programme d'essai pour déterminer l'évolution de la perméabilité à l'eau et au gaz du béton sous l'action mécanique et de la température est présenté. Le béton considéré est de marque M30 ($f_c \approx 30$ MPa) et fait partie des six types de béton utilisés dans les chapitres précédents. Les résultats obtenus dans ce chapitre seront pris en compte pour une proposition de lois d'interaction entre l'endommagement et la perméabilité dans le chapitre V.

Dans le chapitre V, une proposition de lois d'interaction entre l'endommagement, la température et la perméabilité au gaz du béton est présentée. Une méthode utilisant l'approche continue dans la détermination de la perméabilité à travers du béton fissuré est également exposée. La validation des modèles proposés est finalement réalisée au travers d'exemples de simulation numérique où la perméabilité structurelle est calculée à travers un disque en béton lors d'un essai de fendage sous l'action mécanique.

Dans le chapitre VI, des conclusions importantes de notre travail et des résultats obtenus sont proposées, ainsi que des perspectives pour de futures recherches sur ce sujet.

CHAPITRE I

Aspects théoriques et étude bibliographique

CHAPITRE I

ASPECTS THEORIQUES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. GÉNÉRALITÉS SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON

1.1.1. Introduction

Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les murs de soutènement, le soutènement des tunnels... présentent des résistances à la compression f'_c variant de 20 à 50 MPa. Ces structures, qui doivent supporter des charges extérieures importantes, doivent être fabriqués avec des bétons de grande résistance. Par contre, pour des structures secondaires, des bétons avec des résistances à la compression simple f'_c de l'ordre de 25MPa sont suffisants. Dans ce chapitre, un résumé des caractéristiques principales du comportement mécanique du béton sera présenté, basé sur nos expériences au laboratoire et les résultats publiés par différents auteurs dans la littérature.

1.1.2. Compression uniaxiale

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générales de résistance du béton.

Plusieurs études dans la littérature comme celles de Hsu (1963) et Benouniche (1978) ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uniaxiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée (Figure 1.1).

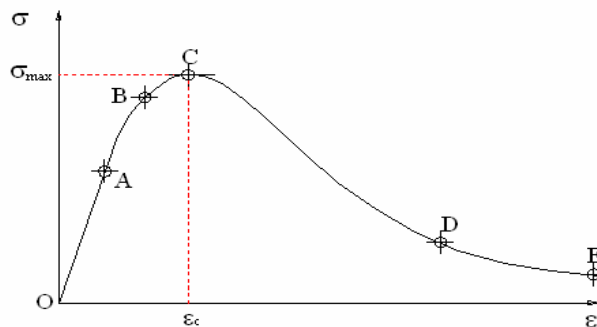


Figure 1.1 – Phases du comportement en compression du béton

Sur la Figure 1.1, l'on représente généralement les phases de comportement:

- + Comportement linéaire ou quasi-linéaire (OA), jusqu'à ce que $\sigma = (0.4-0.5)\sigma_{max}$. Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν du béton. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement.
- + Apparition de microfissures (AB). On considère que cette phase correspond à $\sigma = (0.5-0.8)\sigma_{max}$. Le coefficient de Poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité diminue légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente, tandis que la déformation latérale reste nulle. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton.

- + Développement rapide des microfissures (BC), pour $\sigma = (0.8-1.0)\sigma_{\max}$. Le coefficient de Poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors que l'on constate une forte diminution du module d'élasticité.
- + Apparition et propagation de macrofissures due à la localisation de la déformation (CD). La déformation augmente fortement, tandis que le module d'élasticité diminue jusqu'à s'annuler.
- + Augmentation très rapide de la déformation tandis que la contrainte diminue lentement (DE). La vitesse de propagation des fissures diminue suite à la friction entre les granulats. Cette friction transmet une résistance aux lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la contrainte.

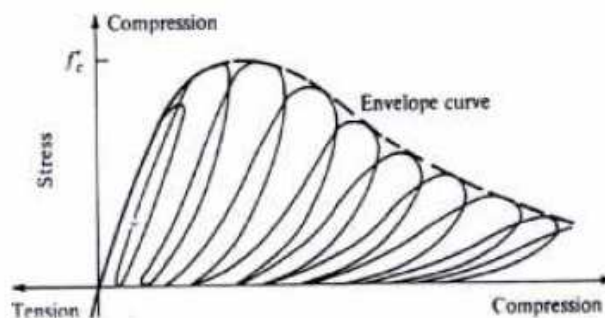


Figure 1.2 – Boucles d’hystérésis sous charge cyclique en compression (Karsal (1969))

Les essais de compression du béton sous charge cyclique ont montré la présence de boucles d’hystérésis assez importantes durant le processus de chargement – déchargement (Figure 1.2). L’amplitude de ces hystérésis influence considérablement le comportement à la rupture du béton. Cette hystérésis peut être expliquée par l’importante friction existant entre les fissures lors de leurs ouvertures – fermetures. Cette friction produit des effets viscoplastiques.

1.1.3. Traction directe

Les essais de traction directe du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériau. Les résultats d’essais réalisés par Berthaud (1988), Terrien (1980) ou Gerard (1996) ont démontré qu’un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic (Figure 1.3). Le module d’élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic.

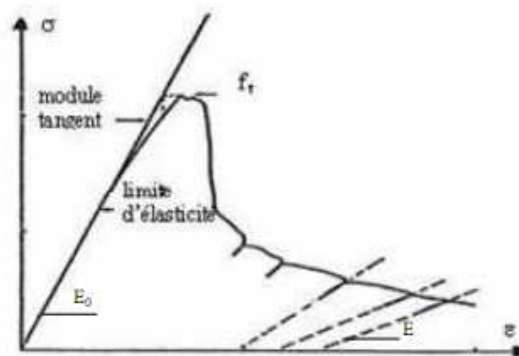


Figure 1.3 – Comportement en traction directe du béton (Terrien (1980))

Les essais de traction directe du béton sont assez peu réalisés et les résultats obtenus dépendent fortement de la méthode d'essai.

1.1.4. Traction par fendage

La résistance à la traction du béton peut être évaluée par fendage d'éprouvettes cylindriques.

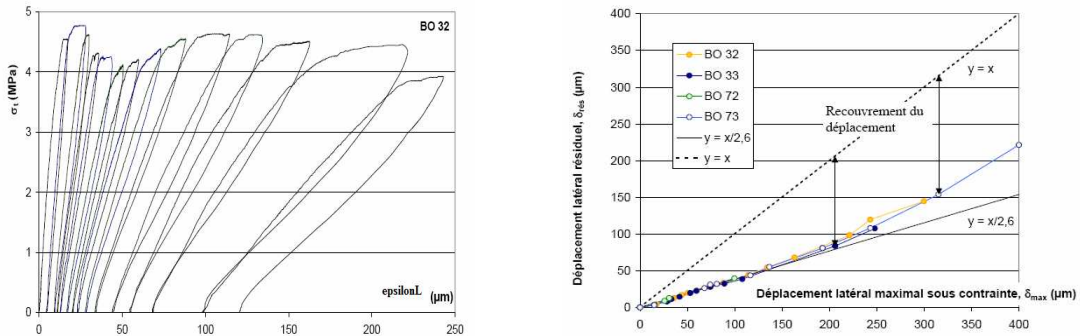


Figure 1.4 – Comportement en traction indirecte par fendage (Picandet (2001))

La résistance du béton est normalement évaluée à partir de la déformation latérale de l'échantillon (Picandet (2001)). L'hétérogénéité du champ de contrainte le long du diamètre de rupture et la rupture de traction non typique ont limité l'utilisation des résultats de ces essais dans les calculs d'application. Les résultats de Picandet (2001) (Figure 1.4) ont montré que la déformation résiduelle latérale d'un cylindre en traction par fendage est approximativement égale à la moitié de la déformation latérale sous chargement.

1.1.5. Traction par flexion

Les essais de traction par flexion sont utilisés très couramment au laboratoire pour déterminer la résistance en traction du béton, en raison de la simplicité de ces essais et de leur capacité à représenter presque exactement le comportement réel du béton dans des structures de génie civil. Les éprouvettes peuvent être fléchies sur trois ou quatre points. Sur la Figure 1.5, les résultats d'un essai de traction par flexion sur 3 points sont présentés sous la forme charge P en fonction de la flèche de l'éprouvette V .

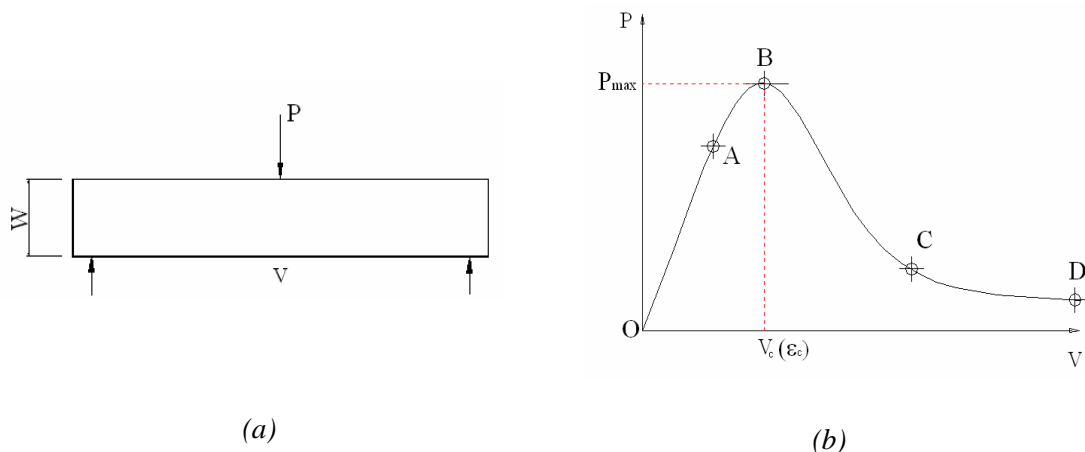


Figure 1.5 – Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b)

Les comportements du béton en flexion peut être décomposé en plusieurs phases (Figure 1.5) (Karihaloo (1995), Bernard (2000)) comme suit:

- + Comportement linéaire (OA), tant que quand $P < (0.7-0.8)P_{max}$. Présence de microfissures superficielles sur l'éprouvette, mais le module d'élasticité (E) reste constant.
- + Apparition de microfissures à l'intérieur de l'éprouvette, caractérisé par un comportement non linéaire pré-pic (AB). On considère que cette phase s'étend pour $P = (0.75-1)P_{max}$. La propagation des microfissures engendre un endommagement diffus du béton. Le module d'élasticité diminue légèrement et des déformations résiduelles apparaissent.
- + Accumulation de microfissures (autour du point B). Ces microfissures tendent vers des fissures concentrées. La localisation de la déformation provoquant un endommagement important apparaît.
- + Déformation d'adoucissement (BC). Les zones de localisation de la déformation apparaissent clairement avec plusieurs microfissures concentrées. Le module d'élasticité diminue fortement. Des macrofissures sont créées par l'accumulation des microfissures, tandis que les granulats empêchent la propagation des macrofissures.
- + Augmentation très rapide de la déformation d'adoucissement, tandis que la charge diminue lentement (CD). La vitesse de propagation des fissures diminue vu la friction existant entre les granulats. Cette friction transmet une résistance entre les lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la charge.

Les essais de traction par flexion sous charge cyclique de Reinhardt (1996) (Figure 1.6) ont montré une augmentation considérable de la déformation résiduelle, tandis que les boucles d'hystérésis observées sont plus petites que celles obtenues lors de l'essai en compression.

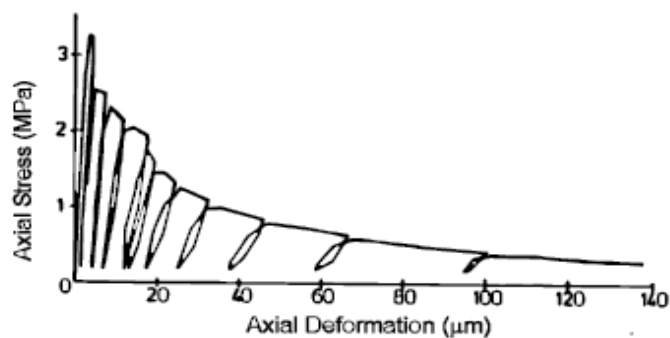


Figure 1.6 – Comportement en traction par flexion sous charge cyclique (Reinhardt (1996))

On trouve que le rapport entre la résistance directe f_t et la résistance en compression f'_c du béton varie de 0.05 à 0.1 et selon ACI (American Concrete Institute), la résistance en traction par fendage $f_{t-f} \approx 0.3(f'_c)^{3/2}$.

1.1.6. Comportement multiaxial

Le comportement multiaxial du béton est assez complexe. Plusieurs essais ont été réalisés, mettant en évidence le comportement biaxial (Hus (2000)) ou comportement triaxial (Burlion (2000)) du béton.

Les résultats de l'essai biaxial de traction réalisé par Hus (2000) (Figure 1.7a) ont montré une faible différence entre les résistances obtenues dans chacune des directions. Cependant, une différence considérable entre les déformations dans ces deux directions a été observée.

Les essais multiaxiaux ont permis de montrer l'entrée en plasticité du béton sous pression hydrostatique (Reinhardt (1996)) (Figure 1.7b). Cette observation est intéressante et permet

de différencier le comportement du béton de celui d'autres matériaux comme l'acier qui maintiennent un comportement élastique sous un confinement isotrope. Cette démonstration est la base pour tenir compte du deuxième invariant du tenseur de contrainte dans la formule représentant la surface de plasticité du béton.

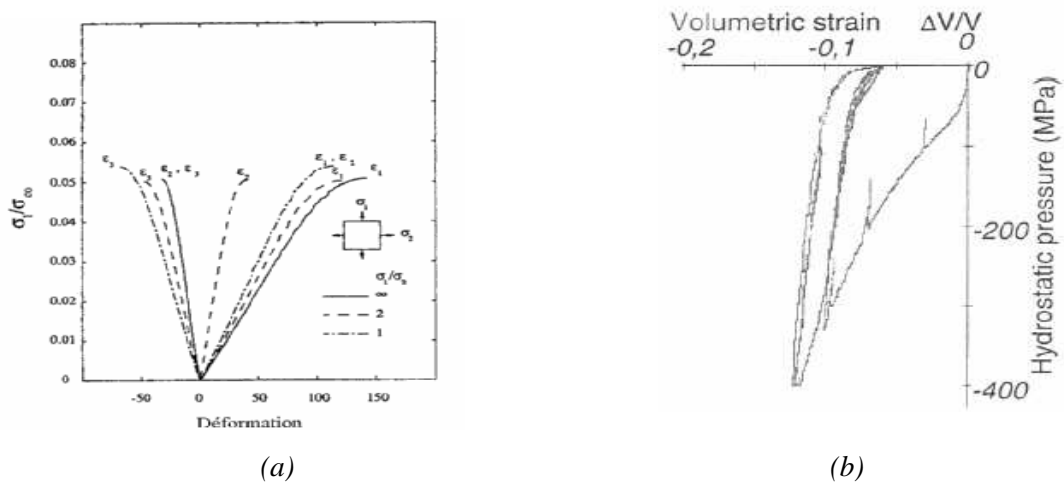


Figure 1.7 – Comportement multiaxial du béton:
 (a) traction bi axiale (Hus (2000)), (b) compression sous confinement isotrope (Reinhardt (1996))

Les essais de compression triaxiale axisymétrique de Reynouard (2005)(Figure 1.8) montrent des résultats similaires à ceux obtenus sur des roches:

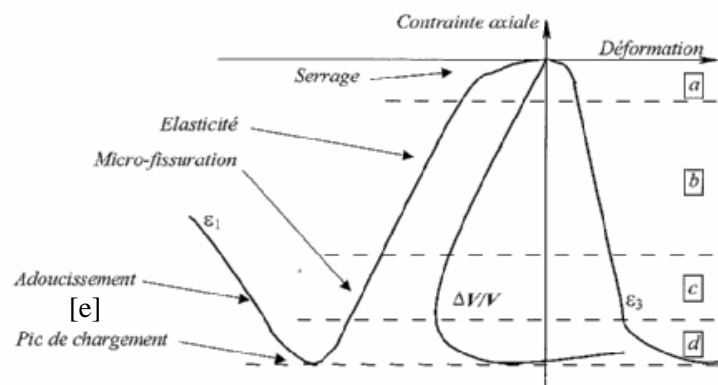


Figure 1.8 – Comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton (Reynouard (2005))

- + Phase de serrage (a) correspondant à la fermeture des fissures grossières.
- + Phase de comportement élastique linéaire (b).
- + Phase de fissuration stable (c) avec l'apparition et l'évolution des microfissures dispersées.
- + Phase de dilatance (d) lors de laquelle les déformations latérales deviennent importantes. La fissuration devient instable.
- + Phase post-pic (e) avec un adoucissement du comportement du béton. Cette phase dépend de la pression de confinement. Plus le confinement est important, plus le béton est ductile (Figure 1.9).

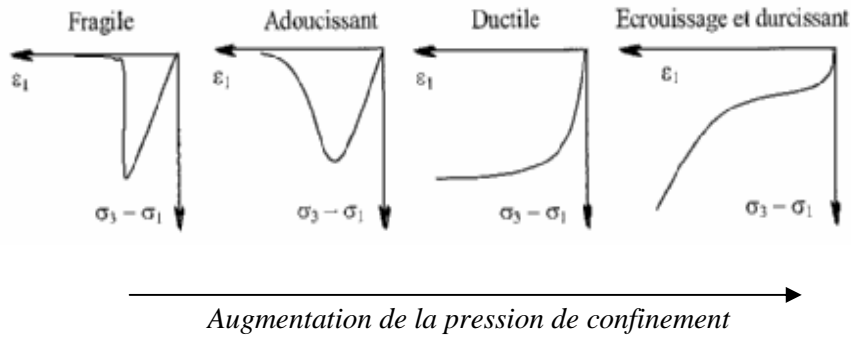


Figure 1.9 – La transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement (Reynouard (2005))

1.2. LES MODÈLES CONSTITUTIFS DU BÉTON ET DE L'ACIER

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures en béton armé ou en béton précontraint rencontrées en génie civil. La modélisation numérique du comportement de ces structures nécessite l'étude de trois aspects: les modèles constitutifs du béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre le béton et l'acier. Dans cette partie, ces différents problèmes sont analysés.

1.2.1. Les modèles de comportement du béton

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton.

1.2.1.1. Comportement du béton selon la loi élastique

Avec une loi de comportement élastique, le béton est considéré comme totalement élastique. Les non linéarités apparaissant dans les zones pré-pic et post-pic sont négligées (Figure 1.10a). La loi de comportement est formulée à partir de la loi de Hooke. Quelques auteurs considèrent néanmoins les non-linéarités dans la partie pré-pic, comme Ahmed & Shah (1982) ou bien utilisent la relation entre les incréments de la contrainte et la déformation Gerstle (1981) (Figure 1.10b).

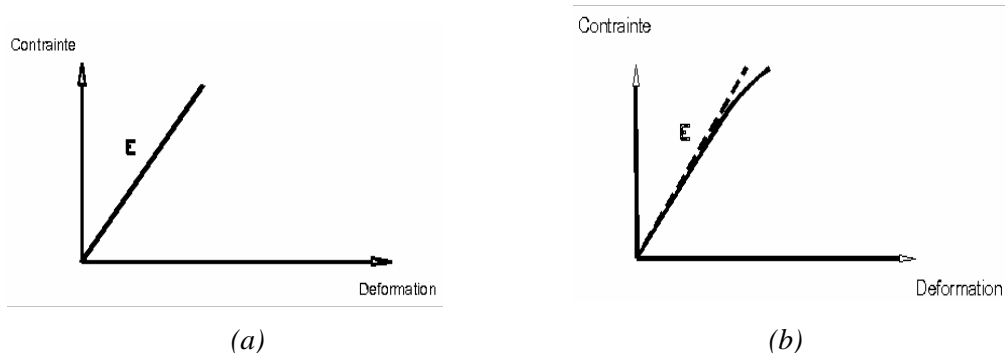


Figure 1.10 - Loi élastique du béton: (a) Linéaire et (b) Non linéaire pré-pic

L'avantage de cette loi de comportement est sa simplicité, en particulier pour les modèles élastiques linéaires.

Cependant, les résultats numériques obtenus en considérant de telles lois de comportement ne permettent pas de répondre de manière satisfaisante aux exigences d'analyse des structures en béton, notamment dans le cas de charges importantes ou dans des analyses plus fines du comportement local d'une structure. Ainsi, dans la modélisation numérique, on peut obtenir des résultats même lorsque la charge dépasse la valeur critique. Les lois de comportement élastique ne s'adaptent donc pas au comportement réel du béton. Cependant, au niveau macroscopique ou bien pour des chargements modestes, les lois élastiques conviennent pour le calcul des valeurs de sollicitation, comme le moment ou l'effort tranchant au sein des structures. La connaissance de ces efforts internes sont alors utilisés lors des vérifications de la résistance des structures en béton, en fonction des normes en vigueur.

1.2.1.2. Comportement du béton selon la loi de rupture

Les approches d'élasticité linéaire de la rupture (LEFM-Linear Elastic Fracture Mechanics) s'adaptent bien à l'hypothèse de comportement parfaitement fragile du béton. Les paramètres de rupture et la condition critique de propagation des fissures sont alors décrits selon les principes de la mécanique de la rupture en tenant compte des fonctions géométriques obtenues à partir des essais dans le laboratoire. Kaplan (1961) et Glücklich (1963) ont introduit les formules analytiques de LEFM dans la modélisation du béton avec les facteurs d'intensité de contrainte K_I et les énergies de rupture G_f . Le béton est toujours considéré comme élastique et isotrope dans les zones hors des fissures (Figure 1.11).

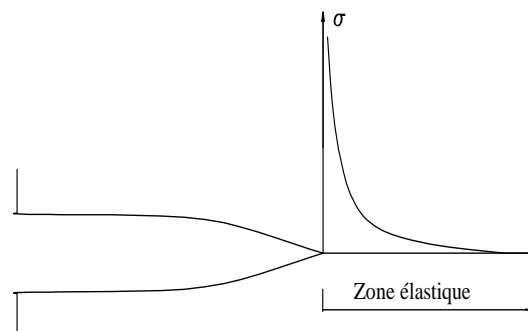


Figure 1.11 – Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure)

Les approches non linéaires de la propagation des fissures (NFM - Nonlinear Fracture Mechanics) tiennent compte du développement d'une zone non linéaire au fond de la fissure. L'évolution et la propagation des micro-fissures dans cette zone peut être représenté soit par un comportement d'endommagement du béton, avec la présence de FPZ (Fracture Process Zone) (Hiller Borg (1976, 1978), Bazant (1983, 1984)), soit par un comportement plastique (Dugdale & Barenblatt (1960-1962)). Ces approches non-linéaires permettent une description plus précise de la propagation de la fissure et de la localisation de la déformation. Les résultats obtenus avec de telles approches sont donc meilleurs que ceux obtenus avec des approches linéaires.

Les deux modèles non linéaires les plus connus sont:

- + Modèle de fissure fictive (FCM- Fictitious Crack Model (Hiller Borg (1976)) appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) (Figure 1.12a);

- + Modèle de bande de fissures (CBM - Crack Band Model (Bazant (1984)) appartenant au groupe des modèles de fissuration répartie avec le champ de déformation discontinu (modèles faiblement continus) (Figure 1.12b).

A partir de ces modèles, les problèmes de propagation des fissures dans le béton sont résolus d'une façon relativement complète, notamment dans le cas de structures de dimensions suffisamment grandes.

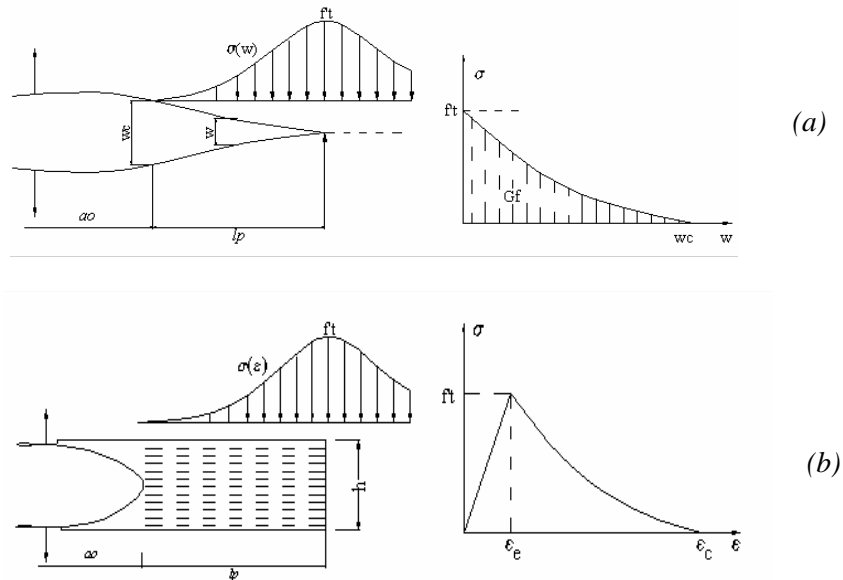


Figure 1.12 – Les modèles non linéaires de fissuration: FCM (a) et CBM (b)

L'inconvénient des modèles de rupture du béton est leur difficulté à les implémenter et à les utiliser dans un code aux éléments finis: il faut utiliser des éléments finis complexes, l'apparition des fissures va dépendre de la distribution géométrique des éléments. Ces différentes difficultés numériques empêchent le développement et l'utilisation de ces lois de comportement dans le calcul de réelles structures du génie civil.

Quelques auteurs ont proposé des modèles approximatifs comme TPM (Two-Parameters Model (Hiller Borg)), SEM (Side Effect Model (Bazant)), ECM (Effective crack model (Karihaloo)). D'autres auteurs ont également proposé des modèles modifiés afin de surmonter les inconvénients décrits ci-dessus, comme MRCM (Modified Rotating Crack Model (Jirasek)) ou ECEM (Embedded Crack Elements Model (Jirasek & T.Zimmermann)). La simplicité et l'efficacité dans l'analyse de la propagation des fissures dans le béton sont l'objectif principal de ces derniers auteurs. Actuellement, plusieurs chercheurs tentent de développer de tels modèles en ayant recours aux techniques de régularisation décrivant la localisation des déformations dans les zones de rupture du béton avec l'objectif de relier les approches continues aux approches discontinues. Ces modèles portent donc le nom de «modèles de rupture non locale». Jirasek (2004) a proposé les techniques de régularisation pour les modèles FCM et CBM (Figure 1.13):

- + La régularisation partielle pour le modèle FCM avec la discontinuité du champ de déplacement (Figure 1.13a).
- + La régularisation partielle pour le modèle CMB avec la discontinuité du champ de déformation (Figure 1.13b).

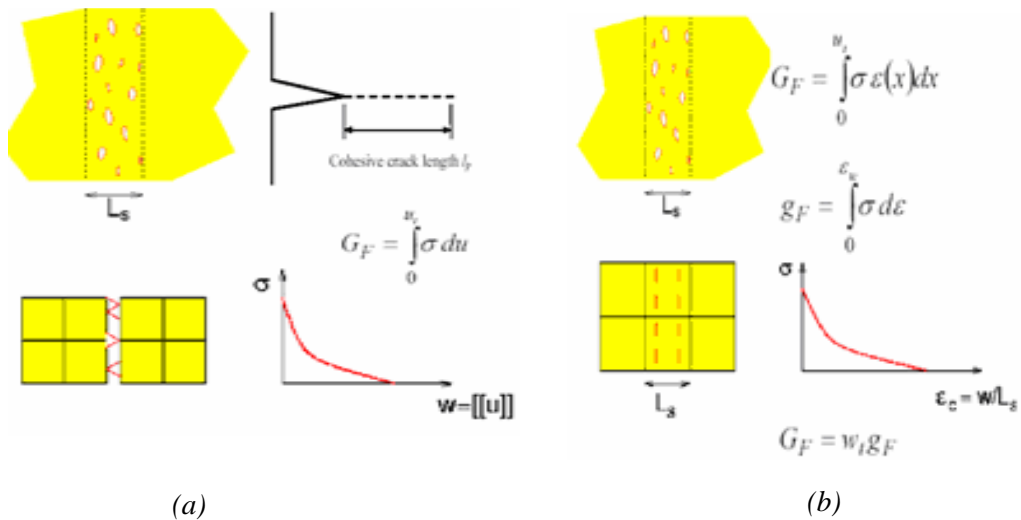


Figure 1.13 – Les techniques de régularisation pour les modèles: FCM (a) et CBM (b) (Jirasek (2004))

1.2.1.3. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique

La programmation par la méthode des éléments finis selon cette loi est relativement simple car le milieu de calcul est toujours continu. Le comportement en compression est bien décrit par les lois fondamentales ou modifiées à partir des modèles Mohr-Coulomb et Drucker-Prager (Figure 1.14A), tandis que le comportement en traction peut être modélisé avec une précision suffisante par une loi de rupture simple comme celle de Rankine (Figure 1.14B).

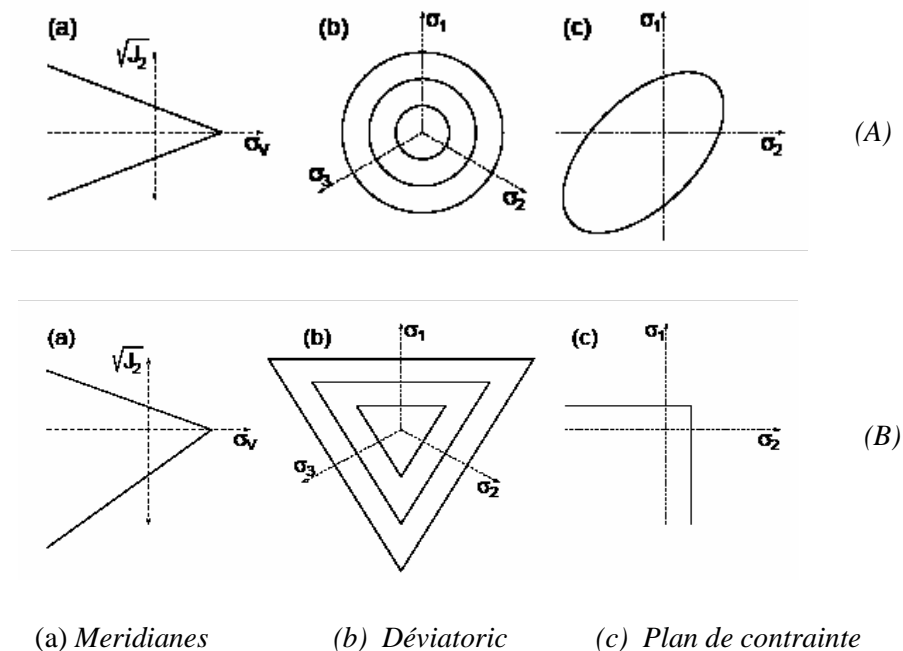


Figure 1.14 – Loi plastique de Drucker-Prager (A), loi de rupture de Rankine (B)

Feentra & de Borst (1995) ont proposé une loi élasto-plastique composite, en combinant une loi de Drucker-Prager pour la partie en compression et une loi de Rankine pour la partie en traction, comme illustré sur la Figure 1.15.

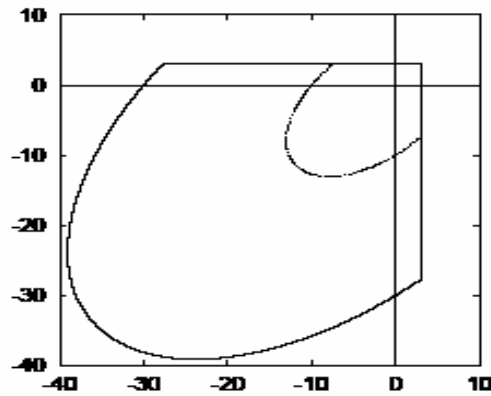


Figure 1.15 – Loi élasto-plastique composite de Feentra & de Borst (1995)

Plusieurs modèles élasto-plastiques pour le béton ont également été proposés dans les années récentes comme Raynourd (1974), Franzetkakit (1987), Chen & Han (1988), Lubnier & Olivier (1989), Kang & al (2009), Nedjar (2002), Ulm & Coussy (2003)... Ces modèles s'intéressent bien au comportement en compression du béton et établissent la surface de plasticité selon les différentes hypothèses. L'inconvénient du plus grand de ces modèles plastiques est la non-consideration de la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture et dans le cas des bétons à haute résistance, le comportement du béton est plutôt fragile que plastique. En réalité cependant, les modèles plastiques sont déjà appliqués avec efficacité dans les calculs des structures en béton. Dans plusieurs normes de béton, les formules se basant sur la théorie de la plasticité ont introduites avec beaucoup de succès. Dans la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, les modèles élasto-plastiques tenant compte la localisation de la déformation en couplant les approches de gradient sont les tendances de recherche actuelle où l'endommagement du béton peut être considéré pour tenir compte de la diminution de la rigidité dans les zones plastiques.

1.2.1.4. Comportement du béton selon la loi élasto-endommageable

Les modèles de comportement du béton selon la loi élasto-endommageable se basent sur les principes fondamentaux de la mécanique de l'endommagement du milieu continu. L'endommagement est caractérisé par la variable d'endommagement D (variant de 0 à 1) quand le matériau évolue de l'état sain à l'état totalement endommagé. La notion de contrainte effective est introduite pour tenir compte de la diminution du module d'élasticité E dans les zones de rupture du béton. Le premier modèle d'endommagement proposé par Kachanov (1958) était un modèle isotrope classique où la variable d'endommagement D est contrôlée par la déformation. Ensuite, plusieurs auteurs ont proposé des modèles appelés locaux comme Mazars (1984), Simo & Ju (1987a, 1987b); ces modèles ont fait apparaître plusieurs inconvénients dans la modélisation numérique comme la dépendance du résultat de calcul au maillage des éléments finis, le phénomène « snap-back »... Par la suite, pour surmonter ces problèmes, des approches appelées non-locales et gradient, comme celles de Pijaudier-Cabot & Bazant (1988-1989), Frémont et Nedjar (1993), Jirasek (1996, 2004), etc, sont introduites pour tenir compte la localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton en utilisant la déformation équivalente comme paramètre de contrôle. Les modèles utilisant la variable d'endommagement de type tenseur peuvent décrire l'anisotropie, l'effet unilatéral (se produit lors de chargements cycliques: le matériau restaure sa raideur due à la fermeture des fissures en compression après l'endommagement par des extensions) ainsi que l'inélasticité du béton mais complexifient les calculs. On utilise plutôt en réalité des variables scalaires avec lesquelles les calculs deviennent plus simples avec toutefois une tolérance

acceptable. Les modèles élasto-endommageables donnent de bons résultats qui sont indépendants du maillage éléments finis et la localisation de la déformation est totalement considérée. Parmi les modèles d'endommagement cités dans la littérature, le modèle Mazars pouvant tenir compte de la dissymétrie du comportement du béton en compression et en traction est largement implanté dans les codes éléments finis et pris couramment comme la base générale pour développer les modèles plus compliqués, notamment les modèles de couplage multi-physiques. Le modèle Mazars a pourtant des inconvénients comme ne pas considérer l'effet unilatéral, celui-ci étant observé sous charge cyclique et la déformation résiduelle du béton lors du déchargement. Heureusement, ces effets ne sont importants que pour le chargement cyclique, autrement dit, lorsque le chargement est radial, ce modèle peut modéliser correctement le comportement du béton. La programmation par la méthode des éléments finis des modèles élasto-endommageables est aussi aisée que celle des modèles élasto-plastiques, le milieu de calcul restant toujours continu.

En se basant sur des modèles d'endommagement typiques on peut alors développer des modèles plus compliqués pouvant tenir compte du comportement multi-physique du béton sous l'action à la fois du chargement et des différents effets environnementaux.

Les analyses en détail des modèles d'endommagement typiques seront présentées dans la *partie 1.3.2*.

1.2.1.5. Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité

Les lois de comportement mixte (couplage) élasto-plastique-endommageable du béton ont fait récemment l'objet de plusieurs recherches dans le but de trouver une loi globale qui pourrait décrire d'une façon complète tous les aspects comportementaux réels du béton (Figure 1.16). Un tel modèle devrait ainsi pouvoir reproduire la dissymétrie, la fragilité, l'anisotropie, l'effet unilatéral du béton... Le comportement quasi-fragile du béton devrait ainsi être associé à la plasticité dans un modèle de comportement mixte avec deux parties de couplage comprenant un couplage d'état élasto-plastique et un couplage cinématique endommagement-plastique. Plusieurs modèles de couplage ont déjà proposés comme ceux de Lemaitre (1992), Salari (2004), Faria (1998), Jirasek & al (2006)... où le couplage endommagement-plastique peut être représenté sous forme implicite entre les variables internes (variable de plasticité et variable d'endommagement) en utilisant simultanément la surface plastique et la surface d'endommagement. La difficulté de cette méthode est le grand nombre de paramètres à déterminer (jusqu'à 20, comprenant ceux de la partie plastique et ceux de la partie d'endommagement). La deuxième méthode utilise uniquement une fonction de charge comme celle de Lemaitre (1992), Lee & Fenves(1998), Faria & al (1998), Lemaitre (2000)... pour contrôler le processus de dissipation de l'énergie. Cette fonction peut être le seuil d'endommagement ou bien le seuil de plasticité dépendant du chargement. Cette méthode ne décrit pas bien le comportement réel du béton mais est plus simple que les modèles présentés plus haut.

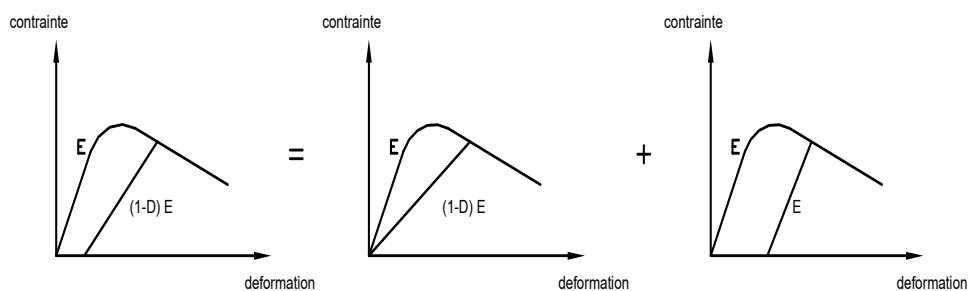


Figure 1.16 – Représentation de la loi de couplage du béton

Pour illustrer phénoménologiquement le comportement mixte du béton, quelques auteurs ont utilisé des modèles purement théoriques (Simo & Ju (1987), Yazdani & Schreyer (1990), Luccioni (1996), Jefferson (2003)...) où la théorie de la mécanique de l'endommagement est utilisée pour modéliser le processus d'endommagement et la théorie de plasticité est utilisée pour considérer la déformation résiduelle et la dilatation du volume. Cette méthode est assez compliquée, car plusieurs paramètres comme les paramètres plastiques et les paramètres d'endommagement doivent être déterminés.

Les modèles mixtes sont l'objectif à atteindre dans le but de modéliser précisément le comportement réel du béton. Mais leur utilisation pratique est encore délicate compte tenu de leur grand nombre de paramètres et les difficultés qui existent à leur implémenter numériquement.

Les modèles mixtes doivent donc encore être améliorés pour pouvoir s'appliquer largement dans la réalité, et dans plusieurs cas on préfère actuellement des modèles de comportement classique avec une surface de charge unique qui contrôle la dissipation de l'énergie.

1.2.1.6. Quelques modèles spéciaux

Hors des groupes de modèles de comportement mécanique de béton mentionnés ci-dessus, quelques auteurs ont également proposé des modèles pouvant être considéré comme spéciaux comme le modèle "Microplane" (Bazant & Os (1985)), le modèle de fissuration intégrée (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001)).

Le modèle "Microplane" (Figure 1.17) établit la relation microscopique entre la contrainte et la déformation pour chaque plan dans les zones de rupture, puis rassemble les différentes contributions pour avoir une relation macroscopique entre celles-ci sous forme de tenseur général. Par rapport aux autres modèles macroscopiques, ce modèle est assez compliqué et est seulement applicable pour la détermination des paramètres internes du béton comme l_c (longueur interne) ou w (largeur de la bande des fissures) (Ung (2000)).

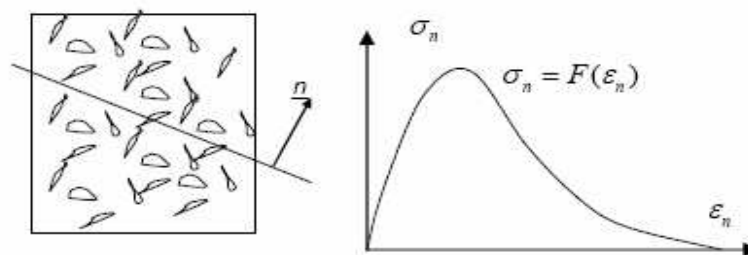


Figure 1.17 – Modèle Microplane (Bazant & Os (1985))

Le modèle de fissuration intégrée ECEM (Embedded Cracks Element Model) (Figure 1.18) utilise en même temps la théorie de la mécanique de la rupture et la théorie de la mécanique de l'endommagement; la fissuration est représentée par la loi de comportement local et l'endommagement est représenté par le paramètre d'adoucissement γ (variant de 1 à ∞) permettant de résoudre le phénomène «tress locking ». Un type d'élément fini spécial est utilisé dans ce modèle appelé « élément fissuré » acceptant un saut de déplacement au sein de l'élément, la zone d'évolution de la rupture FPZ (*Fracture Process Zone*) est totalement encadrée par l'élément et ce dernier doit avoir donc une taille plus grande que celle de FPZ. Les résultats obtenus sont indépendants de la direction de FPZ et de l'élément. Les inconvénients de ce modèle sont similaires à ceux obtenus avec d'autres modèles discontinus

ou faiblement continus. En outre, la restriction de diviser plus finement les éléments finis empêche la bonne convergence du calcul numérique, ce qui est aussi un point faible du modèle ECEM.

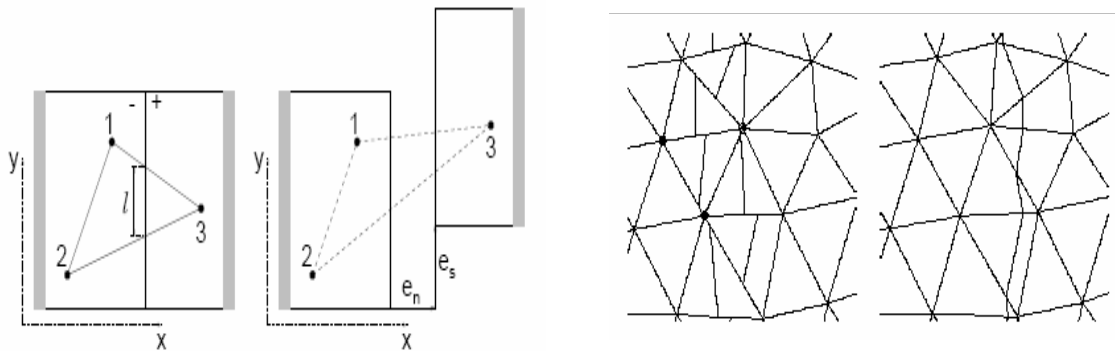


Figure 1.18 – Modèle de fissuration intégrée ECEM (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001))

1.2.2. Les modèles de comportement des armatures en acier

Le comportement des armatures en acier dans les structures en béton armé est normalement régi par les lois de comportement fondamentales de l'acier comme la loi élastique, la loi élastique parfaitement plastique (Figure 1.19a) et la loi élasto-plastique avec écrouissage (Figures 1.19b). L'écrouissage peut être isotrope ou cinématique en fonction des cas concrets de calcul.

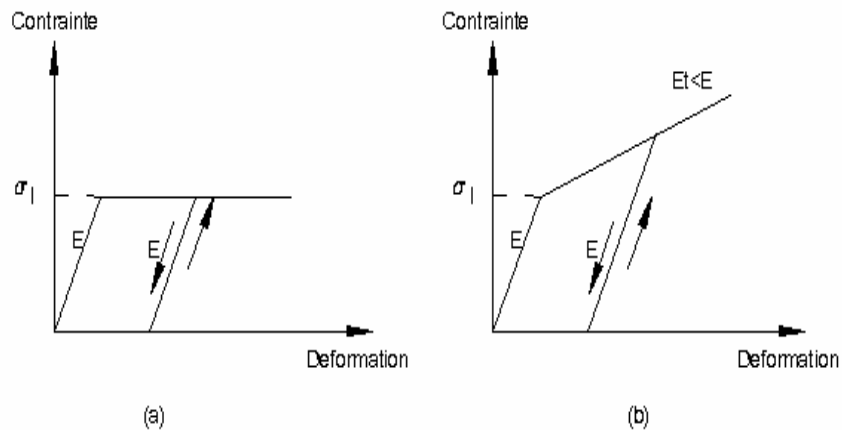


Figure 1.19 – Loi élastique parfaitement plastique (a) et élasto-plastique avec écrouissage (b)

Quelques lois de comportement sont également utilisées comme celle de Pinto-Menegotto (1973, 1992) pour la modélisation des structures en béton armé sous charges cycliques, en se basant sur la loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique tenant compte de l'effet Bauschinger.

1.2.3. Les modèles de l'interaction "béton - armatures d'acier "

1.2.3.1. Représentation géométrique de l'armature d'acier dans le béton

Les éléments d'acier dans les structures en béton armé peuvent être représentés comme continus ou discontinus en fonction des approches de calcul:

- + La représentation discontinue est modélisée par des éléments de type barre reliés avec le milieu continu (béton) par des liaisons parfaites ou spéciales (Figure 1.20a).
- + La représentation continue est modélisée par des éléments spéciaux contenant déjà la bande d'armature avec sa direction prédéterminée, l'épaisseur de cette bande dépendant du taux d'acier selon cette direction (Figure 1.20b).

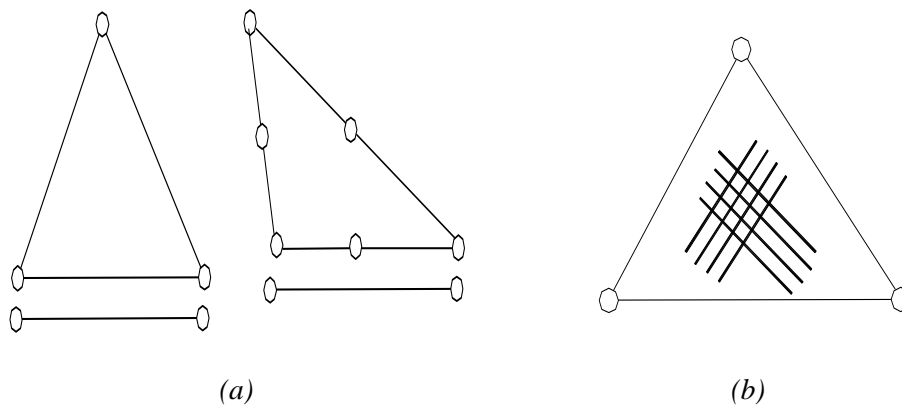


Fig. 1.20 – Représentation des armatures d'acier dans le béton: (a) discontinue, (b) continue

La représentation discontinue est la plus simple et la plus utilisée dans la modélisation des structures de construction en béton armé avec une précision suffisante, tandis que la représentation continue n'est convenable que pour les structures compliquées avec un grand taux d'acier et travaillant dans les conditions défavorables.

1.2.3.2. Représentation de la liaison béton-acier

La liaison béton-acier assure l'existence même de la structure en béton armé en permettant la transition des effets du chargement de l'un à l'autre lorsque la structure est chargée. Pour représenter cette liaison dans la simulation numérique, plusieurs méthodes peuvent être utilisées comme: (i) l'acceptation d'une liaison parfaite entre les armatures et le béton où tous les effets de détachement sont négligés (c'est la représentation la plus simple et qui peut être utilisée avec une précision suffisante quand l'ouverture des fissures reste petite); (ii) l'utilisation d'éléments spéciaux de type ressort (*bond link spring elements*) reliant les deux surfaces acier-béton par deux nœuds chacune ou des éléments de type d'interface reliant les éléments d'acier et de béton en se basant sur la loi d'adhérence (τ - γ) entre ces deux matériaux (la complexité de mise en œuvre de ces éléments et la difficulté d'identification de la loi d'interface sont les inconvénients de cette méthode); (iii) la modification de la loi de comportement d'un de deux matériaux (béton ou acier) pour y introduire le comportement d'interface (Jiang (1984)). Cette méthode est en réalité moins utilisée dans les calculs.

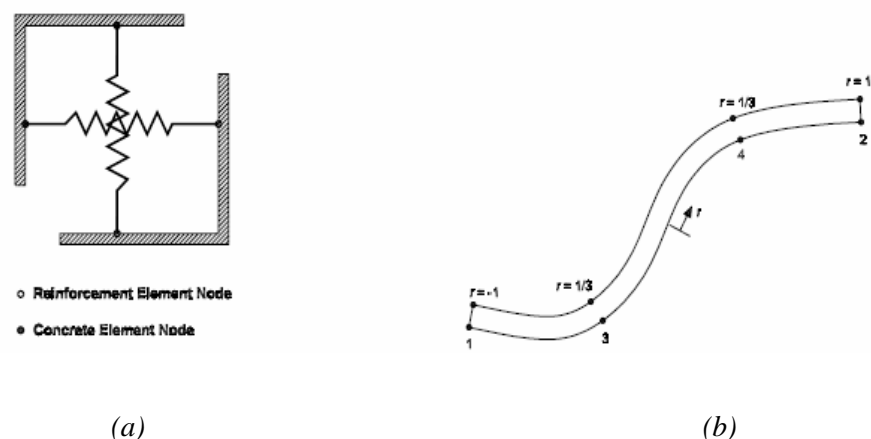


Figure 1.21 – Représentation des éléments de liaison béton-acier (Mehlhorn & al (1986))
 (a) – éléments de type ressort ; (b) – éléments d’interface

Dans le cadre de la thèse, nous n’utilisons que la première méthode pour la modélisation de la liaison béton-acier. Pour les structures simples comme la poutre en béton armé, les erreurs de calcul restent dans les limites acceptables.

1.3. RUPTURE ET ENDOMMAGEMENT DU BÉTON

1.3.1. Rupture du béton, aspects théoriques et expérimentaux

1.3.1.1. Rappel de la théorie de la rupture

La rupture ou le mécanisme de propagation des fissures dans les matériaux sous chargement est divisée en trois modes qui peuvent être combinés entre eux: Modes I, Mode II et Mode III. Ces modes sont représentés sur la Figure 1.22:

- + Le Mode I est le mode d’ouverture de la fissure due aux effets normaux.
- + Le Mode II est le mode de cisaillement plan dû aux effets de cisaillement.
- + Le Mode III est le mode de cisaillement hors plan dû aux effets de torsion.

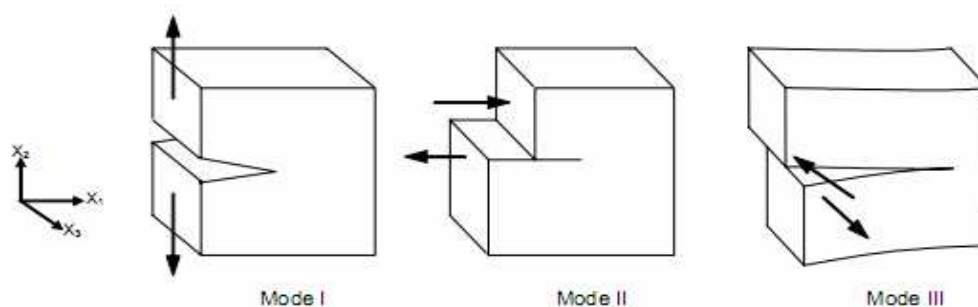


Figure 1.22 – Représentation des modes de rupture du béton

En réalité, on rencontre souvent un mode mixte qui combine deux ou trois de ces modes. Par exemple dans la rupture par cisaillement des poutres en béton armé, on constate le mode

mixte qui est la somme du Mode I et du Mode II. Des applications de ce mode mixte dans l'analyse de la rupture des poutres en béton ont déjà été développées par plusieurs auteurs dans la littérature comme Karihaloo & al (1995).

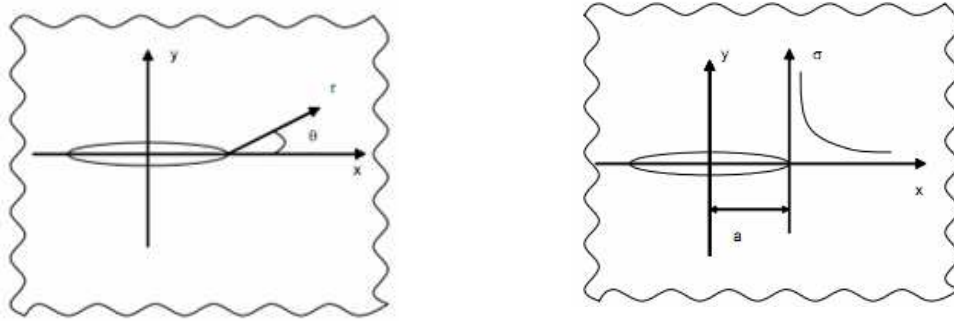


Figure 1.23 – Représentation dans les coordonnées polaires de la distribution du champ de contrainte au fond de la fissure

Pour les approches élastiques linéaires, la solution du problème asymptotique au voisinage du fond de la fissure où le champ de contrainte est singulier est proposée comme suit (Westegaard (1939), Irwin (1959)) (Figure 1.23):

+ Pour le Mode I:

$$\sigma_{22} = K_I(a, \sigma_{22}^{\infty}) \cdot f_1(r, \theta) \quad (1.1)$$

+ Pour le Mode II:

$$\sigma_{12} = K_{II}(a, \sigma_{12}^{\infty}) \cdot f_2(r, \theta) \quad (1.2)$$

+ Pour le Mode III:

$$\sigma_{13} = K_{III}(a, \sigma_{13}^{\infty}) \cdot f_3(r, \theta) \quad (1.3)$$

Dans ces formules:

2a est la longueur de la fissure initiale.

K_i (i = I, II, III) sont les facteurs d'intensité de contrainte.

f_j (j=1, 2, 3) sont les fonctions géométriques.

σ^{∞} est la contrainte normale appliquée à l'infini.

La formule générale du facteur d'intensité de contrainte est donnée par (Muskhelishvili (1953)):

$$K = \sigma^{\infty} \sqrt{\pi a} \cdot f \quad (1.4)$$

Quand le facteur d'intensité de contrainte K atteint sa valeur critique K_C , un paramètre matériel, la fissure commence à propager.

Au plan énergétique, lorsque la fissure se propage ou bien lorsque la rupture est atteinte, il y a une dissipation de l'énergie potentielle. L'énergie de rupture, nommée G, représente le taux de restitution d'énergie nécessaire pour créer la séparation des lèvres des fissures. Sa valeur critique est appelée G_C . La relation entre K et G est comme suit:

+ Pour l'état plan de contrainte:

$$K = \sqrt{EG} \quad (1.5)$$

+ Pour l'état plan de déformation:

$$K = \sqrt{EG(1-\nu^2)} \quad (1.6)$$

1.3.1.2. Modélisation du béton selon la théorie de la mécanique de la rupture

Les modèles de rupture du béton se basant principalement sur la théorie de la mécanique de la rupture, sont utilisés quand des microfissures dans le béton se localisent et causent la perte de la continuité du milieu de calcul. Les principaux paramètres qui contrôlent la rupture, comme le facteur d'intensité de contrainte K_I , l'énergie de rupture G_f (ou G_C dans les modèles linéaires) sont ceux que l'on doit introduire dans les modèles de rupture. Dans cette partie, on va analyser les modèles typiques de la mécanique de la rupture du béton sur le plan théorique et expérimental.

1.3.1.2.1. Modèles linéaires

Les modèles linéaires de la rupture du béton sont développés à partir des principes fondamentaux de la théorie de la mécanique de la rupture linéaire (LEFM). Ces modèles ont déjà eu beaucoup de succès pour idéaliser le comportement des matériaux fragiles comme la céramique, la fonte ou le verre. Kaplan (1961) puis Glucklich (1963) sont les premiers auteurs utilisant les paramètres de rupture comme le facteur d'intensité de contrainte K et l'énergie de rupture G pour contrôler la propagation des fissures dans le béton. En supposant que ce matériau soit homogène et isotrope, les paramètres fondamentaux sont:

- + Module d'élasticité: E .
- + Coefficient Poisson: ν .
- + Paramètres de rupture critiques: K_C ou G_C .
- + Résistance en compression et en traction: f'_c et f'_t .

Le facteur d'intensité de contrainte K_i dans le béton est calculée selon la formule:

$$K_i = \sigma \sqrt{\pi a_o} \cdot Y(a_o, W) \quad (1.7)$$

Où :

- a_o est la longueur de la fissure initiale.
- W est la dimension caractéristique de la structure.
- $Y(a, W)$ est la fonction géométrique dépendant du ratio $\alpha = a/W$.
- $i = (I, II, III)$ sont les 3 modes de rupture du béton.
- σ est la contrainte de traction en place.

Le champ de contrainte au voisinage du fond de la fissure est représenté comme sur la Figure 1.23. La zone juste après le fond de la fissure est supposée élastique linéaire (Figure 1.11).

L'énergie de rupture G_i peut être calculée à partir du facteur d'intensité de contrainte K_i comme dans la partie précédente pour l'état plan de contrainte (1.8) et l'état plan de déformation (1.9):

$$K_i^2 = E \cdot G_i \quad (1.8)$$

$$K_i^2 = E \cdot G_i (1-\nu^2) \quad (1.9)$$

Quand K_i ou G_i atteint leur valeur critique K_C ou G_C , la propagation des fissures dans le béton commence. Les paramètres critiques de la rupture K_C et G_C sont déterminés à partir des essais de laboratoire.

1.3.1.2.2. Modèles non linéaires

Les résultats de l'analyse linéaire élastique de la rupture du béton sont acceptables quand la taille de la structure considérée est suffisamment grande par rapport à la dimension de la fissure et des granulats ($W \geq 2m$ par exemple selon Karihaloo (1995)). Dans plusieurs cas, cette condition n'est pas satisfaite, il faut alors avoir recours à une analyse non linéaire de la rupture du béton. L'introduction de la notion de la zone d'évolution de la rupture FPZ est une approche différente de l'approche non linéaire de la mécanique de la rupture générale qui considère une zone de plasticité au fond de la fissure initiale. Les non-linéarités selon ces approches sont de nature physique et est intrinsèque du matériau. On ne considère pas les non-linéarités géométriques dans les calculs de la rupture du béton.

La zone FPZ est considérée comme une zone d'endommagement devant une fissure de traction libre (*traction-free crack*), celle-ci peut être créée sur l'échantillon dans les essais de rupture. Le béton dans cette zone est affaibli à cause de la présence des microfissures. La contrainte cohésive transférée à l'intérieur de FPZ peut être mesurée par l'expérience. L'existence de cette contrainte et de FPZ est la raison pour laquelle la théorie de la mécanique de la rupture linéaire LEFM ne donne pas des résultats précis dans l'analyse de la rupture du béton.

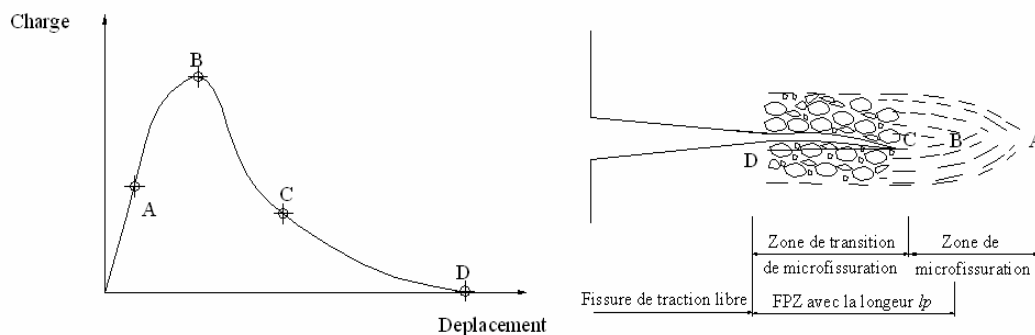


Figure 1.24 – Représentation de la zone de rupture au fond de la fissure

Sur la Figure 1.24, on illustre la zone d'évolution de rupture FPZ et la relation entre la charge et le déplacement caractéristique (Par exemple, le CMOD (Crack Mouth Opening Displacement)) d'un échantillon en béton pré-fissuré:

- + La partie OA représente le comportement élastique du béton correspondant à la supposition linéaire élastique de la zone du matériau non-fissurée.
- + La partie AB représente le comportement non-linéaire pré-pic du béton avant que la rupture se produise. Les microfissures sont déjà apparues et l'endommagement du béton commence.
- + La partie BC correspond au comportement non-linéaire post-pic du béton après que la charge ait atteint sa valeur critique P_{max} et commence à diminuer fortement. Le déplacement correspondant est encore modéré pour pouvoir supposer que le milieu reste continu.
- + La partie CD représente une augmentation rapide du déplacement avec une lente diminution de la charge due à l'influence des effets de friction entre les granulats du béton. Le milieu est maintenant discontinu, la fissure dans cette zone de transition a séparé celui-ci en deux parties; celles-ci se connectent directement avec les lèvres de la fissure initiale (Fissure de traction libre ou *traction-free crack*).

La zone FPZ est représentée sur la Figure 1.24 comme une zone localisée entre les points B et D et dont la longueur est calculée en fonction du module d'élasticité E, de l'énergie de rupture G_F et de la résistance en traction f_t selon Hiller Borg (1978) comme suit:

$$l_p = E.G_F / f_t'^2 \quad (1.10)$$

La présence de FPZ a démontré que le béton se comporte comme un matériau quasi-fragile.

Les non-linéarités du béton peuvent être également prises en compte dans les modèles non linéaires de rupture par la considération d'une zone de plasticité au fond de la fissure comme dans les approches non-linéaires de la mécanique de la rupture générale. Le champ de contrainte est remanié selon cette zone, le facteur d'intensité de contrainte est alors comme suit:

$$K_i = \sigma \sqrt{\pi(a + \rho)}. Y(a, W) \quad (1.11)$$

Selon Dugdale-Barenblatt (1967):

$$\rho = \frac{\pi K_I^2}{16\sigma_Y^2} \quad (1.12)$$

où σ_Y est la limite d'élasticité de Tresca. K_I est le facteur d'intensité de contrainte du mode I.

La différence entre les dimensions de la zone d'évolution de la rupture FPZ et de la zone de la plasticité au fond de la fissure considérée a montré les différents comportements de matériaux (Karihaloo (1995)):

- + Pour le métal, la zone FPZ \ll la zone de plasticité. Une application de la mécanique de la rupture non linéaire en considérant une zone de plasticité au fond de la fissure est alors raisonnable.
- + Pour le béton en traction, la zone FPZ est plus grande que la zone de plasticité, la considération de FPZ dans les modèles non linéaires est alors raisonnable. Cependant, dans les parties compressives de béton, la zone de plasticité est approximativement égale ou plus grande que la zone FPZ, le choix de considérer la zone FPZ ou la zone de plasticité dans les modèles non linéaires de la mécanique de la rupture dépend donc de l'utilisateur.
- + Pour le matériau fragile comme la fonte ou la céramique, la zone FPZ et la zone de plasticité sont très petites et l'hypothèse du comportement linéaire de ce matériau est évidemment raisonnable. Une application de la mécanique de la rupture linéaire LEFM pour ces matériaux est donc suffisante.

Les deux approches principales pour la modélisation non linéaire du béton tenant compte de la présence de FPZ sont décrites aux deux paragraphes suivants.

1.3.1.2.2.1. Modèles de fissuration unique (Modèles discontinus):

La discontinuité du déplacement est considérée dans ce groupe de modèles. Le modèle typique est celui proposé par Hiller Borg (1976, 1984) et porte le nom général CCM (Cohesive Crack Model) pour les matériaux quasi-fragiles et FCM (Fictitious Crack Model) pour le béton (Figure 1.25). Ce modèle suppose qu'il y a une fissure fictive au bout de la zone de transition des microfissures où le champ de contrainte reste élastique linéaire devant cette fissure. La fermeture de la fissure fictive est douce et contrôlée par la contrainte de fermeture $\sigma(w)$; celle-ci est nulle au fond de la fissure libre (fissure réelle) et atteint la valeur maximale f_t' au fond de la fissure fictive. Cette contrainte est une fonction de l'ouverture de

la fissure w : $\sigma = \sigma(w)$, elle diminue fortement jusqu'à un seuil se trouve dans l'intervalle $\sigma \approx (0.15 f_t' - 0.33 f_t')$, après ce seuil, la contrainte diminue lentement jusqu'à la valeur nulle (Figure 1.25). Il n'existe pas alors de singularité du champ de contrainte au fond de la fissure. L'épaisseur de FPZ peut être négligeable. La longueur caractéristique de FPZ est calculée selon (1.10) et se localise entre le fond de la fissure réelle et le fond de la fissure fictive (Figure 1.26).

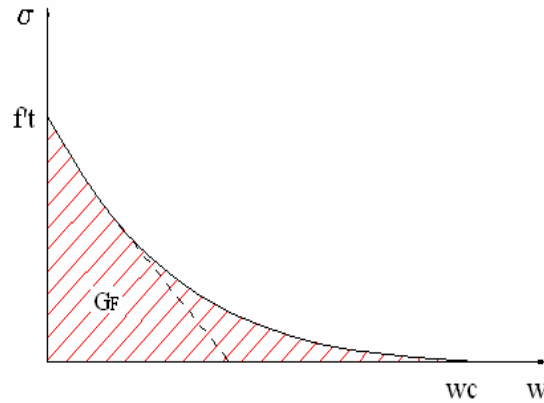


Figure 1.25 – Représentation de l'énergie de rupture G_F

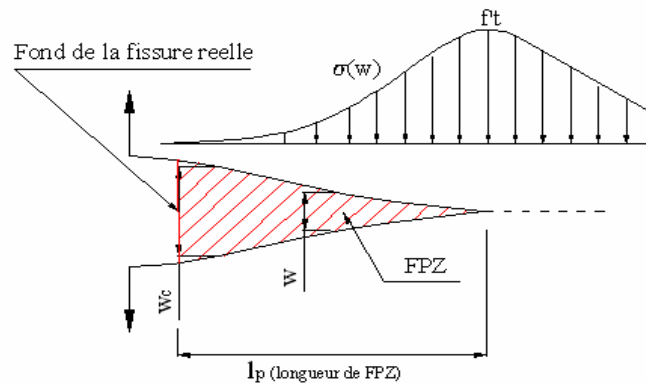


Figure 1.26 – Représentation de la zone de rupture pour le modèle discontinu

L'aire enveloppée par la fonction $\sigma = \sigma(w)$ (partie hachurée sur la Figure (1.26) est l'énergie de rupture G_F :

$$G_F = \int_{f_t}^0 \sigma(w) d\sigma = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (1.13)$$

où w_c est l'ouverture critique au fond de la fissure réelle. G_F représente l'énergie totale dissipée par la rupture sur une unité d'aire du plan de fissuration pour que les lèvres de la fissure se séparent totalement.

Une autre forme simplifiée et bilinéaire (Figure 1.27) de la fonction $\sigma = \sigma(w)$ a été proposée par Petersson (1981). Le changement de la pente de la contrainte se trouve toujours entre $0.15 f_t'$ et $0.33 f_t'$.

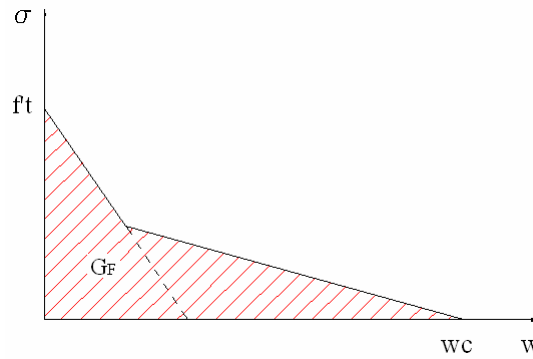


Figure 1.27 – Représentation bilinéaire de la fonction $\sigma = \sigma(w)$

Dans les calculs numériques, les éléments d'interface ou les éléments fissurés (*embedded elements*) peuvent être utilisés pour relier des éléments classiques des milieux continus. Cependant, des difficultés apparaissent lors du calcul numérique pour gérer cette discontinuité entre les éléments classiques. En outre, la taille et l'orientation de la fissure dépendent de la distribution géométrique des éléments finis.

1.3.1.2.2.2. Modèles de fissuration répartie (Modèles faiblement continus):

La discontinuité de la déformation est considérée dans ce groupe de modèles. Typiquement, c'est le modèle bande de fissure CBM (*Crack Band Model*) proposé par Bazant & al (1983) qui suppose qu'il existe une bande de fissures discontinues parallèles dont la largeur $h \approx 3d_{\max}$ (d_{\max} est la dimension maximale des granulats). La direction de cette bande est perpendiculaire à la contrainte appliquée σ . La relation $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ est utilisée au lieu de $\sigma = \sigma(w)$ comme dans l'approche précédente (Figure 1.28).

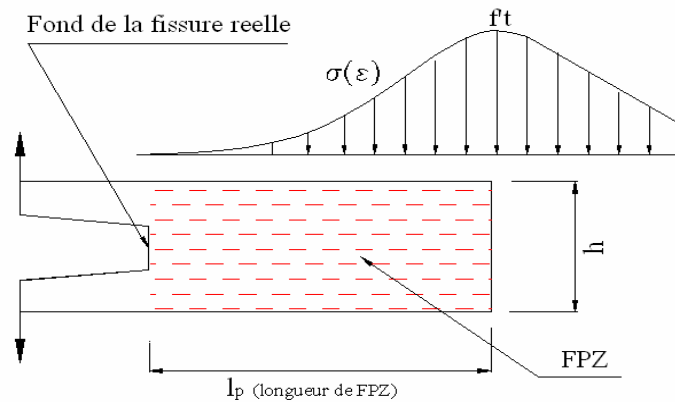


Figure 1.28 – Représentation de la zone de rupture pour le modèle faible continu

L'énergie de rupture G_F est calculée selon la formule:

$$G_F = h \int_0^{w_c} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \quad (1.14)$$

où $\varepsilon_c = w_c/h$; w_c est calculée selon la méthode du modèle de fissure unique. L'énergie sur une unité de largeur de la bande de fissure de rupture G_F/h est représentée comme l'aire délimitée

par l'axe des abscisses, la partie post-pic de la courbe $\sigma \sim \varepsilon$ et la droite passant par le pic et parallèle à la pente initiale de la courbe $\sigma \sim \varepsilon$ (zone hachurée sur la Figure 1.29).

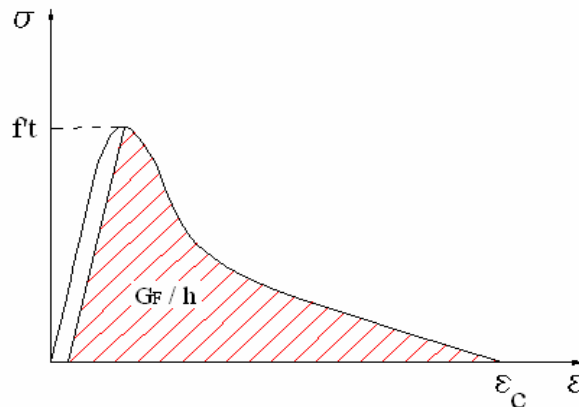


Figure 1.29 – Représentation de l'énergie unitaire G_F/h

Dans la modélisation numérique, la direction de la bande de fissure est éventuellement non parallèle avec celle des éléments d'interface, censés reproduire la fissure considérée. Il y aura donc des effets de verrouillage de la contrainte (*stress locking*). Dans ce cas, on peut utiliser le modèle de fissuration tournante (standard ou modifié) de telle façon que la normale des fissures coïncide avec la direction de la contrainte principale (Jirasek & al (2002)).

Ces modèles conviennent très bien pour les problèmes de propagation des fissures dans le béton. Cependant, Il faut tenir compte de la localisation de la déformation dans la zone d'adoucissement du béton comme dans la méthode de Jirasek & al (2004) pour que les résultats numériques soient précis.

1.3.1.2.3. Modèles "approximatifs" ou les modèles de fissuration équivalente

Les modèles approximatifs ont été proposés dans le but d'éviter les difficultés rencontrées dans les calculs avec des méthodes numériques continues, comme la méthode des éléments finis présentée précédemment. En particulier, ils sont utilisés dans les calculs analytiques aux côtés des principes fondamentaux de la théorie du béton armé (Karihaloo (1995)). Dans ces modèles, on tient compte des caractéristiques fondamentales de la mécanique de la rupture linéaire LEFM et l'on approxime les non linéarités. Ces modèles sont appelés "Modèles de LEFM effectifs" ou simplement "Modèles de fissure effective". Dans ces modèles, la fissure réelle de longueur a_0 dans la structure considérée est remplacée par une fissure effective a_e dans la structure équivalente de comportement élastique linéaire selon LEFM.

1.3.1.2.3.1. Modèle à deux paramètres TPM:

Le modèle à deux paramètres TPM (Two-Parameters Model) a été proposé par Jenq & Shah (1985). Dans ce modèle, la propagation des fissures dans la structure réelle commence dès que la charge P atteint la valeur $P_u = P_{max}$, alors que: $K_i = K_C^s$ et $CTOD = CTOD_c$ (CTOD-Crack Tip Opening Displacement). La longueur de la fissure effective est a_e et correspond à P_{max} . K_C^s est calculé selon LEFM en remplaçant $a = a_e$. $CTOD_c$ est calculée avec $a = a_0$, (a_0 est la longueur de la fissure initiale) (Figure 1.30).

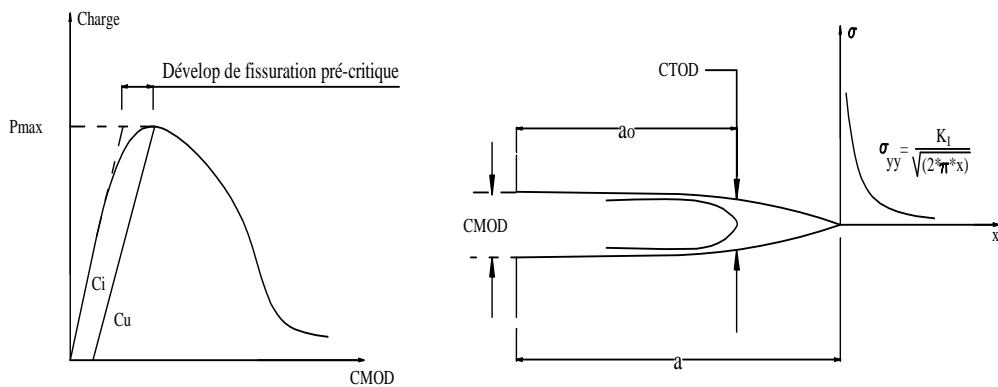


Figure 1.30 – Description du modèle TPM selon Jenq & Shah (1985)

Le facteur d'intensité de contrainte K_i dans le cas général est la combinaison de différents composants des Modes de rupture.

1.3.1.2.3.2. Modèle de fissure effective ECM

Le modèle de fissure effective ECM (Effective Crack Model) est proposé par Nalathambi & Karihaloo (1986). Le principe général est identique à celui du modèle à deux paramètres (TPM). La différence vient du fait que la longueur de la fissure effective a_e est calculée selon le module sécant de la structure réelle sous la charge ultime P_{max} . La rupture de la structure réelle aura alors lieu lorsque le facteur d'intensité de contrainte correspondant à la longueur de la fissure effective atteint sa valeur critique K_C^e : $K_i = K_C^e$ et $a = a_e$. Si la taille de la structure est petite, la longueur a_e dépend des dimensions de la structure et du diamètre des granulats. Quand la taille de la structure est suffisamment grande, les valeurs de K_C^e et a_e tendent vers celles calculées selon LEFM: $K_C^e \rightarrow K_C$, $a_e \rightarrow a_0$.

Dans les calculs des structures en béton armé, les modèles approximatifs ci-dessus sont utilisés en combinaison avec les théories fondamentales des structures béton armé.

1.3.1.3. *Effet d'échelle et modèle SEM*

1.3.1.3.1. *Effet d'échelle*

L'effet d'échelle ou l'influence de la taille de la structure sur les caractéristiques mécaniques du béton est connu depuis longtemps. Il faut en tenir compte lorsque l'on mesure ces caractéristiques sur des éprouvettes au laboratoire. En général, la valeur de ces caractéristiques diminue quand la taille des éprouvettes augmente (Hermite (1973)) (Figure 1.31). Un groupe d'éprouvettes "standard" est ainsi défini dans toutes les normes de béton. Les résultats d'essais obtenus sur des éprouvettes de dimensions plus grandes ou plus petites que les dimensions standard doivent donc être adaptés. On considère ainsi que la valeur de la résistance réelle du béton dans les structures du génie civil est inférieure de 20 à 50% à celle obtenue sur un même béton au laboratoire (Bazant & al (2002, 2003)).

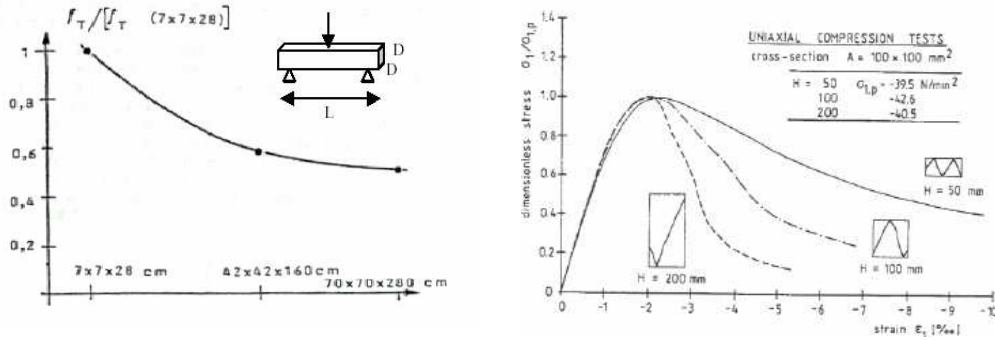


Figure 1.31 – Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes (Hermite 1973)

Plusieurs théories ont été proposées pour tenir compte de cet effet d'échelle : la théorie statistique de la distribution aléatoire des résistances locales de Weibull (1939), la théorie de Carpinterie (1989) qui concerne le caractère fractal des surfaces de rupture et la théorie de Bazant (1984) qui suppose que l'effet d'échelle est du à la propagation stable des fissures, conjuguée à une redistribution des contraintes et un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par les fissures. Parmi ces trois théories, la proposition de Bazant est la plus appréciée et largement utilisée en réalité.

1.3.1.3.2. Distribution de la contrainte selon la théorie de Bazant

Considérons une plaque rectangulaire de largeur L_p (Figure 1.32) soumise à la contrainte de traction σ_N . La fissure créée est initialement de longueur a_0 et est entourée par une zone de rupture FPZ de largeur h . Le développement de cette zone de rupture FPZ va faire diminuer l'énergie de déformation $\sigma_N^2/2E$ sur la partie hachurée (zone d'adoucissement de contraintes), jusqu'à l'annuler.

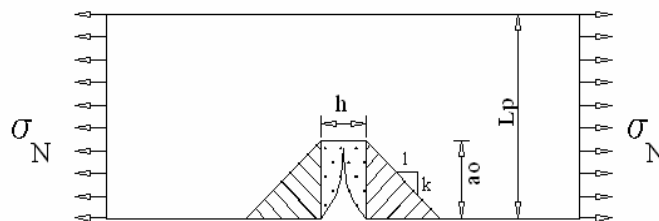


Figure 1.32 – Redistribution du champ de contrainte dans la zone FPZ autour de la fissure selon Bazant (1984)

La zone FPZ et la pente k (Figure 1.32) sont indépendantes de la taille de la plaque. On peut donc supposer que la fissure critique est approximativement proportionnelle à la taille structurelle L_p . L'extension de la zone de rupture FPZ nécessite une énergie de rupture G_f . Celle-ci est proportionnelle à la taille structurelle L_p . La condition de conservation de l'énergie nécessite d'égaliser l'énergie emmagasinée structurelle à l'énergie de rupture nécessaire à la propagation de la fissure:

- + Pour les structures de grande taille, la largeur de FPZ peut être négligée par rapport à la taille structurelle. On suppose que l'énergie est dissipée seulement dans la partie hachurée, celle-ci étant proportionnelle à L_p^2 . L'énergie dissipée est donc proportionnelle

à $L_p^2 \sigma_N^2 / E$. La condition de conservation d'énergie consiste à écrire $L_p^2 \sigma_N^2 / E \cong L_p G_f$ et puis $\sigma_N^2 \cong L_p$. Cette condition exprime la loi d'effet d'échelle de la mécanique de la rupture linéaire (LEFM).

- + Pour les structures de petite taille, la zone d'adoucissement des contraintes peut être négligée par rapport à la zone de rupture FPZ. On suppose que l'énergie est dissipée uniquement sur FPZ et est proportionnelle avec $L_p \sigma_N^2 / E$. La condition de conservation de l'énergie consiste à écrire $L_p \sigma_N^2 / E \cong L_p G_f$. La contrainte σ_N est donc indépendante de la taille structurelle L_p . L'effet d'échelle peut être négligé dans ce cas.
- + Pour les structures de dimensions moyennes, c'est-à-dire celles rencontrées généralement en réalité, l'effet d'échelle du béton ne suit pas la loi de la mécanique de la rupture linéaire et ne peut pas non plus être négligé. Il est donc nécessaire d'établir une loi d'échelle, tel que celle proposée par Bazant (1984) dans le modèle SEM.

1.3.1.3.3. Modèle SEM (Size Effect Model)

Bazant (1984) a proposé la loi d'effet d'échelle suivante:

$$\sigma_N = \frac{B_o \cdot f_t'}{\sqrt{1 + W/d_o}} \quad (1.15)$$

Où:

σ_N est la contrainte nominale correspondant à la charge ultime P_u .

B_o et d_o sont les paramètres du matériau ne dépendant pas de la taille structurelle.

W est la dimension caractéristique de la structure.

f_t' est la résistance en traction du béton.

En définissant le nombre de fragilité $\beta = W/d_o$, la formule (1.15) peut être réécrite comme suit (Bazant & Pefeiffer (1987)):

$$\sigma_N = \frac{B_o \cdot f_t'}{\sqrt{1 + \beta}} \quad (1.16)$$

- + $\beta \leq 0.1$ → Analyse limite de plasticité est utilisée pour le béton.
- + $\beta \geq 10$ → Analyse linéaire de rupture est utilisée pour le béton.
- + $0.1 \leq \beta \leq 10$ → Analyse non linéaire de rupture est utilisée pour le béton.

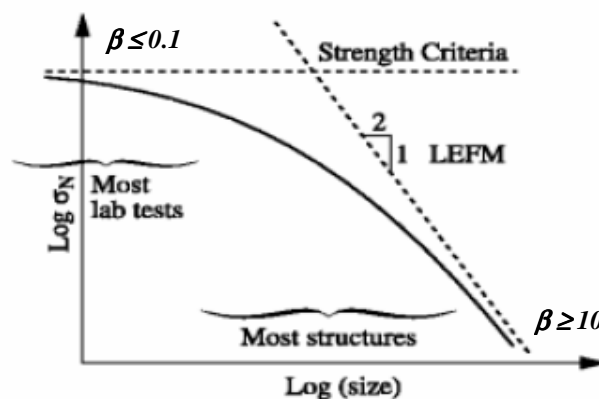


Figure 1.33 – Loi d'effet d'échelle de Bazant (1984)

Selon cette loi, la contrainte relative diminue d'environ 50% lorsque la taille de la structure augmente 5 fois, et elle augmente d'environ 30% quand la taille de la structure diminue 5 fois.

Sur la Figure 1.33, la loi d'effet d'échelle de Bazant est une courbe asymptotique de la loi d'effet d'échelle de la mécanique de la rupture pour les structures de grande taille ($\beta \gg 1$) et une ligne horizontale (sans effet d'échelle) pour les structures de petite taille ($\beta \ll 1$).

1.3.1.4. Travail expérimental pour déterminer les paramètres de rupture du béton

1.3.1.4.1. Détermination des paramètres de rupture des modèles linéaires

En dehors du module d'élasticité E et du coefficient Poisson ν , les autres paramètres nécessaires aux modèles de rupture linéaire sont K_C et G_C . Il y a plusieurs méthodes d'essai pour déterminer ces deux derniers paramètres. On peut les classer selon le type d'éprouvettes utilisées:

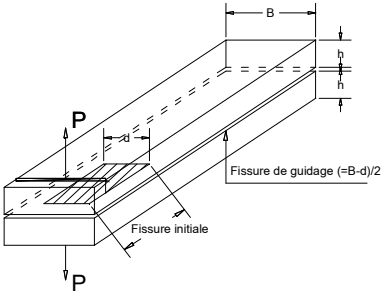
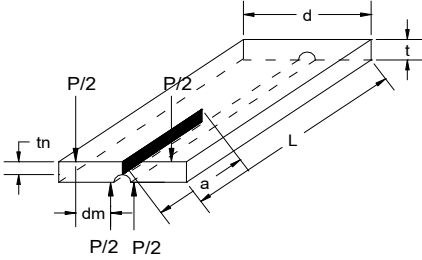
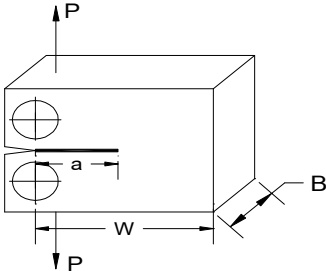
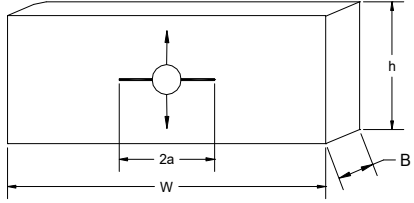
- + Poutre entaillée en flexion.
- + Double console.
- + Poutre bi-torsion.
- + Epreuve de traction compacte.
- + Epreuve de type plaque.
- + Cube entaillé symétriquement à deux côtés.

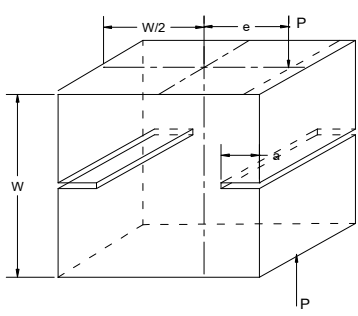
Le facteur d'intensité de contraintes est normalement calculé à partir des résultats des essais. Les valeurs de G_C sont ensuite déduites de K_C selon la formule (1.8) ou (1.9) dépendant à l'état de calcul appliquée pour les éprouvettes d'essai. Cependant, dans la plupart des cas, les éprouvettes d'essais sont suffisamment minces pour qu'une considération de l'état plan de contraintes soit raisonnable. La formule (1.8) est donc la plus utilisée, notamment dans le cas de poutres entaillées sur trois points.

Les méthodes d'essais comprenant le type des éprouvettes, la sollicitation, la formule de calcul de K_C sont représentées sur le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 – Les types d'éprouvettes en vue de la détermination des paramètres linéaires de rupture

Type d'éprouvettes	Sollicitation	Formules de calcul
<p>Poutre entaillée sur trois points ou quatre points</p> <p>(a)</p> <p>(b)</p>	Traction par flexion	$K_C = \frac{6Y M_{\max} \sqrt{a_0}}{B W^2}$ <p>M_{\max} – Moment maximal Y - Fonction géométrique B- Largeur de la section W- Hauteur de la section a_0 – Fissure initiale</p>

<p style="text-align: center;">Double console</p> 	<p style="text-align: center;">Flexion</p>	$K_C = \frac{2\sqrt{3}P_{\max}a_o}{(Bd)^{1/2} * h^{3/2}} [1 + 0.7(h/a_o)]$ <p> P_{\max} – Charge maximale. a_o – Fissure initiale. B – Largeur de la poutre. D – Largeur de la fissure initiale h – Hauteur de la poutre </p>
<p style="text-align: center;">Poutre bi-torsion</p> 	<p style="text-align: center;">Torsion</p>	$K_C = P_{\max}d_m[3(1+\nu)/(d_t^3 t_n)]^{1/2}$ <p> P_{\max} – Charge critique. d_m – Largeur de chargement ν - Coefficient de Poisson t – Epaisseur de la poutre t_n – Epaisseur de la fissure </p>
<p style="text-align: center;">Spécimen "compact"</p> 	<p style="text-align: center;">Traction par déchirement</p>	$K_C = \frac{Y P_{\max} \sqrt{a_o}}{B W}$ <p> P_{\max} – Charge critique Y - Fonction géométrique a_o - Fissure initiale B - Largeur de l'éprouvette W - Longueur de l'éprouvette </p>
<p style="text-align: center;">Spécimen « plaque »</p> 	<p style="text-align: center;">Traction par déchirement</p>	$K_C = \frac{P_{\max}}{\left[B^2 \pi a_o \left(\frac{W}{2\pi\pi} \right) \sin \left(\frac{2\pi\pi}{W} \right) \right]^{1/2}}$ <p> P_{\max} – Charge critique B - Epaisseur de l'éprouvette W – Longueur de l'éprouvette a_o – Fissure initiale </p>

<p>Cube entaillé symétriquement à deux côtés</p> 	<p>Traction par déchirement</p>	$K_C = \frac{P_{\max}}{W^{3/2}} [18.3\alpha^{1/2} - 430\alpha^{3/2} + 3445\alpha^{5/2} - 11076\alpha^{7/2} + 12967\alpha^{9/2}]$ <p>P_{\max} – Charge critique W – Hauteur de l'éprouvette a_0 – Fissure initiale $\alpha = a_0 / W$</p>
--	---------------------------------	---

1.3.1.4.2. Détermination des paramètres de rupture des modèles non linéaires

Dans les modèles non linéaires, les paramètres à déterminer sont l'énergie de rupture totale G_F , l'énergie de rupture partielle G_f et la longueur caractéristique (longueur de zone d'évolution de la rupture FPZ) l_{ch} . Les essais de flexion de poutres entaillées sur trois points sont utilisés pour la détermination de ces paramètres.

1.3.1.4.2.1. Détermination de l'énergie de rupture totale G_F à partir du travail de rupture W_F

L'énergie de rupture totale G_F (définie dans les modèles discontinus comme FCM) peut être déterminée expérimentalement par la méthode du travail de rupture (Work of Fracture Method - WFM) proposée par Hiller-Borg (1985). Le travail de rupture W_F est pris comme l'aire limitée par la courbe "charge-déplacement" et l'abscisse de déplacement (Figure 1.34).

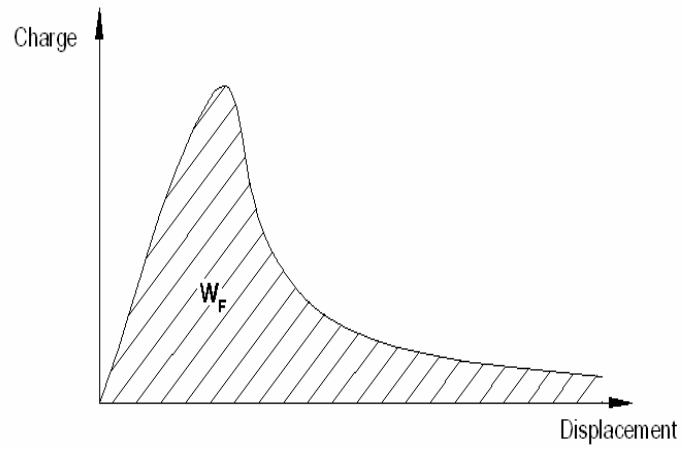


Figure 1.34 – Courbe charge - déplacement et le travail de rupture W_F

L'énergie de rupture totale G_F est calculée à partir de W_F selon la formule:

$$G_F = W_F / A_{\text{liga}} \tag{1.17}$$

avec A_{liga} la section du ligament de l'éprouvette, la largeur du ligament $L_{\text{liga}} = W - a_0$.

1.3.1.4.2.2. Détermination de la longueur caractéristique de la zone FPZ:

La longueur caractéristique l_{ch} ou la longueur de la zone d'évolution de la rupture FPZ est déterminée comme une fonction de la résistance en traction f'_t , de l'énergie de rupture totale G_F et du module d'élasticité E .

$$l_{ch} = l_p = E \cdot G_F / f'_t{}^2 \quad (1.18)$$

1.3.1.4.2.3. Détermination de l'énergie de rupture partielle G_f

L'énergie de rupture partielle G_f est déterminée selon le modèle SEM de Bazant à partir d'essais de flexion sur trois points sur des poutres entaillées à mi-travée (Figure 1.35). Tenant compte de l'effet d'échelle, G_f est calculée à partir de la charge critique P_{max} et est indépendante de la taille des éprouvettes d'essai. Cette énergie de rupture est associée uniquement au module de rupture du béton.

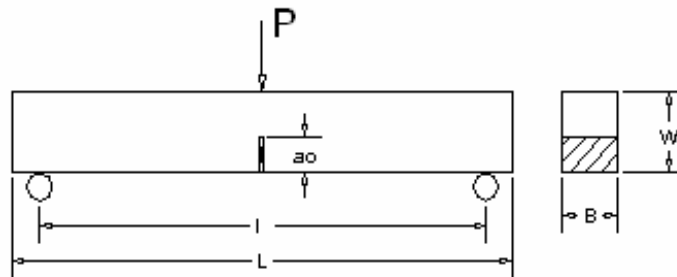


Figure 1.35 – Poutres entaillées sur trois points

La loi d'effet d'échelle (1.15) est utilisée sur base d'une régression linéaire (Bazant (1984)):

$$Y = AX + C \quad (1.19)$$

avec: $X_i = W_i; Y_i = (B_i W_i / P_i)^2 \quad (1.20)$

$$B_o \cdot f'_t = 1 / \sqrt{C} \quad (1.21)$$

$$d_o = C/A \quad (1.22)$$

$$A = \frac{\sum_i (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum_i (X_i - \bar{X})^2} \quad (1.23)$$

$$C = \bar{Y} - A\bar{X} \quad (1.24)$$

où: W_i – Dimensions caractéristiques des spécimens (la hauteur dans ce cas)

B_i – Largeur des échantillons

P_i – Charge de rupture de chaque éprouvette

\bar{X}, \bar{Y} - Les valeurs moyennes de X_i et Y_i

L'énergie de rupture partielle G_f est calculée selon la formule:

$$G_f = \frac{g(\alpha)}{EA} \quad (1.25)$$

où $g(\alpha)$ est la fonction géométrique de $\alpha = a_{oi}/W_i$ (a_{oi} est la longueur de la fissure initiale des échantillons):

$$g(\alpha) = \frac{1}{D} \pi \alpha [1.5f(\alpha)]^2 \quad (1.26)$$

$f(\alpha)$ est la fonction qui dépend des caractéristiques géométriques des éprouvettes :

$$\text{Pour } l/W = 2.5: \quad f_{2.5}(\alpha) = \frac{1.0 - 2.5\alpha + 4.49\alpha^2 - 3.98\alpha^3 + 1.33\alpha^4}{(1-\alpha)^{3/2}} \quad (1.27)$$

$$\text{Pour } l/W = 4.0: \quad f_4(\alpha) = \frac{1.99 - \alpha(1-\alpha)(2.15\alpha - 3.93\alpha + 2.70\alpha^2)}{\pi^{0.5}(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}} \quad (1.28)$$

Pour d'autres valeurs de l/W_i , $f_i(\alpha)$ est interpolée à partir des valeurs de $f_{2.5}(\alpha)$ et $f_4(\alpha)$.

1.3.1.4.2.4. Relation entre l'énergie de rupture partielle G_f et l'énergie de rupture totale G_F

L'énergie de rupture partielle G_f déterminée selon (1.25) est une valeur indépendante de la taille de la structure. Il existe une relation entre cette énergie et l'énergie de rupture totale G_F reliée au modèle à fissuration fictive FCM de Hiller-Borg, qui peut être déterminée par la méthode du travail de rupture WFM comme ci-dessus. Une relation $G_F \approx 2.5 G_f$ a été confirmée par plusieurs auteurs comme Planas & Elices (1990), Bazant & al (2002). La représentation graphique de G_F et G_f dans sur une courbe contrainte - ouverture de fissure est présentée à la Figure 1.36.

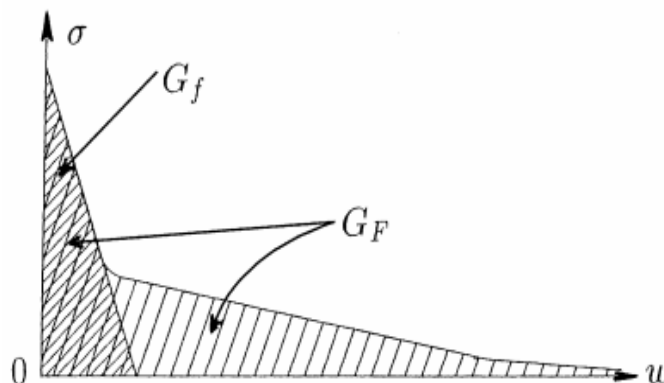


Figure 1.36 – Représentation de l'énergie de rupture partielle G_f et l'énergie de rupture totale G_F (Bazant (2002))

Une autre proposition de cette relation vient de CEB-FIB code (1993) : un rapport $G_F / G_f = 1.36 - 2.13$ est ainsi recommandé pour les bétons ayant le diamètre maximal des granulat, à savoir $d_{\max} = 8 - 32$ mm.

Dans la littérature, la relation $G_F \approx 2.5 G_f$ est souvent préférée pour le calage des paramètres des modèles de rupture et d'endommagement.

1.3.2. Modèles d'endommagement du béton

1.3.2.1. Rappel de la théorie de l'endommagement du béton

La mécanique de l'endommagement est développée en se basant sur les principes fondamentaux des milieux continus (Lemaitre & Chaboche (1984)), avec l'objectif de représenter la perte de rigidité du matériau due à l'accumulation et à la propagation des microfissures sous l'action extérieure. L'endommagement du matériau est pris en compte via des lois de développement des variables d'état de l'état initial à l'état totalement endommagé. En général, le développement d'une loi d'endommagement selon l'approche thermodynamique se décompose en trois phases:

- + Définition des variables d'état caractérisant l'état d'endommagement du matériau.
- + Choix de la fonction de l'énergie libre (Gibbs ou Helmholtz) et en déduire la loi d'état.
- + Détermination du potentiel dissipé pour établir la loi de développement des variables choisies.

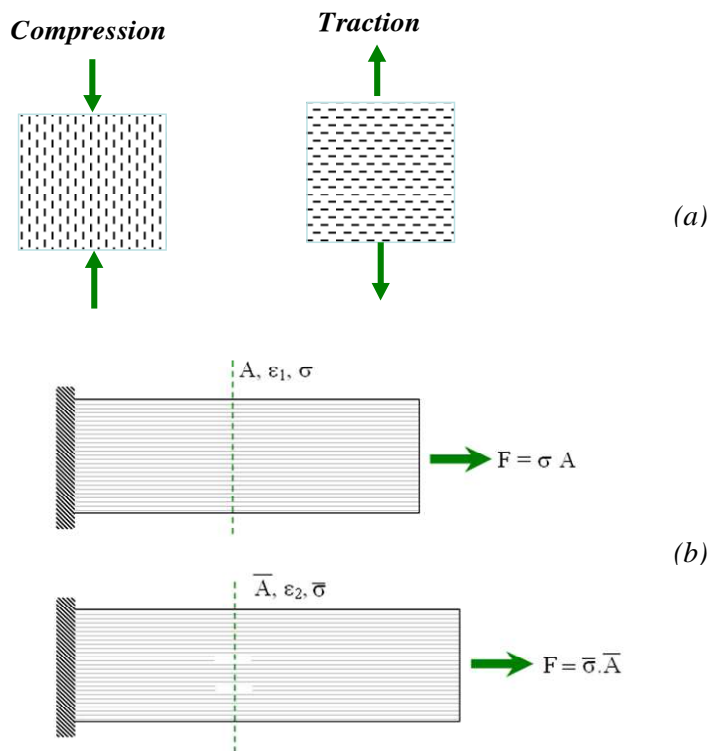


Figure 1.37 – Endommagement du béton en compression, en traction (a) et la modélisation uniaxiale selon la mécanique de l'endommagement (b)

L'endommagement du béton est situé dans les zones qui subissent les contraintes les plus importantes (zone de rupture FPZ), avant l'apparition et la propagation de macrofissures (Figure 1.37). Le module d'élasticité du béton dans ces zones diminue fortement et tend à s'annuler lors de la rupture totale du matériau. Pour modéliser l'endommagement du béton, Mazars (1984) a introduit la variable d'endommagement D ($0 - 1$) représentant l'endommagement du béton de l'état intact à l'état totalement endommagé. Il y a plusieurs approches pour établir la loi d'endommagement comme l'approche thermodynamique, l'approche en contrainte effective, l'approche de déformation effective... L'approche en contrainte effective est largement utilisée par de nombreux chercheurs dans leurs modèles,

comme Mazars (1984), Mazars & Pijaudier-cabot (1989), Simo & Ju (1987), La Borderie (1991), Lemaitre & Chaboche (1992), Faria & al (1998) ou Jirasek (2004).

La contrainte effective et la contrainte nominale sont introduites comme les variables de la théorie de l'endommagement:

+ Contrainte effective: $\bar{\sigma} = E \varepsilon$.

+ Contrainte nominale: $\sigma = E_D \varepsilon = \beta E \varepsilon = (1-D) E \varepsilon = (1-D) \bar{\sigma}$

avec β la variable entière et D la variable d'endommagement variant de 0 à 1.

La variable d'endommagement D peut être un scalaire pour les calculs simples (isotrope) ou du type tenseur (ordre 2, 4, 8...) pour les structures compliquées (anisotrope).

La variable d'endommagement D peut être déterminée à partir d'essais mécaniques ou par des essais ultrasoniques au laboratoire:

+ A partir des essais mécaniques, l'endommagement est déterminé à partir de la courbe contrainte-déformation:

$$D = \frac{E_o - E_D}{E_o} \quad (1.29)$$

où: E_o est le module d'élasticité initiale ;

E_D est le module d'élasticité du matériau endommagé.

+ A partir de mesures au niveau microscopiques (ultrasonique, X-ray...), l'endommagement est calculé comme le rapport entre l'aire de la zone du matériau endommagé S_D sur l'aire totale S_T .

$$D = \frac{S_D}{S_T} \quad (1.30)$$

Un résumé des modèles typiques d'endommagement du béton est présenté ci-dessous.

1.3.2.2. Modèles typiques de l'endommagement du béton

1.3.2.2.1. Modèle de Mazars (1984)

Le champ de contrainte dans le béton endommagé est réécrit en tenant compte de la variable d'endommagement D :

$$\sigma_{ij} = (1-D)C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (1.31)$$

L'intensité de la déformation locale est représentée par la déformation équivalente:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum \langle \varepsilon_i \rangle^2} \quad (1.32)$$

Avec: ε_i - Les déformations principales:

$$\langle \varepsilon_i \rangle = 0 \quad \text{si } \varepsilon_i < 0$$

$$\langle \varepsilon_i \rangle = \varepsilon_i \quad \text{si } \varepsilon_i \geq 0 \quad (1.33)$$

L'augmentation de l'endommagement est caractérisée par la fonction seuil :

$$f(\tilde{\varepsilon}, D) = \tilde{\varepsilon} - K(D) \quad (1.34)$$

$K(D=0) = \varepsilon_{D_0}$ est le seuil d'endommagement initial.

L'endommagement total (D) est la somme de l'endommagement en traction (D_T) et en compression (D_C):

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (1.35)$$

Si $\varepsilon \geq \varepsilon_{D0}$:

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C = \alpha_T D_T + (1 - \alpha_T) D_C \quad (1.36)$$

$$D_{T,C} = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_{T,C})}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_{T,C}}{\exp[B_{T,C}(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]} \quad (1.37)$$

$$\alpha_{T,C} = \left(\sum_1^3 \frac{\langle \varepsilon_i^{T,C} \rangle \langle \varepsilon_i \rangle}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta \quad (1.38)$$

Si $\varepsilon \leq \varepsilon_{D0}$:

$$D = 0$$

La fonction de développement de l'endommagement selon la condition Khun-Tucker est écrite comme suit:

$$f \leq 0; D' = 0; f_D' = 0 \quad (1.39)$$

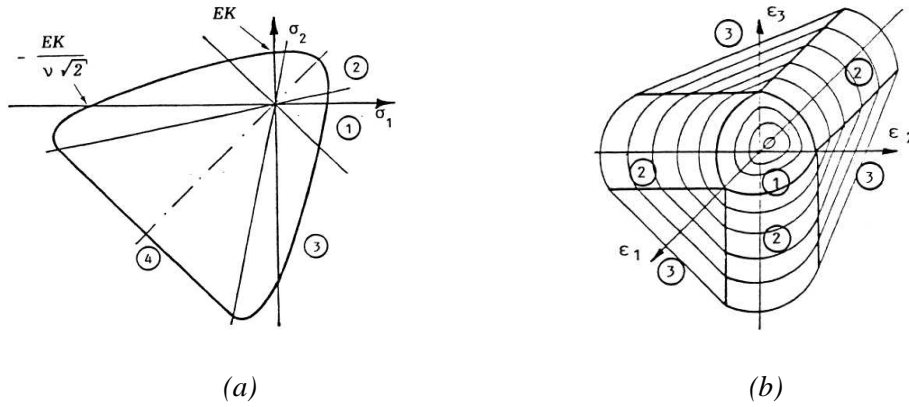


Figure 1.38 – Surface d'endommagement de Mazars dans:
(a). L'espace de contrainte, (b). L'espace de déformation

Le modèle de Mazars décrit avec succès le processus d'endommagement du béton en compression et en traction et il permet de bien modéliser le comportement non linéaire des structures en béton. Toutefois, le modèle isotrope (avec la variable d'endommagement scalaire) n'est convenable que pour modéliser des problèmes sous chargement monotone. De plus, le développement de la localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton a tendance à empêcher la convergence numérique des simulations. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des techniques de régularisation.

1.3.2.2.2. Modèle Bazant & Pijaudier-Cabot (1987-1989)

Bazant & Pijaudier-Cabot (1987) ont proposé une approche non locale du modèle de Mazars via l'introduction du concept de la moyenne pondérée de la déformation équivalente locale. Cette dernière devient non locale selon la relation suivante:

$$\bar{\varepsilon}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \Psi(x-s) \tilde{\varepsilon}(s) ds \quad (1.40)$$

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \Psi(x-s) ds \quad (1.41)$$

Où : Ω - Volume de la structure

V_r - Volume représentatif au point x (supposé fixe et isotrope)

$\Psi(x-s)$ - Fonction prépondérante, qui peut être une distribution Gaussienne:

$$\Psi(x-s) = \exp\left(-\frac{4(x-s)^2}{l_c^2}\right) \quad (1.42)$$

l_c - Longueur interne tenant compte de la localisation des fissures.

La fonction seuil est alors réécrite:

$$F(\bar{\epsilon}) = \bar{\epsilon} - K(D) \quad (1.43)$$

$$\text{Si : } F(\bar{\epsilon}) = 0 \text{ et } \dot{F}(\bar{\epsilon}) = 0 \quad (1.44)$$

$$\text{Alors } D = h(k) \text{ avec condition } \dot{d} \geq 0 \quad (1.45)$$

$$K = \bar{\epsilon}$$

Sinon:

$$\dot{D} = 0; \dot{k} = 0 \quad (1.46)$$

Les paramètres principaux du modèle non local sont:

$A_T, B_T, A_C, B_C, \beta, \epsilon_{D_0}$ et l_c .

Le modèle de Bazant & Pijaudier-Cabot, encore appelé modèle de Mazars non local, a permis de surmonter les difficultés rencontrées initialement par celui de Mazars.

1.3.2.2.3. Modèle de Jirasek (2004)

Jirasek a représenté plus clairement la dépendance de la variable d'endommagement D à la déformation:

$$D = g(\epsilon) = g(k) \quad (1.47)$$

k est la déformation maximale atteinte dans l'histoire du chargement:

$$k(t) = \max \epsilon(\tau), \tau \leq t. \quad (1.48)$$

La courbe d'adoucissement peut être de type linéaire ou de type exponentielle, ce qui traduit la fonction d'endommagement (Figure 1.39).

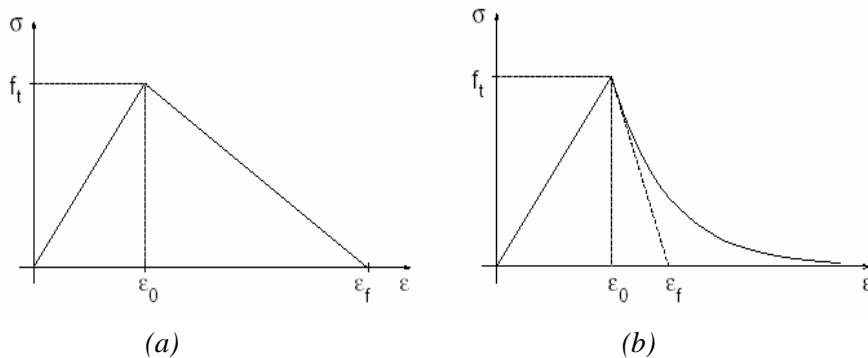


Figure 1.39 – Relation contrainte – déformation post-pic linéaire (a) ou exponentielle (b) (Jirasek-2004)

La variable qui contrôle l'endommagement du béton en cours de chargement peut être la déformation équivalente, la contrainte équivalente ou bien l'énergie équivalente.

Le champ non local $\bar{f}(x)$ est aussi déduit à partir du champ local $f(x)$ dans le volume représentatif V comme la méthode de Pijaudier –Cabot & Bazant ci-dessus où la fonction pondérante non locale est représentée par la formule:

$$\alpha(x, \xi) = \frac{\alpha_o(\|x - \xi\|)}{\int_V \alpha_o(\|x - \xi\|) d\xi} \quad (1.49)$$

Où, $\alpha_o(\|x - \xi\|) = \alpha_o(r)$ est une fonction non-négative de la distance $r = \|x - \xi\|$ et peut être prise selon une distribution gaussienne ou un polynôme réduit (Figure 1.40).

+ Distribution gaussienne:

$$\alpha_o(r) = \exp\left(-\frac{r^2}{2l_c^2}\right) \quad (1.50)$$

+ Polynôme réduit:

$$\begin{aligned} \alpha_o(r) &= \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right)^2 && \text{Si } 0 \leq r \leq R \\ &= 0 && \text{Si } r > R \end{aligned} \quad (1.51)$$

R est le rayon d'interaction, un paramètre reliant avec la longueur interne l_c . Pour la distribution gaussienne (1.50), $R = \infty$.

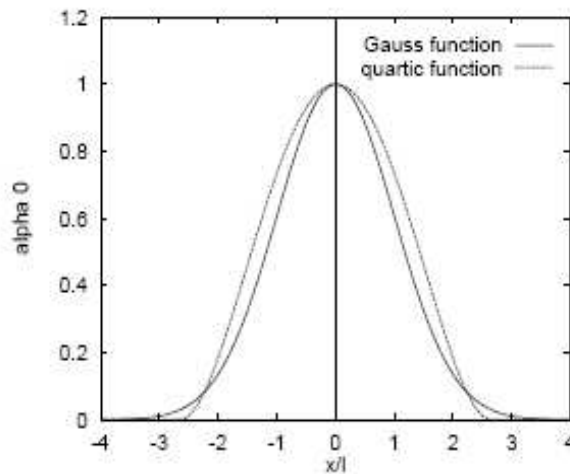


Figure 1.40 – Fonctions prépondérantes (Jirasek-2004)

Le modèle de Jirasek est proche de celui proposé par Mazars. Cependant, Jirasek a développé son modèle sur base d'autres variables équivalentes (outre la déformation équivalente) : la contrainte équivalente, l'énergie équivalente ou l'anisotropie du béton.

1.3.2.2.4. Modèle de La Borderie (1991, 2003)

Dans ce modèle, la déformation est divisée en deux parties: la déformation plastique (ϵ^p) et la déformation élastique (ϵ^e):

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (1.52)$$

Avec:

$$\epsilon^e = \frac{\sigma^+}{(1-D_T)E_o} + \frac{\sigma^-}{(1-D_C)E_o} + \frac{\nu}{E_o}(\sigma - \text{Tr}^2(\sigma)) \quad (1.53)$$

$$\epsilon^p = \frac{\beta_T D_T}{(1-D_T)E_o} f(\text{Tr}(\sigma)) + \frac{\beta_C D_C}{(1-D_C)E_o} \text{Tr}(\sigma) \quad (1.54)$$

Dans ces formules:

E_o est le module d'élasticité initiale

ν est le coefficient Poisson

$\beta_T(+)$, $\beta_C(-)$ sont les coefficients d'inélasticité du béton (pour les bétons ordinaires, on peut prendre $\beta_T = 1$ MPa, $\beta_C = -40$ MPa).

$f(\text{Tr}(\sigma))$ est la fonction scalaire contrôlant le processus de fermeture et d'ouverture des fissures:

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = 0 \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [-\infty, -\sigma_f] \quad (1.55)$$

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = \text{Tr}(\sigma)(1+\text{Tr}(\sigma))/(2\sigma_f) \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [-\sigma_f, 0] \quad (1.56)$$

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = \text{Tr}(\sigma) \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [0, +\infty] \quad (1.57)$$

σ_f est la contrainte de fermeture des fissures.

Quand $\text{Tr}(\sigma) < -\sigma_f$ les fissures se ferment totalement ($\sigma_f = 3$ MPa pour les béton ordinaires).

La surface d'endommagement dans l'espace des contraintes s'écrit:

$$F_i = Y_i - Y_{oi} - Z_i \quad (1.58)$$

Où :

$Z_i = g_i(z_i)$ est la vitesse d'érouissage, z_i sont les variables d'érouissage en traction et en compression.

$$g_i(z_i) = \frac{\partial G_i}{\partial z_i} = \left[Y_{oi} + \frac{1}{A_i} \left(\frac{-z_i}{1+z_i} \right)^{1/\beta_i} \right] \quad (1.59)$$

Y_i est la variable l'endommagement,

Y_{io} est le seuil initial d'endommagement.

A_i, B_i sont les paramètres du matériau (comme dans le modèle Mazars).

La fonction de développement de l'endommagement est finalement écrite comme suit:

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + (A_i (Y_i - Y_{oi}))^{B_i}} \quad (1.60)$$

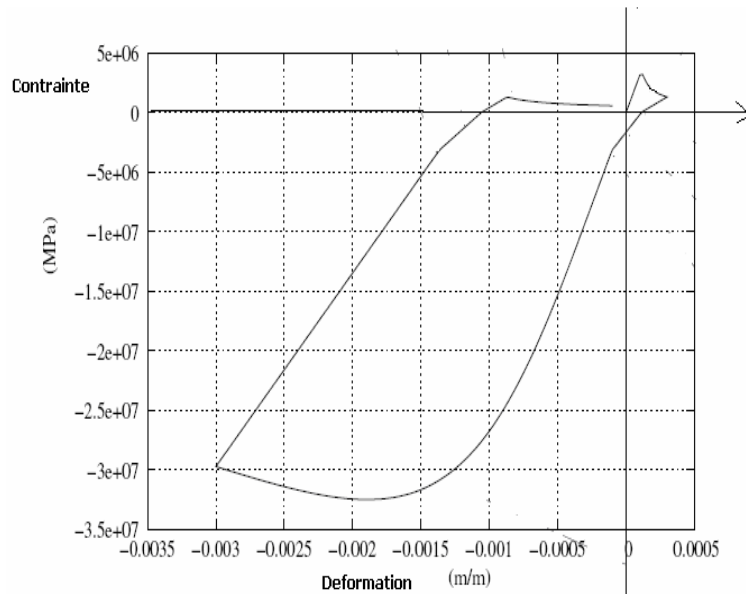


Figure 1.41 – Endommagement du béton avec l'effet unilatéral (La Borderie (1991))

Le modèle de La Borderie a pour ambition de reproduire le comportement du béton sous charge cyclique, en tenant compte de l'ouverture des fissures sous chargement et de la fermeture des fissures en déchargement. Les variables d'endommagement en traction (D_T) et en compression (D_C) sont utilisées indépendamment en tenant compte d'une partie de déformation résiduelle ε_p au cours de la rupture du béton. La complexité dans la définition des paramètres peut être l'inconvénient de ce modèle.

Hors de ces quatre modèles typiques présentés ci-dessus, quelques modèles d'endommagement sont aussi développés par d'autres auteurs:

- + Modèle de Olivier & al (1989) : l'endommagement du béton est pris en compte grâce à l'introduction d'une fonction de la cohésion C issue des modèles de plasticité comme Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager. L'objectif est de tenir compte de la plasticité du béton en cours d'endommagement. La détermination des paramètres de ce modèle via des expérimentations est difficile.
- + Modèle de Simo & al (1995) utilise en même temps plusieurs surfaces d'endommagement afin de pouvoir considérer différents types de rupture du béton, ainsi que ses influences sur l'endommagement total. Ce modèle ne considère pas la déformation résiduelle.
- + Modèle de Ramtani (1990) utilise un tenseur du deuxième ordre pour représenter les endommagements en traction et en compression et une variable scalaire pour contrôler l'endommagement volumique. Cet auteur a proposé trois surfaces d'endommagement qui se développent indépendamment ou en même temps et sont contrôlées par la déformation. Ce modèle a considéré la dissymétrie, l'anisotropie, l'effet unilatéral du comportement du béton mais avec la matrice tangente dissymétrique, les calculs deviennent difficiles.
- + Modèle J.WJu (1989) utilise une variable d'endommagement de type tenseur du quatrième ordre avec l'objectif de considérer toutes les caractéristiques du comportement du béton. Cependant, le contrôle d'une telle variable d'endommagement dans la programmation n'est pas facile.

1.3.2.2.5. Discussions sur les modèles d'endommagement

Le résumé des modèles d'endommagement du béton ci-dessus nous montre que les principales caractéristiques du comportement du béton comme la dissymétrie en compression et en traction, l'anisotropie, la déformation résiduelle ou l'effet unilatéral sont tour à tour introduites dans chaque modèle pour chaque cas de travail des structures en béton. Le paramètre qui contrôle l'endommagement en cours de chargement peut être la déformation équivalente, la contrainte équivalente ou l'énergie équivalente. La variable d'endommagement peut être scalaire ou de type tenseur. La fonction de distribution de l'endommagement peut être de type gaussienne, polynomiale réduite ou d'un autre type. La surface d'endommagement peut être unique ou multiple. La plasticité contrôle l'endommagement, ou vice versa. Chaque modèle est donc particulier.

Cependant, d'un point de vue général, on voit que tous les modèles d'endommagement ont la même approche pour décrire la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture et le modèle de Mazars peut être pris comme le modèle de base pour les autres, notamment pour les quatre modèles étant présenté en détail.

L'estimation d'un modèle appelé optimal à partir de ces modèles d'endommagement est assez difficile. Malgré cela, le choix d'un modèle qui soit simple où la détermination des paramètres d'endommagement n'est pas trop compliquée, mais suffisamment efficace dans la modélisation de l'endommagement du béton n'est pas trop difficile. Dans le cadre de la thèse, nous prenons le modèle de Mazars non local comme le modèle de base pour développer les modèles de couplages multi physiques de la perméabilité du béton.

1.3.3. Localisation de la déformation et techniques de régularisation

1.3.3.1. La localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton

La localisation de la déformation est expliquée par la concentration de celle-ci dans une petite zone de dimensions finies quand des microfissures apparaissent et se propagent, tandis que sur les autres zones de la structure, la déformation reste faible. La géométrie de la structure et l'instabilité du matériau sont les causes de ce phénomène. Cette deuxième raison est plus importante et typique au plan mécanique.

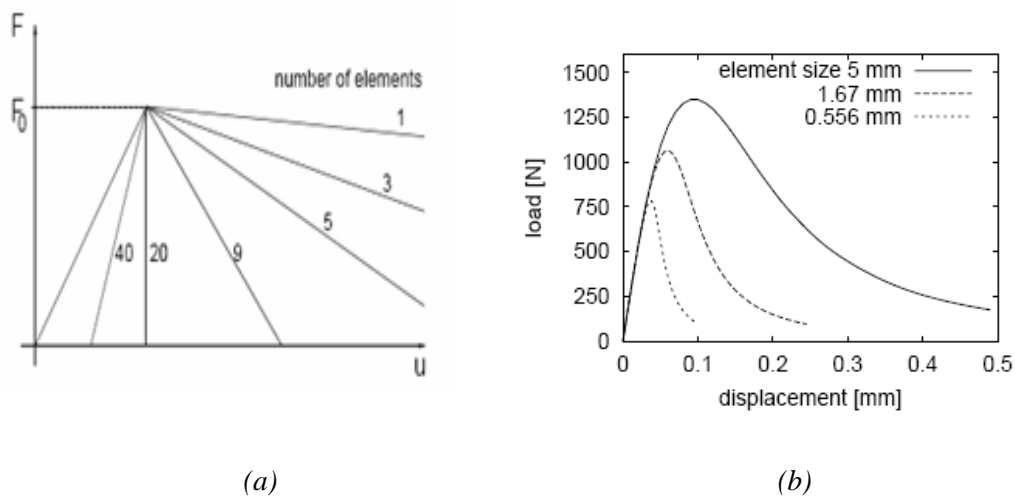


Figure 1.42 – Courbe charge-déplacement du béton en traction directe (a) et en flexion (b) (Jirasek (2002))

Jirasek (2002) (Figure 1.42) a montré la dépendance des résultats numériques selon les lois locales de l'endommagement. Plus le nombre d'éléments finis est important, plus la réponse d'adoucissement post-pic devient fragile.

La localisation de la déformation entraîne plusieurs inconvénients pour la simulation numérique selon des lois locales en se basant sur les principes de la mécanique des milieux continus:

- + Perte de l'ellipticité dans l'équation représentative, cette dernière devient hyperbolique et ne peut pas être résolue par les conditions d'appui disponibles.
- + Non convergence du résultat numérique et dépendance de celui-ci au maillage en éléments finis; la bande de localisation de la déformation tend vers une épaisseur nulle quand le maillage devient de plus en plus fin.
- + Phénomène "snap-back", l'énergie dissipée en cours d'endommagement du béton est nulle ou négative, ce qui n'est pas acceptable au plan physique.

Les essais en laboratoire ont montré que la bande de la localisation de la déformation est finie et n'est donc pas nulle, comme cela est pourtant obtenu lors de calculs avec les lois locales. La largeur de cette bande dépend de la longueur caractéristique de la zone d'évolution de la rupture FPZ.

Il est donc nécessaire d'introduire des techniques de régularisation dans le modèle d'endommagement local pour tenir compte de la localisation de la déformation.

1.3.3.2. Les techniques de régularisation

Les techniques de régularisation sont introduites pour tenir compte de la localisation de la déformation du béton dans les zones de rupture (FPZ). Les interactions entre les points matériels de FPZ sont considérées. Les deux techniques les plus connues sont celle non locale et celle de gradient:

- + La technique non locale est brièvement présentée comme dans les modèle Bazant & Pijadier-Cabot et Jirasek ci-dessus.
- + Les techniques de gradient se composent de deux types: (i). Gradient non local (Peerling & al 1996, Peerling 2001...): cette technique considère seulement les premiers termes jusqu'au gradient du deuxième ordre des déformations plastiques dans l'équation différentielle partielle, les deux types explicite ou implicite pouvant être utilisés. (ii). Gradient local (Pamin.J (1994), R.Chambon & al (2003), Collin & al (2006)...): L'équation représentative reste locale comme dans la théorie de la mécanique des milieux continus; cette technique est développée à partir des modèles de gradient local bien connus dans la théorie de plasticité.

1.3.3.2.1. Approche non locale

La technique non locale est connue depuis longtemps pour expliquer de la singularité du champ de contrainte au fond de la fissure que l'on peut observer expérimentalement; l'introduction de celle-ci pour considérer la localisation de la déformation dans les modèles d'endommagement local du béton ne commence qu'à partir des années 80. Bazant (1984), Pijaudier-Cabot (1987) puis Mazars (1989) l'ont introduite dans le modèle Mazars local et jusqu'à maintenant, cette technique est également présente dans les modèle de plasticité, de rupture (Jirasek (2002)). Etant différente à l'approche locale qui considère que l'état physique d'un point matériel dans la zone de la rupture FPZ est indépendant du voisinage, l'approche non locale prend en compte les interactions entre les différents points matériels. L'approche non locale peut être utilisée en deux échelles:

- + L'échelle microscopique considère directement l'hétérogénéité du béton en se basant sur la théorie de la mécanique des milieux poreux (O. Coussy (1991)) puis la technique de homogénéisation est utilisée pour évaluer macroscopiquement les variables générales. La détermination difficile des paramètres et la simulation numérique complexe sont des inconvénients de cette échelle.
- + L'échelle macroscopique considère les valeurs moyennes des variables internes qui représentent l'état des points matériels comme la contrainte et la déformation dans le volume représentatif V_r de la structure. Le calcul plus simple et la détermination aisée des différents paramètres ont validé les modèles macroscopiques dans les simulations des structures réelles. Nous ne considérons que les modèles macroscopiques dans nos études et l'approche non locale coïncide l'approche non locale macroscopique.

D'une façon générale, l'approche non locale remplace les variables locales courantes par les variables correspondantes non locales en prenant la valeur moyenne pondérée de ces premières dans un volume représentatif (V) qui contient le point matériel considéré. Si $f(x)$ est le champ local, la variable non locale est (Jirasek (2002)) :

$$\bar{f}(x) = \int_V \alpha(x, \xi) f(\xi) d\xi \quad (1.61)$$

où $\alpha(x, \xi)$ est la fonction de pondération non locale traduisant la distribution de $f(x)$ dans le volume considéré V_r , x est le point de source et ξ est le point de cible. Dans le voisinage du contour de V_r , la fonction non locale est normalisée pour ne pas violer la distribution régulière du milieu considéré et peut s'écrire comme suit:

$$\alpha(x, \xi) = \frac{\alpha_0(\|x - \xi\|)}{\int_V \alpha_0(\|x - \xi\|) d\xi} \quad (1.62)$$

$\alpha_0(x, \xi)$ est une distribution gaussienne ou une fonction polynomiale réduite (Jirasek (2002)).

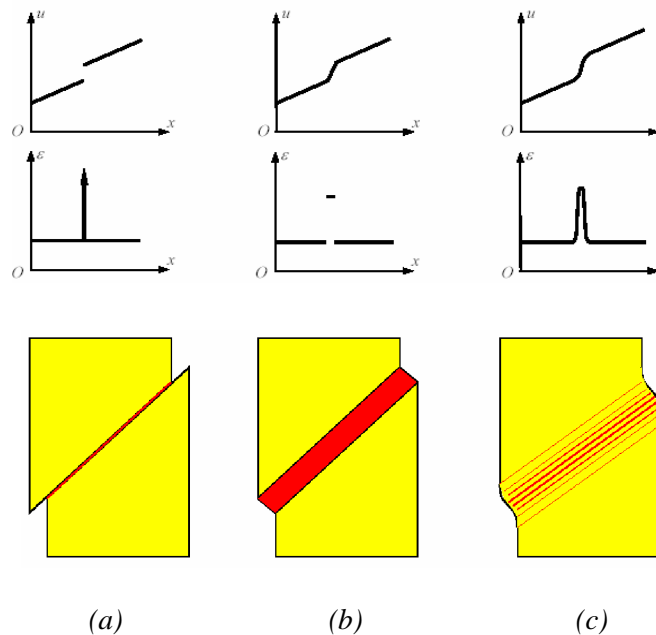


Figure 1.43 – Régularisation du champ de déplacement et de déformation (Jirasek (2004))
 (a) Régularisation avec un saut de déplacement - discontinue
 (b) Régularisation avec un saut de déformation - faiblement continue
 (c) Régularisation totale - continue

Dans la mécanique de l'endommagement du béton, la déformation équivalente est habituellement choisie pour contrôler l'endommagement (Mazars (1984), Pijaudier-Cabot (1987), La Borderie (1991)) mais la contrainte ou l'énergie équivalente peuvent être également utilisées (Jirasek (2002, 2004)).

1.3.3.2.2. Approche de gradient non local

La technique de régularisation gradient est déduite de la technique non locale. Au lieu de prendre l'intégration spatiale des points matériels dans la zone de rupture, l'approche gradient considère la microstructure du béton par l'introduction des influences des gradients de premier et de deuxième ordres (ou d'ordre supérieur) des variables internes (contrainte, déformation...) dans la relation traduisant l'état des points matériels. Cette technique a d'abord été développée pour considérer la localisation de la déformation avec les modèles de plasticité; Aifantis (1984) suppose que la limite de plasticité dépend non seulement du coefficient d'écrouissage κ mais aussi de son gradient de second ordre:

$$\sigma_y = \sigma_0 + H(\kappa + l^2 \nabla^2 \kappa) \quad (1.63)$$

avec:

σ_0 , le seuil initial de plasticité, σ_y , le seuil de plasticité en cours,
 H , le module de plasticité et l , la longueur caractéristique du matériau.

Le second gradient de κ va tenir compte de la localisation quand elle se produit.

Dans l'application de cette technique aux modèles d'endommagement pour tenir compte de la localisation de la déformation, la représentation du gradient peut être implicite ou explicite.

1.3.3.2.2.1. Gradient avec l'équation de représentation explicite

La déformation équivalente non locale est représentée en fonction de la déformation locale et son second gradient:

$$\bar{\epsilon} = \tilde{\epsilon} + c \nabla^2 \tilde{\epsilon} \quad (1.64)$$

(1.64) est une formule approche simplifiée de la déformation, car elle peut être déduite de la formule d'intégration non locale par le développement en série de Taylor (Peerling (1996)) limitée les deux premiers termes. Le coefficient c dans (1.64) (de dimension du le carré de la longueur) et relié avec la longueur interne l_c dans le modèle Mazars non local par:

$$l_c^2 = 16.c \quad (1.65)$$

Si l'on prend $l_c \approx 3 d_{\max}$ (diamètre maximal des granulats), on obtient:

$$c = \frac{9.d_{\max}^2}{16} \quad (1.66)$$

L'inconvénient de cette technique est la dépendance explicite de la fonction non locale qui diminue le rayon d'interaction dans le volume considéré, c'est-à-dire que la variation de $\tilde{\epsilon}(y)$ à une distance finie du point matériel x n'influence pas $\tilde{\epsilon}(x)$ ou $\nabla^2 \tilde{\epsilon}(y)$ et par conséquence n'influence pas $\bar{\epsilon}(x)$. C'est pour cette raison que cette technique explicite est moins utilisée.

1.3.3.2.2.2. Gradient avec l'équation de représentation implicite

La formule implicite est écrite comme suit:

$$\tilde{\varepsilon} = \bar{\varepsilon} - c\nabla^2\bar{\varepsilon} \quad (1.67)$$

Cette équation nécessite la condition aux limites supplémentaire. Peerling (1996) représente cette condition par:

$$\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial n} = n \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x_i} = 0 \quad (1.68)$$

Avec n est le vecteur normal du volume V considéré. Cette formule peut être identique à celle non locale si l'on choisit une fonction de pondération convenable (Peerling (2001)).

La technique de gradient implicite est particulièrement appropriée pour la construction des modèles de couplage plasto-endommageable.

1.4. MICROSTRUCTURE DU BÉTON, PERMÉABILITÉ DU BÉTON SOUS L'ACTION MÉCANIQUE ET DE LA TEMPÉRATURE

1.4.1. Caractéristiques microstructurales du béton

1.4.1.1. Phases de la structure du béton

Le béton durci est un matériau poreux composé de pâte de ciment hydratée et de granulats. Les trois phases constituant la structure du béton sont (Figure 1.44):

- + La phase solide qui comprend la pâte de ciment, les granulats et l'interface pâte-granulats. La pâte de ciment est formée par des grains de ciment hydratés et se compose de 50% de gel C-S-H, 20% de portlandite Ca(OH)_2 , 10% d'aluminates et de sulfo-alluminates de calcium hydratés et 20 % d'autres composants (CA_2SH_8 , CA_3 , ...). L'interface pâte-granulats existe autour des granulats et dépend de la forme et la composition chimique des granulats. Pour les granulats calcaires qui sont assez poreux, cette interface est moins perméable et plus résistante que celle des granulats siliceux.

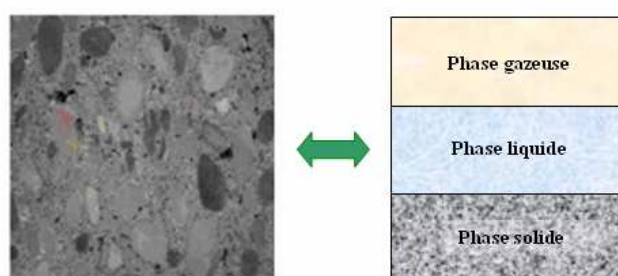


Figure 1.44 – Phases constituant la structure du béton

- + La phase liquide comprenant les différents types d'eau existant dans le béton: l'eau capillaire, l'eau adsorbée et l'eau liée chimiquement. L'eau capillaire remplit le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et est séparée de la phase gazeuse par des ménisques. L'eau adsorbée est présente sur la surface solide des pores, notamment sur le gel C-S-H et soumise à des champs de forces superficielles par l'intermédiaire des forces intermoléculaires de Van der Waals et des forces électrostatiques. L'eau chimiquement liée représente l'eau consommée au cours des réactions d'hydratation du ciment ou combinée avec d'autres composants dans les hydrates.

- + La phase gazeuse comprend de l'air et de la vapeur d'eau co-existant dans les pores du béton. Ceux-ci se composent des pores capillaires et des pores internes aux hydrates. Les pores capillaires se trouvent dans les espaces inter-granulaires et sont directement liés au rapport eau/ciment. Les pores internes aux hydrates sont indépendants du rapport eau/ciment et se forment en cours d'hydratation de la pâte de ciment.

1.4.1.2. Porosité

La porosité du béton est la somme des porosités de la pâte de ciment, des granulats et l'interface pâte-granulats. La porosité est définie par la formule:

$$p = V_p / V_t \quad (1.69)$$

avec V_p , le volume des vides du béton et V_t , le volume total.

Pour les bétons ordinaires (BO), la porosité est approximativement égale à 10% du volume total de la structure du béton (Baroghel-Bouny (1994)).

1.4.1.3. Tortuosité

La tortuosité (τ) est introduite par Carma (1956) dans son modèle géométrique de la perméabilité; elle caractérise le chemin d'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux:

$$\tau = (L_e / L)^2 \quad (1.70)$$

avec L_e , la longueur réelle du parcours d'un fluide et L , la longueur projetée de L_e en ligne droite.

1.4.1.4. Connectivité.

La connectivité (C) est un paramètre de la topologie de la structure poreuse qui caractérise le degré avec lequel une structure poreuse est connectée. Elle correspond au plus grand nombre de branches du réseau poreux pouvant être coupées sans se déconnecter des nœuds du reste du réseau. La définition de C est comme suit (Choinska (2006)) :

$$C = b - n + 1 \quad (1.71)$$

Avec b est le nombre des branches et n le nombre de noeuds.

Dans un milieu poreux supposé homogène, la valeur de C est proportionnelle à la taille de la structure et celle-ci augmente par fissuration.

1.4.1.5. Pression capillaire

La pression capillaire est définie comme la différence entre la pression totale du gaz (P_{gaz}) et la pression totale de l'eau liquide (P_{eau}) à l'échelle d'un pore:

$$P_c = P_{gaz} - P_{eau} \quad (1.72)$$

La valeur de la pression capillaire dans le béton est fortement dépendante du niveau de saturation du béton et influence la perméabilité du béton.

1.4.2. Influence des actions mécaniques sur la microstructure du béton

Le comportement du béton dans les différents cas de chargement a été abordé dans la §1.1. Dans cette partie nous résumons les phases principales du comportement microstructurel du béton en traction et en compression avec l'apparition et la propagation des fissures qui font augmenter la porosité, la tortuosité et la connectivité de la structure poreuse. Pour le comportement du béton ordinaire, les phases considérées de l'état intact du matériau jusqu'à l'état de rupture sont (Figure 1.45):

- + Phase élastique linéaire et quasi linéaire OA ($\sigma \leq \sigma_{Do}$, $\tilde{\epsilon} < \epsilon_{Do}$): Le matériau est considéré comme sain, il n'y a pas de fissures mécaniques. La structure poreuse reste inchangée.

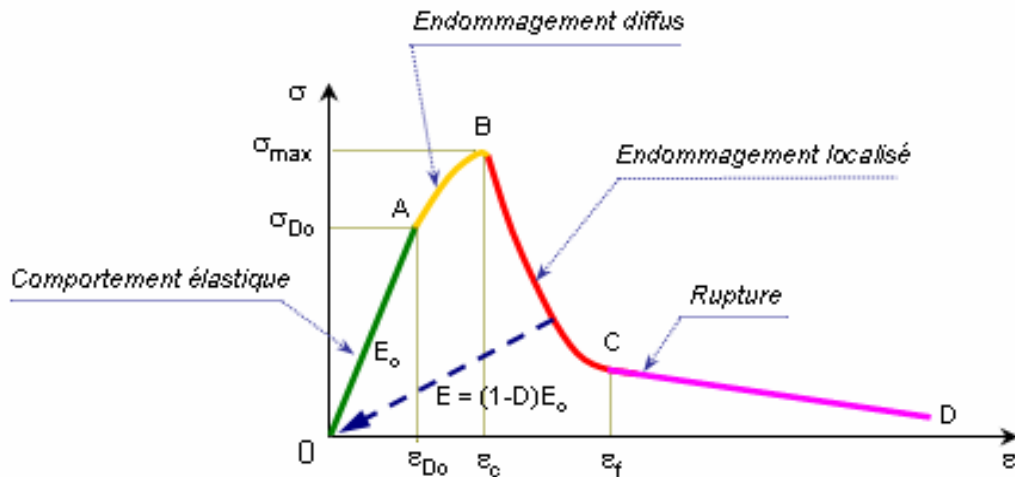


Figure 1.45 – Phases de comportement mécanique du béton

- + Phase non linéaire avant-pic AB ($\sigma_{D_0} < \sigma \leq \sigma_{\max}$, $\varepsilon_{D_0} \leq \tilde{\varepsilon} < \varepsilon_c$): Des microfissures apparaissent et se propagent traduisant un endommagement diffus ou homogène dans le béton. La porosité et la connectivité augmentent considérablement.
- + Phase non linéaire post-pic BC ($\sigma < \sigma_{\max}$, $\varepsilon_c \leq \tilde{\varepsilon} < \varepsilon_f$): Les microfissures se généralisent fortement et se concentrent dans la direction privilégiée selon l'axe de la contrainte principale traduisant un endommagement localisé.
- + Phase de l'apparition nette des macrofissures séparément dans les différentes zones de rupture ($\tilde{\varepsilon} = \varepsilon_f$) CD: Le milieu du béton devient discontinu.

Pour le comportement en compression $\sigma_{D_0} \approx (0.65 - 0.8)\sigma_{\max}$, approximativement, on peut prendre $\sigma_{D_0} = 0.7\sigma_{\max}$. Pour le comportement en traction, $\sigma_{D_0} \approx (0.95 - 1)\sigma_{\max}$, approximativement, on peut prendre $\varepsilon_{D_0} = \varepsilon_c$.

1.4.3. Influence de la température sur la microstructure du béton

1.4.3.1. Modifications physico-chimiques dans la pâte de ciment

Sous l'action de la température, au niveau macroscopique, une diminution de la teneur en eau due à l'évaporation de l'eau non-liée (l'eau capillaire et une partie de l'eau adsorbée) est facilement observée; cette diminution devient négligeable quand la température atteint un seuil compris entre 105 et 120°C (Noumowé (1995), Menou (2004)); les fissures superficielles sur les faces des échantillons en béton sont aussi enregistrées. Ces observations peuvent s'expliquer par les différents phénomènes qui ont lieu dans la microstructure du béton.

Les réactions dans la pâte de ciment en fonction du niveau de température sont les suivantes (Noumowé (1995)):

- + De 30 °C à 105 °C, l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'évacuent du béton. L'eau non-liée est complètement éliminée entre 105 et 120 °C.
- + De 120°C à 170 °C, la décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ accompagnée de la perte d'une partie de l'eau liée des carbo-aluminates hydratés peut avoir lieu.
- + A partir de 180 °C, puis jusqu'à 300 °C, due à la perte de l'eau liée, la première étape de la déshydratation chimique du gel de C-S-H a lieu. L'eau liée chimiquement commence à s'échapper du béton.

- + De 250°C à 370°C, des petits pics endothermiques indiquent des effets de décomposition et d'oxydation d'éléments métalliques.
- + De 450 °C à 550 °C, la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se décompose en chaux libre CaO et en eau qui s'évapore.
- + De 600 °C à 700 °C, une seconde étape de la déshydratation des phases de C-S-H apparaît, résultant d'une formation de silicates bi-calciques et d'une libération d'eau.
- + Entre 700 °C et 900 °C, il y a décomposition du carbonate de calcium $\text{Ca}(\text{CO})_3$, contenu dans les granulats calcaires et dans la pâte de ciment. Cette réaction de décomposition en chaux libre CaO est accompagnée d'une libération de gaz carbonique.
- + A partir de 1300°C, la fusion des agrégats et de la pâte de ciment se produit.

1.4.3.2. Effet de la température sur les granulats

Sous l'action de la température, les granulats subissent des transformations chimiques et minéralogiques entraînant une modification des caractéristiques microstructurelles. La masse des granulats diminue en fonction de la température traitée (Figure 1.46). Normalement, les granulats sont stables jusqu'à une température de 500 à 600°C (Harmathy & Allen (1973)). Une autre transformation cristalline est présente entre 500 et 650°C. Dans le cas des granulats calcaires, la décarbonatation ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$) se produit entre 600 et 900°C. En phase de refroidissement, la chaux libre (CaO) formée lors de la réaction de décarbonatation, se combine avec l'humidité atmosphérique sous forme de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ avec une augmentation de volume de 44%, causant ainsi la fissuration et l'endommagement des structures en béton.

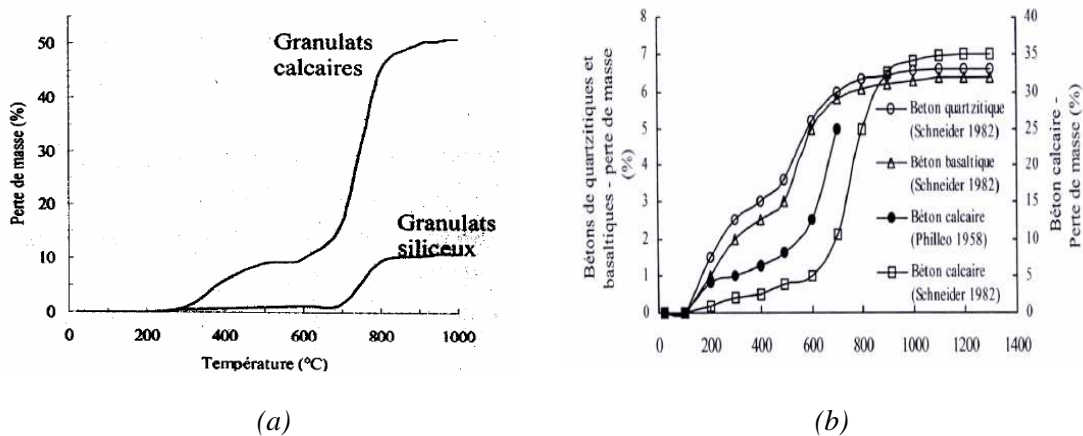


Figure 1.46 – Perte de masse des types de granulats selon la température
(a) - Harmathy & Allen (1973), (b) - Schneider (1982)

1.4.3.3. Dégradation de l'interface granulats – pâte de ciment

L'interface entre les granulats et de la pâte de ciment est la partie de plus faible résistante dans la structure du béton. Cette partie se dégrade progressivement avec l'augmentation de la température suite à l'évacuation de l'eau capillaire et de l'eau liée chimiquement. Le retrait de dessiccation favorise le développement des fissures; au delà de 120 °C, les phénomènes de déshydratation engendrent une détérioration rapide au niveau de cette zone à cause de la dilatation différentielle entre la pâte de ciment (retrait) et les granulats (expansion). Plus le matériau est hétérogène plus la différence entre les coefficients de dilatation thermiques des constituants est importante.

1.4.3.4. Évolution de la porosité

La porosité du béton augmente légèrement en fonction de la température (Kalifa (1998)) (Figure 1.47). Cette augmentation est due en partie à l'augmentation du volume total de la dimension des pores ainsi qu'à la microfissuration engendrée par la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats.

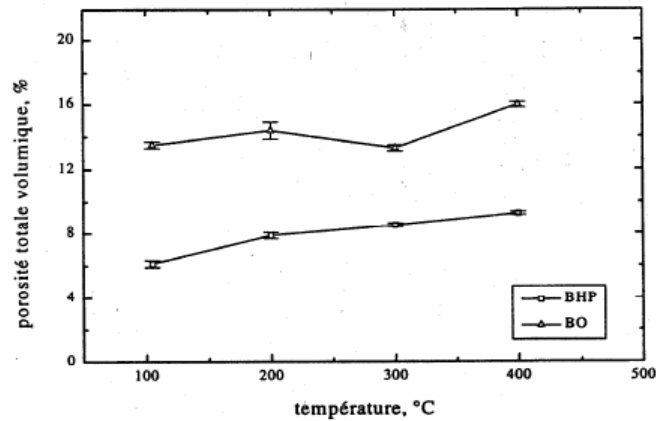


Figure 1.47 – Variation de la porosité du béton en fonction de la température (Kalifa (1998))

À 105°C, l'augmentation moyenne de la porosité est près de 10%, mais elle diminue fortement quand la température dépasse le seuil compris entre 105 et 120°C; à 400°C l'augmentation de la porosité n'est plus que de 3%. Ces résultats correspondent bien avec la diminution de la teneur en eau dans le béton sous température croissante.

1.4.3.5. Distribution de la taille des pores

La distribution de la taille des pores dans le béton ordinaire sous température élevée est évaluée par la technique de porosimétrie au mercure.

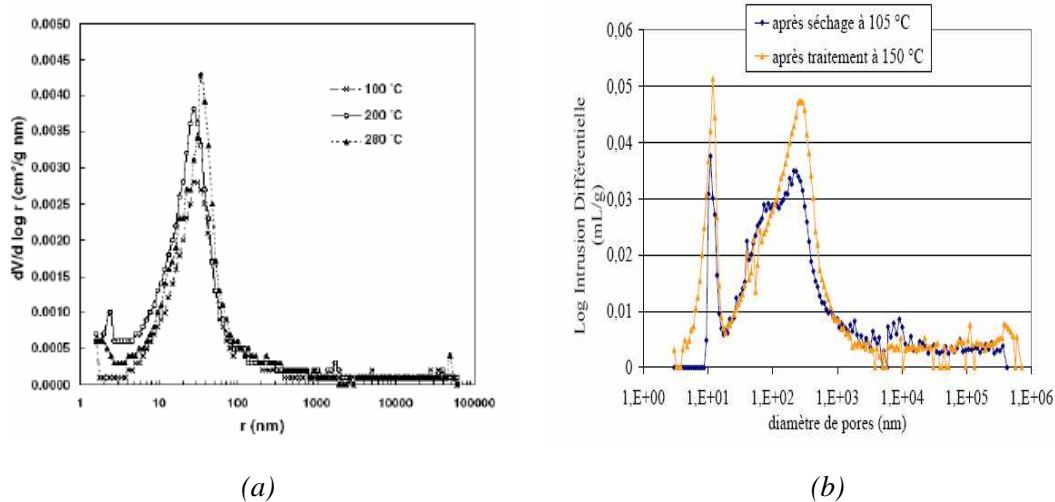


Figure 1.48 – Distribution de la taille des pores en fonction de la température
(a) – Vodak & al (2004), (b) – Choinska (2006)

Le travail de Vodak & al (2004) (Figure 1.48a) a démontré que la quantité des pores de plus grande taille augmente avec température en cours de séchage. La connectivité du réseau

poreux augmente suite à la création des fissurations thermiques. Les résultats de Choinska (2006) (Figure 1.48b) ont montré une augmentation de la porosité capillaire jusqu'à 12.3 % pour le béton séché à 105°C et jusqu'à 14.9 % pour le béton séché à 150°C.

1.4.4. Ecoulement en milieux poreux du béton

1.4.4.1. La perméabilité du béton

La perméabilité est définie comme la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous gradient d'énergie potentielle. La perméabilité du béton est fortement influencée par des paramètres du milieu poreux comme la porosité, la tortuosité et la connectivité. En effet, selon Scrivener (2001), plus la porosité augmente ou est connectée, plus la résistance au flux est faible, plus la tortuosité devient rectiligne et plus la perméabilité est grande. La perméabilité d'un béton dépend également fortement de ses constituants comme le rapport Eau/Ciment, la nature des granulats, du sable, des additifs... Cependant, une relation empirique entre la perméabilité et la résistance du béton ne peut pas être généralisée (Abbas (2000)) car c'est la connectivité des pores qui contrôle la perméabilité et non pas la porosité totale. Sous l'action mécanique et de la température élevée, la fissuration dans le béton apparaît et se propage entraînant une forte augmentation de la connectivité et la porosité du milieu poreux et par conséquent un accroissement de la perméabilité.

1.4.4.2. Loi de Darcy pour l'écoulement des fluides dans le milieu poreux

Darcy (1856) a proposé la loi d'écoulement des fluides dans le milieu poreux avec les hypothèses suivantes:

- + Les forces d'écoulement dues à la viscosité prédominent sur les forces d'inertie.
- + Les écoulements des fluides sont laminaires.
- + Il n'y a aucune d'interaction physique et chimique entre les fluides et le matériau.

Le coefficient de perméabilité K (m^2) est défini selon la loi Darcy qui s'écrit:

$$\vec{v} = -\frac{K}{\mu} \nabla \bar{P} \quad (1.73)$$

Avec v , la vitesse du fluide (m/s), μ , la viscosité dynamique (Pa.s) et $\nabla \bar{P}$, le gradient de pression (Pa/m).

Pour un écoulement unidirectionnel, le débit volumique (m^3/s) du fluide est donné par :

$$Q = \frac{K.S}{\mu} \frac{\Delta P}{L} \quad (1.74)$$

$$v = Q/S \quad (1.75)$$

avec S , la surface normale à la direction du flux (m^2), L , la longueur du matériau dans la direction du flux (m) et ΔP , la différence de la pression piézométrique (Pa).

1.4.4.3. Ecoulement visqueux du gaz

Pour le gaz (fluide compressible), le débit massique reste toujours constant en tout point:

$$\rho v = \text{constante} \quad (1.76)$$

Pour un écoulement isotherme du gaz parfait, en appliquant la loi Darcy on a:

$$\rho v = -\rho \frac{K}{\mu} \frac{dP}{dx} \quad (1.77)$$

$$\rho = \frac{M_{\text{mg}}}{RT} P \quad (1.78)$$

avec M_{mg} , la masse molaire du gaz, R , la constante du gaz parfait, T , la température et x , la longueur du parcours du fluide $[0, L]$ (Figure 1.49a).

Il vient donc selon Picandet (2001):

$$Pv = -\frac{K}{\mu} P \frac{dP}{dx} = -\frac{1}{2} \frac{K}{\mu} \frac{d(P^2)}{dx} \quad (1.79)$$

Pour des faibles variations de la pression et quand l'écoulement devient stable, on peut supposer que le terme Pv ne dépend pas de la longueur du parcours x . Par l'intégration des deux membres de (1.79) selon x , on a:

$$PvL = -\frac{K}{\mu} \frac{(P_2^2 - P_1^2)}{2} = \frac{K}{\mu} P_m \Delta P \quad (1.80)$$

où $P_m = (P_1 + P_2)/2$ et $\Delta P = P_1 - P_2$

En remplaçant (1.75) dans (1.80) on obtient la formule pour calculer la perméabilité:

$$K = \frac{Q}{S} \frac{\mu L P}{\Delta P P_m} \quad (1.81)$$

Les deux méthodes les plus utilisées en laboratoire pour mesurer la perméabilité du béton utilisent un disque ou un cylindre creux. Les formules de calcul de la perméabilité K , en considérant que les mesures des débits sont effectuées en amont (Figure 1.49) à la pression P_1 , sont alors:

+ Mesure sur un disque (Figure 1.49a):

$$K = \frac{4Q_1 \mu L P_1}{\pi D_d^2 \Delta P P_m} \quad (1.82)$$

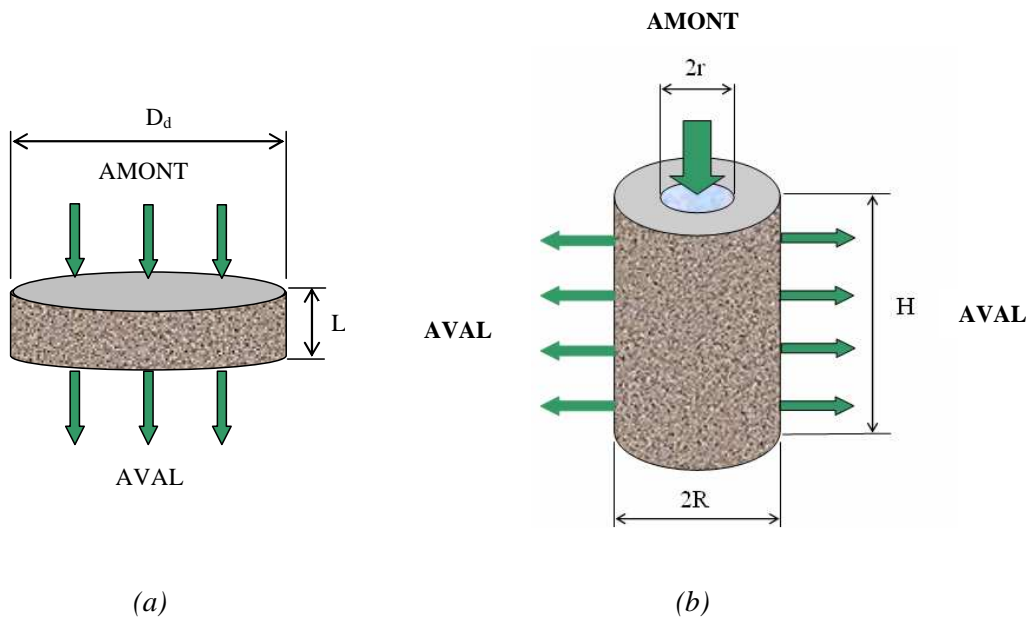


Figure 1.49 – Deux méthodes pour mesurer la perméabilité dans le laboratoire
(a.) Disque en béton; (b.) Cylindre creusé au centre.

+ Mesure sur un cylindre creux (Figure 1.49b):

$$K = \frac{Q_1 \cdot P_1 \cdot \mu \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{2\pi \cdot H \cdot \Delta P \cdot P_m} \quad (1.83)$$

Dans ces formules, Q_1 est le débit du gaz d'injection, P_1 et P_2 sont les valeurs de pression en amont et en aval, et H , r , R et L sont les dimensions des éprouvettes.

1.4.4.4. Écoulement par glissement du gaz

L'écoulement par glissement est une part de l'écoulement total du gaz et est lié au phénomène de non adhérence du gaz au contact de la paroi des capillaires. Cet effet est dû à la collision des molécules de gaz avec les parois des pores et est différent de l'écoulement visqueux qui résulte de la collision des molécules de gaz entre elles. Le profil de la vitesse du gaz des écoulements visqueux et par glissement dans un tube capillaire est représenté sur la Figure 1.50.

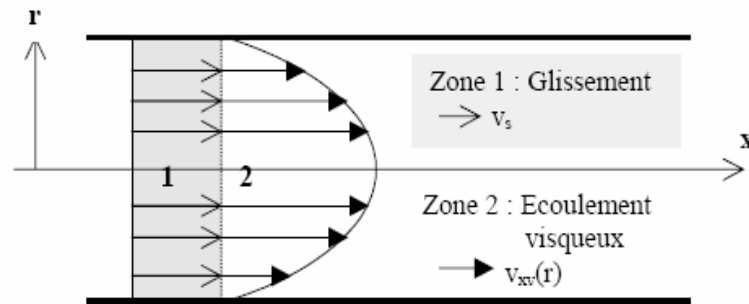


Figure 1.50 – Profil de la vitesse des écoulements visqueux et par glissement (Picandet (2001))

L'écoulement par glissement est indépendant de la viscosité du fluide (Carman (1956)) et sa contribution est d'autant plus significative que la perméabilité du milieu est faible (Klinkenberg (1941), Thénoz (1966)). Lorsque le diamètre des capillaires est beaucoup plus grand que la distance moyenne entre les collisions des molécules du gaz, sa contribution dans l'écoulement total est peut être négligée (Picandet (2001)).

1.4.4.5. Détermination de la perméabilité intrinsèque du béton

1.4.4.5.1. Cas d'un écoulement laminaire

La perméabilité calculée selon (1.82) ou (1.83) à partir des résultats d'essai en laboratoire est la perméabilité apparente K_a , celle-ci correspond à un écoulement combiné de l'écoulement par glissement et l'écoulement visqueux (Figure 1.50). Pour obtenir la valeur de la perméabilité intrinsèque K_v qui ne correspond qu'à l'écoulement visqueux du fluide, on doit utiliser l'approche de Klinkenberg comme suit (Figure 1.51):

$$K_a = K_v \left(1 + \frac{\beta}{P_m}\right) \quad (1.84)$$

avec β (Pa), le coefficient de Klinkenberg et $P_m = (P_1 + P_2)/2$, la valeur moyenne de la pression en amont et en aval.

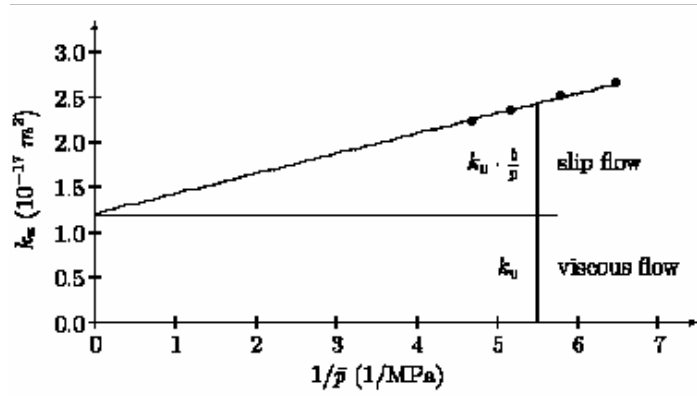


Figure 1.51 – Approche de Klinkenberg pour déterminer la perméabilité intrinsèque à partir de la perméabilité apparente (cas d'un écoulement laminaire) (Chatzigeorgiou (2004))

La régression linéaire est utilisée comme sur la Figure 1.51 pour déterminer K_v dans les coordonnées $(1/P_m - K_a)$, avec au moins 4 valeurs de K_a à différentes valeurs de gradient de pression. Physiquement, K_v est la valeur de K_a lorsque le gaz tend vers la phase liquide.

1.4.4.5.2. Cas d'un écoulement turbulent

La vitesse d'écoulement est très importante dans ce cas, la perméabilité intrinsèque K_v est une fonction de la perméabilité apparente K_a et le débit d'injection de gaz en amont Q_1 (Picandet (2001), Choinska (2006)). Dépendant du type d'éprouvette d'essai utilisé, la détermination de K_v est différente :

+ Cas d'un disque en béton:

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_v} + \left(\beta \frac{M}{R.T} \frac{4P_1}{\pi.D_d^2.\mu} \right) Q_1 \quad (1.85)$$

+ Cas d'un cylindre creusé en béton:

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_v} \frac{\left(\frac{R}{r} - 1 \right)}{\ln\left(\frac{R}{r} \right)} + \left(\beta \frac{M}{R.T} \frac{P_1}{2\pi.H.r.\mu} \right) Q_1 \quad (1.86)$$

En utilisant l'approche modifiée de Klinkenberg, on effectue alors une régression linéaire sur les points de mesure de la perméabilité dans les coordonnées $(Q-1/K_a)$, comme sur la Figure 1.52.

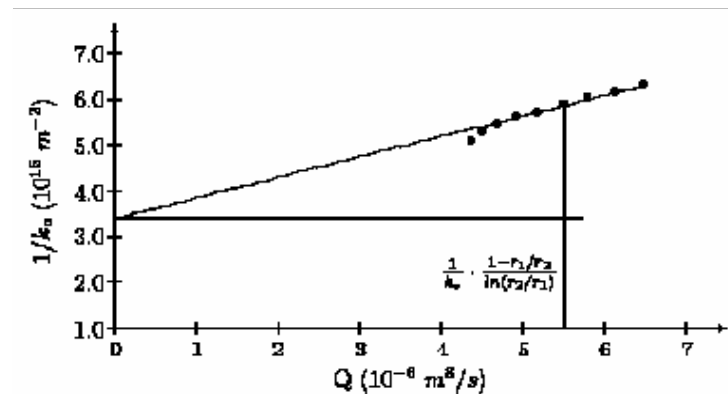


Figure 1.52 – Approche modifiée de Klinkenberg pour déterminer la perméabilité intrinsèque à partir de la perméabilité apparente (cas d'un écoulement turbulent) (Chatzigeorgiou (2004)).

1.4.5. Perméabilité du béton sous l'action mécanique

1.4.5.1. Perméabilité au gaz

La mesure de la perméabilité du béton au gaz est plus souvent réalisée que la mesure de la perméabilité à l'eau, et cela suite à la caractéristique inerte du gaz aux divers constituants du béton. La perméabilité au gaz est soit mesurée par l'écoulement axial dans une éprouvette de type disque, soit par l'écoulement radial dans une éprouvette cylindrique en béton. Les résultats obtenus des auteurs comme Sugiyama (1996), Hearn (1998), Picandet (2001), Choinska (2006) ont démontré que la perméabilité du béton au gaz augmente fortement à partir d'un seuil de contrainte se trouvant entre $0.65\sigma_{\max}$ et $0.75\sigma_{\max}$ (σ_{\max} est la contrainte au pic) (Figures 1.53, 1.54).

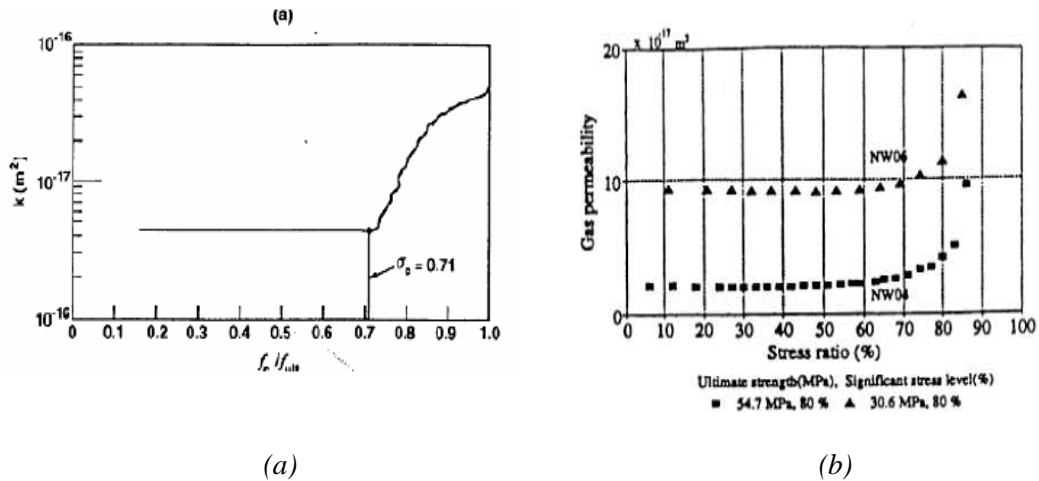


Figure 1.53 – Evolution de la perméabilité selon le niveau de contrainte
(a). Résultat de Hearn & al (1998); (b). Résultat de Sugiyama (1996)

Ce seuil de contrainte dépend de la teneur en eau du béton (ou température de séchage) des éprouvettes.

Les résultats d'essai de Picandet (2001) pour les trois types de béton de grande résistance ($f'_c \geq 60$ MPa) ont montré que la perméabilité résiduelle intrinsèque augmente dans la phase pré-pic jusqu'à dix fois la perméabilité initiale.

Les résultats de Choinska (2006) (Figure 1.54) constatent une diminution légère de la perméabilité par rapport avec la perméabilité initiale quand la contrainte reste inférieure à $0.70 \sigma_{\max}$.

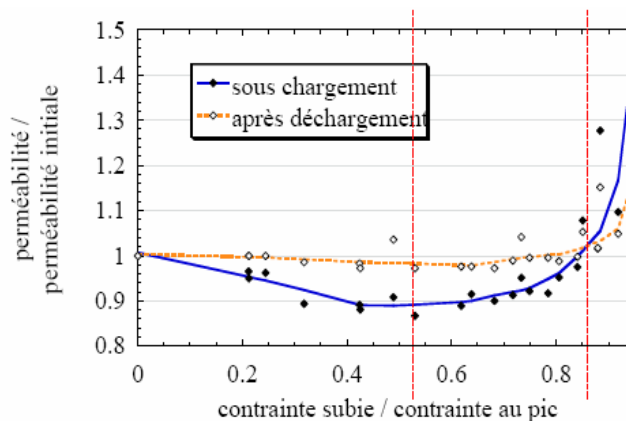


Figure 1.54 – Evolution de la perméabilité sous chargement et déchargement (Choinska (2006))

Après ce seuil, la perméabilité augmente fortement en fonction du niveau de contrainte. La perméabilité sous chargement est plus faible que la valeur en déchargement.

1.4.5.2. Perméabilité à l'eau

Kermani (1991) a déterminé la perméabilité résiduelle du béton sur les disques 10 x 20 (cm) préalablement chargés en compression. Ses résultats pour les trois types de béton (béton contenant du ciment portland, béton contenant des cendres volantes et béton aéré) ont montré une augmentation rapide de la perméabilité la contrainte relative dépasse le seuil $0.4\sigma_{max}$ (Figure 1.55).

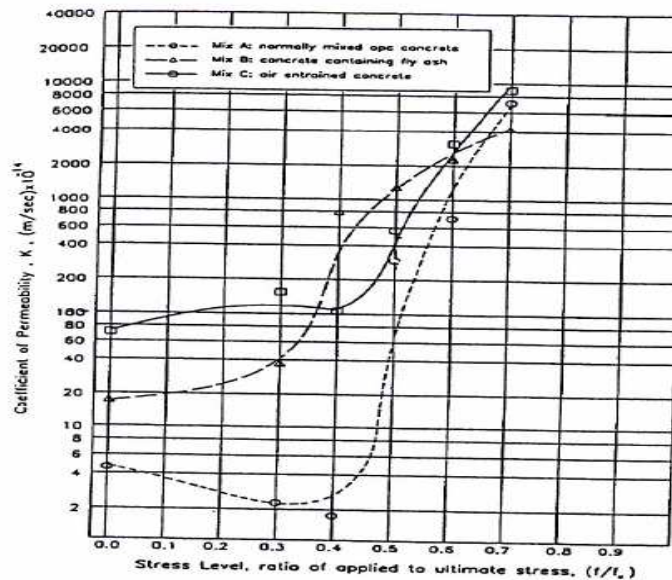


Figure 1.55 – Evolution de la perméabilité résiduelle selon la contrainte relative (Kermani (1991))

Gérard (1996) avec l'essai "BIPÉDE" (Figure 1.56) pour déterminer la perméabilité du béton à l'eau en traction directe a montré que l'accroissement de la perméabilité est une fonction de la troisième puissance des déformations des échantillons d'essai (les disques en béton). La valeur de la perméabilité à l'eau se trouve dans l'intervalle de 10^{-11} à 10^{-7} (m/s).

$$K(\epsilon) = K_e + \xi \frac{g\rho}{3N^2\pi\eta} L^2 \left(\epsilon - \frac{\sigma}{E_o} \right)^3 \quad (1.87)$$

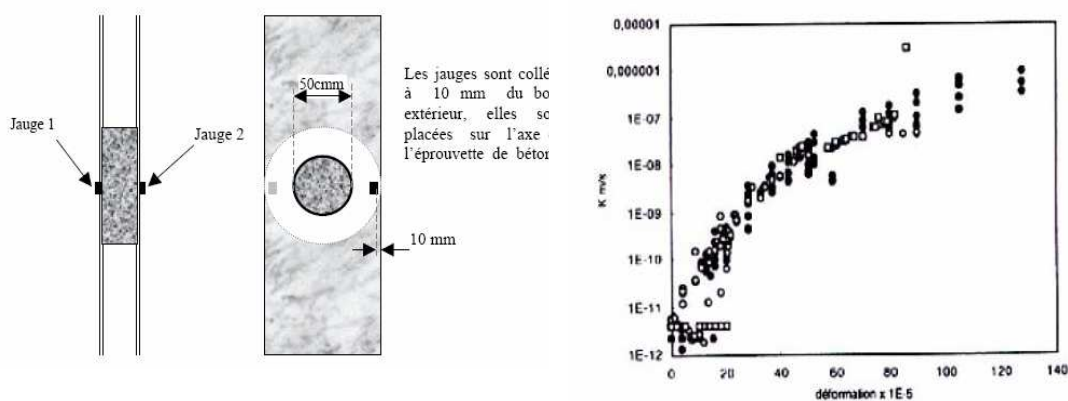


Figure 1.56 – Essai BIPÉDE et résultat obtenu de la perméabilité à l'eau (Gérard (1996))

Dans (1.87), K_e est la perméabilité à l'eau du matériau non fissuré (m/s), ρ est la densité du fluide (Kg/m^3), g est l'accélération de la gravité (m/s^2), N est le nombre des microfissures localisées et σ et ϵ sont la contrainte et la déformation moyennes dans l'axe de l'échantillon.

Wang (1997) a montré que la perméabilité à l'eau du béton via un disque en traction par fendage peut être négligée quand l'ouverture de la fissure est inférieure à $50\mu\text{m}$; par contre celle-ci devient significative au-delà d'une ouverture de $200\mu\text{m}$. La perméabilité varie de 10^{-9} à 10^{-10} (m/s) pour le béton sain et de 10^{-3} à 10^{-2} (m/s) pour le béton fissuré avec une ouverture comprise entre 300 à $400\mu\text{m}$.

1.4.5.3. Modèles mécaniques sur l'évolution de la perméabilité

1.4.5.3.1. Modèles continus

Les modèles théoriques de la perméabilité du béton développés par quelques auteurs comme Dormieux & Kondo (2004) ou Chatzigeorgiou (2005) se basant sur la technique d'homogénéisation de la micromécanique ont démontré qu'il y a un seuil d'endommagement critique, au-delà duquel la perméabilité macroscopique augmente fortement par rapport à la perméabilité initiale (Figure 1.57). Ce seuil d'endommagement correspond à la présence des microfissures diffuses dans le béton.

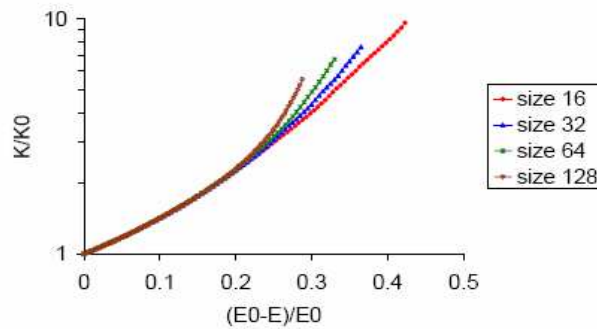


Figure 1.57 – Evolution de la perméabilité moyenne en fonction de l'endommagement pour différentes tailles de "lattice" (lattice sizes – lattice model) (Chatzigeorgiou (2005))

Les modèles phénoménologiques de la perméabilité du béton sont parallèlement proposés par plusieurs auteurs pour décrire l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement macroscopique D :

+ Modèle de Bourdarot (1999):

$$K = K_o \left(\frac{K_u}{K_o} \right)^D \quad (1.88)$$

où K_o est la perméabilité du matériau sain (perméabilité initiale), K_u est la perméabilité ultime correspondant à l'état complètement détérioré du matériau et D est l'endommagement. L'inconvénient de ce modèle est la difficulté dans la détermination peu précise de K_u .

+ Modèle de Barry (1996):

$$K = K_o \exp \left(\beta \sum_{i \neq j} D_{+i}^\gamma \right) \quad (1.89)$$

où K_o est la perméabilité initiale, i est la direction de la perméabilité anisotrope, j est la direction de l'endommagement positif D_{+i} et β et γ sont des paramètres à ajuster expérimentalement.

Ce modèle est proposé pour la détermination de la perméabilité à l'eau. Pour les résultats d'essai de Gérard (1996) (Figure 1.56), Barry a proposé: $K_0 = 8.10^{-8}$ (m/s), $\beta = 9.43$ et $\gamma = 0.859$.

+ Modèle de Gawin (2003):

$$K = K_0 10^{A_D D} \quad (1.90)$$

Selon Barry (1996): $A_D \approx 4$.

+ Modèle de Picandet (2001):

$$K = K_0 \exp[(\alpha D)^\beta] \quad (1.91)$$

où α et β sont les paramètres du matériau dépendant du type de béton.

Selon Picandet (2001): $\alpha = 11.3$ et $\beta = 1.64$ pour les bétons avec $f'_c \geq 60$ MPa.

Selon Choinska (2006): $\alpha = 6.2$ et $\beta = 1.7$ pour les bétons avec $f'_c \approx 30$ MPa.

Il faut noter que les modèles phénoménologiques ci-dessus ne sont applicables que pour l'endommagement diffus ($D \leq [0.15 - 0.25]$). Pour pouvoir calculer la perméabilité lorsque l'endommagement est plus grand ($D \rightarrow 1$) (phase de comportement post-pic du béton), Choinska (2006) a proposé une loi de raccordement reliant la loi de Picandet pour l'endommagement diffus et la loi discontinue de Poiseuille pour le milieu fissuré. Cependant, cette loi reste imparfaite car la loi de Poiseuille est encore représentée en fonction de l'endommagement en égalant la perméabilité au travers d'une bande de microfissures et la perméabilité au travers d'une macrofissure localisée. Une telle approximation néglige donc l'effet de constrictivité de la perméabilité dans le béton (Scrivener, (2001)), ce qui a pour effet d'augmenter la perméabilité dans une macrofissure localisée par rapport à celle dans une bande de microfissures. De plus, la représentation logarithmique de la perméabilité dans cette loi de raccordement est compliquée, celle-ci ne facilite pas la détermination les paramètres matériels de celle-ci.

1.4.5.3. 2. Modèles discrets

Les modèles discrets sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un milieu fissuré à l'échelle microscopique. Un milieu fissuré est défini comme un réseau de canaux au sein desquels l'écoulement peut être décrit par la loi Poiseuille. Pour simplifier la modélisation, la morphologie de l'espace poreux peut être négligée.

Selon la loi de Poiseuille, la perméabilité dans le cas d'un écoulement entre deux plaques planes et parallèles (espacée d'une distance [u]) est donnée par:

$$K = \frac{[u]^2}{12} \quad (1.92)$$

Pour un milieu fissuré avec présence de microfissures parallèles, Picandet (2001) propose une expression pour la perméabilité totale du milieu:

$$K = \xi \frac{e[u]^2}{12} = \xi \frac{[u]^3}{12 \Delta} \quad (1.93)$$

Où: e est la porosité.

ξ est le facteur de forme lié à la rugosité de la surface de la fissure.

$\Delta = u/e$ est la distance moyenne entre les fissures.

1.4.6. Perméabilité du béton sous l'action de la température

1.4.6.1. Perméabilité au gaz

Tsimbrovska (1998) (Figure 1.58a) a démontré que la perméabilité résiduelle au gaz du béton mesurée après refroidissement augmente considérablement par rapport avec la valeur initiale pour la température de traitement plus grande que 100°C.

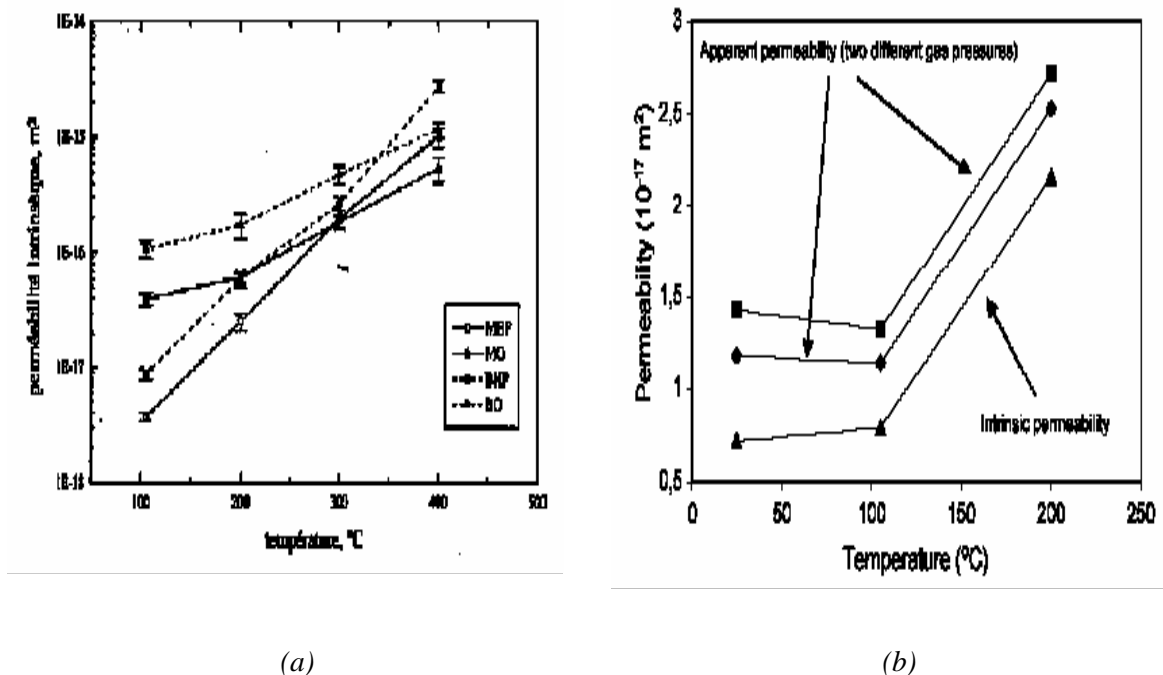


Figure 1.58 – Evolution de la perméabilité au gaz en fonction de la température

(a). Tsimbrovska (1998); (b). Lion & al (2005)

Les résultats de Lion & al (2005) (Figure 1.58b) ont montré que la perméabilité au gaz du béton reste quasiment constante lorsque la température reste inférieure à 100°C. Par contre, la perméabilité augmente fortement après ce seuil.

Selon Choinska (2006) (Figure 1.59), des mesures de la perméabilité résiduelle du béton sur des éprouvettes chauffées jusqu'à des températures de 150°C, puis refroidies à la température ambiante (20°C) montrent que la perméabilité à température ambiante reste identique avant et après refroidissement lorsque la température de chauffe ne dépasse pas 105°C. Au-delà de ce seuil, la perméabilité résiduelle est par contre plus importante après refroidissement. Une augmentation de la perméabilité de l'ordre de 15% a ainsi été observée sur des éprouvettes préalablement chauffées à 150°C. Toutefois, ces deux valeurs sont toujours supérieures à la valeur de perméabilité mesurée à 20°C.

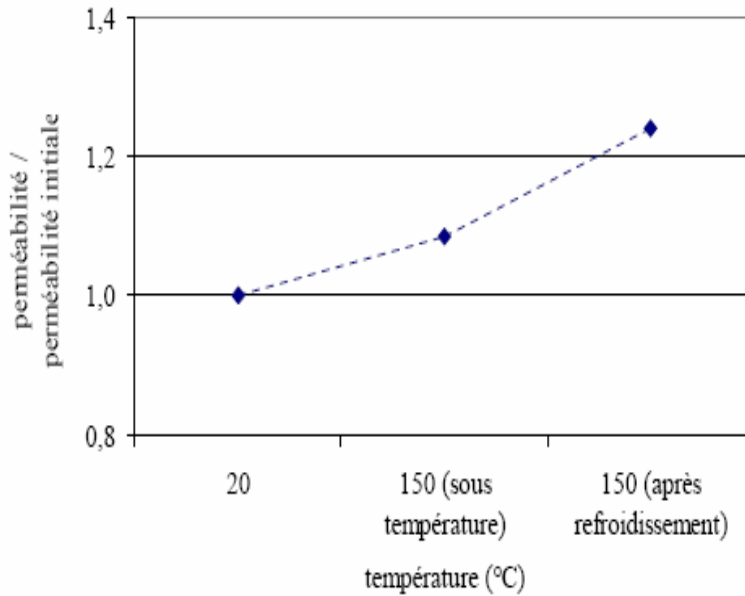


Figure 1.59 – Evolution de la perméabilité au gaz sous température et après refroidissement (Choinska (2006))

1.4.6.2. Perméabilité à l'eau

Joos & Reinhardt (2002) ont montré une augmentation jusqu'à 62 % de la perméabilité à l'eau du béton sous une température de 50°C par rapport à la perméabilité mesurée à 20°C. De même, ils ont mesuré une perméabilité pour une température 80°C augmentée de 60 % par rapport à celle mesurée à 50°C. Ces effets sont dus à la diminution de la viscosité de l'eau et à la cicatrisation possible du béton lorsque la température augmente.

1.4.6.3. Modèles thermiques d'évolution de la perméabilité

A partir du modèle phénoménologique de Bazant & Thonghutai (1978) exprimant l'évolution de la perméabilité au gaz du béton en fonction de la température, Gawin & al (2005) ont développé un modèle thermique de la perméabilité pour des bétons à hautes performances sous l'action de la température allant jusqu'à 700°C :

$$K = K_0 \exp[C_T (T - T_0)] = K_0 10^{A_T (T - T_0)} \quad (1.94)$$

Où: K_0 est la perméabilité initiale,
 T_0 est la température de référence (température initiale),
 C_T et $A_T = C_T \log(e)$ sont les paramètres de matériau.

Le modèle initial de Bazant & Thonghutai (1978) a également été validé par Choinska (2006), en se basant sur des résultats d'essai pour du béton ordinaire:

$$K = K_0 \exp[C_T (T - T_0)] \quad (1.95)$$

Où: $T_0 = 20^\circ\text{C}$, $C_T = 0.001$.

La relation (1.95) est quasi-indépendante du niveau d'endommagement diffus.

1.4.7. Perméabilité du béton sous l'action thermo-mécanique

1.4.7.1. Evolution de la perméabilité sous l'action thermo-mécanique

Les résultats d'essais de Choinska (2006) (Figure 1.60) ont montré que l'évolution de la perméabilité au gaz du béton à 20°C sous chargement et après déchargement sont très proche. À 105°C et 150°C, quand la déformation axiale reste inférieure à $2,6 \cdot 10^{-3}$, la perméabilité après déchargement est plus grande que la valeur sous chargement. Au-delà de ce seuil de déformation, la perméabilité sous chargement est plus grande que celle après déchargement pour les deux températures précisées ci-dessus.

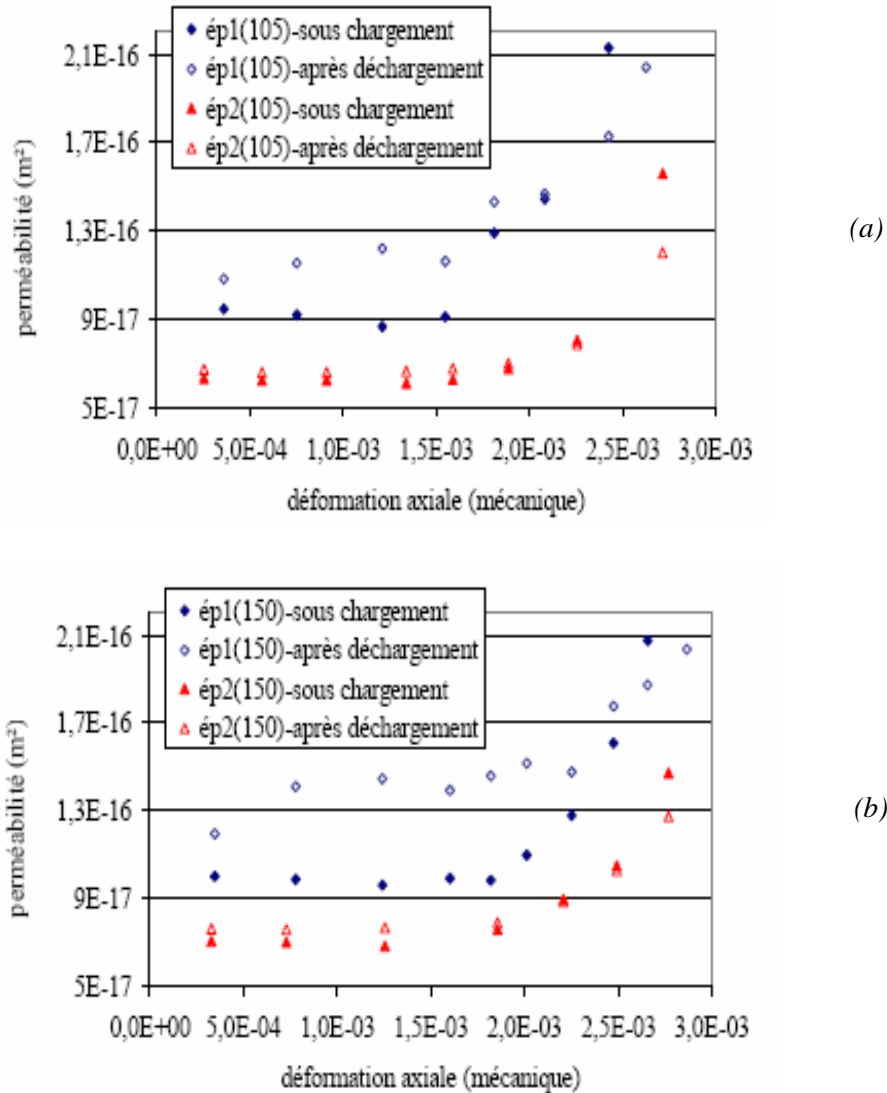


Figure 1.60 – Evolution de la perméabilité au gaz en fonction de la déformation axiale sous la température 105°C (a) et 150°C (b) (Choinska (2006))

D'autre part, Choinska a montré que la perméabilité au gaz mesurée pour trois températures (20°C, 105°C, 150°C) diminue légèrement lorsque la contrainte relative (Figure 1.61) augmente, tout en restant inférieure à une valeur critique située dans l'intervalle [0.65, 0.75]. Au-delà de ce seuil de contrainte relative, la perméabilité augmente fortement, quelque soit la température du béton.

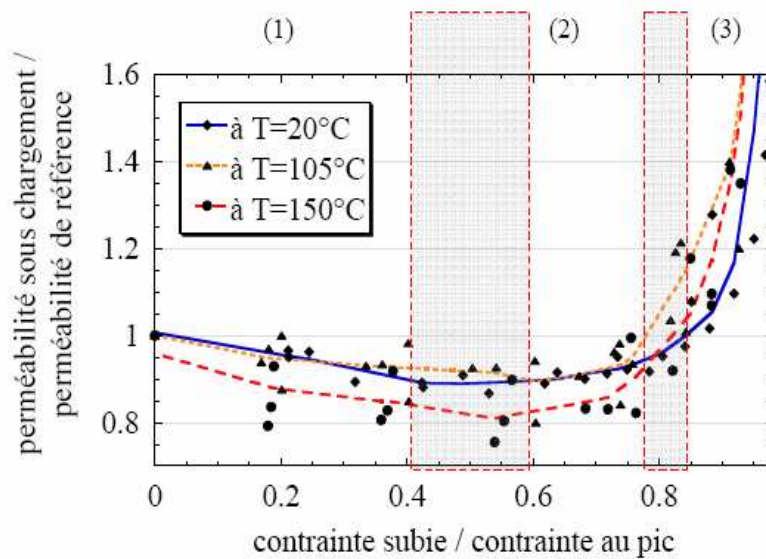


Figure 1.61 – Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative à différente température (Choinska (2006))

L'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative pour une température d'essai de 150°C est un cas particulier. Selon Choinska (2006), l'action de la température a pour effet de redistribuer la matrice de porosité du béton, ce qui fait augmenter le coefficient de Klinkenberg β jusqu'à 30% par rapport à la valeur initiale mesurée à la température ambiante; tandis que pour des essais réalisés à une température de 105°C, on constate que ce coefficient diminue de 10% par rapport avec la valeur initiale. Par conséquent, l'augmentation de perméabilité à 150°C est plus lente que celle à 105°C.

Les résultats de Picandet (2001) et Choinska (2006) ont également montré un accroissement quasi-indépendant à la température de la perméabilité au gaz du béton.

1.4.7.2. Modèles thermo-mécaniques de la perméabilité du béton

Gawin & al (2002) ont proposé un modèle de couplage thermo-mécanique pour la perméabilité au gaz du béton à haute performance en combinant les relations (1.90) et (1.94):

$$K = K_0 \cdot 10^{A_T(T-T_0)} \cdot 10^{A_D D} \quad (1.96)$$

En prenant compte la perte de raideur du béton suite à la déshydratation chimique de la pâte de ciment et à la fissuration thermique, Gawin & al (2005) ont proposé une autre formule:

$$K = K_0 \cdot 10^{A_D D} \quad (1.97)$$

avec: $1 - D = (1 - D_{\text{chim}}) \cdot (1 - D_{\text{therm}}) \quad (1.98)$

où: D_{chim} est l'endommagement thermo-chimique (déshydratation).

D_{therm} est l'endommagement thermo-mécanique (fissuration thermique).

Dal Pont (2005) a proposé un modèle de couplage thermo-hydro-chemo-mécanique en se basant sur la formule (1.97) et en introduisant un endommagement mécanique D_{meca} dans (1.98). Cette dernière formule devient alors:

$$1 - D = (1 - D_{\text{chim}}) \cdot (1 - D_{\text{therm}}) \cdot (1 - D_{\text{meca}}) \quad (1.99)$$

En se basant sur la quasi-indépendance de la relation "perméabilité - température" à l'endommagement et de la relation "perméabilité - endommagement" à la température, Choinska (2006) a proposé un modèle de couplage thermo-mécanique de la perméabilité au gaz du béton pour les bétons ordinaires:

$$K = K_o \exp[(\alpha D)^\beta] \cdot \exp[C_T(T - T_o)] \quad (1.100)$$

Où: $T_o = 20^\circ\text{C}$, $C_T = 0.001$, $\alpha = 6.3$ et $\beta = 1.5$.

Ce modèle est en accord avec ceux proposés par Gawin (2005).

1.5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE I

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude bibliographique et les aspects théoriques du comportement mécanique du béton, les modèles constitutifs, la microstructure, la perméabilité du béton, ainsi que les influences mécaniques et thermo-mécaniques sur la perméabilité du béton.

Concernant le comportement mécanique du béton, nous avons mis en évidence des caractéristiques importantes et analysé le comportement du béton en traction et en compression. Ces données sont la base de l'étude réalisée dans les parties suivantes.

Nous avons ensuite analysé les modèles constitutifs du béton, des plus simples (comme les modèles élastiques linéaires) jusqu'aux plus complexes (comme les modèles non linéaires de rupture). Chaque groupe de modèle possède des avantages et des inconvénients particuliers, ainsi que des champs d'application. Parmi ceux-ci, les modèles d'endommagement montrent des avantages comme la continuité du milieu de calcul ou la capacité de reproduire la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture. La combinaison de ces modèles et des modèles de rupture nous permet de comprendre le mécanisme de l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton. Ces aspects n'étaient pas reproductibles avec les modèles élasto-plastiques ou les modèles basés uniquement sur la mécanique de la rupture, notamment dans la modélisation du comportement des bétons de grande résistance.

Les modèles d'endommagement locaux montrent des inconvénients comme la dépendance des résultats numériques au maillage des éléments finis ou encore le phénomène "snap-back". La considération du phénomène de la localisation de la déformation dans les zones de rupture est alors nécessaire pour surmonter ces points faibles. Des techniques de régularisation sont introduites dans les modèles locaux pour tenir compte des interactions des microfissures dans les zones de rupture : l'approche non-locale, l'approche gradient implicite ou explicite. Parmi ces dernières techniques de régularisation, l'approche non-locale de type intégral est la méthode la plus générale et la plus souvent utilisée en pratique.

La rupture du béton est caractérisée par des paramètres comme le facteur d'intensité de contrainte, l'énergie de rupture. Les valeurs critiques de ces paramètres sont déterminées expérimentalement. Dans ce chapitre, nous avons résumé des méthodes d'essais permettant de déterminer les paramètres de rupture du béton, en se basant sur les recommandations de RILEM et sur les normes de béton dans le monde. Il est ainsi conseillé d'utiliser l'essai de la poutre entaillée sur trois points pour la simplicité de la fabrication de l'éprouvette et de la facilité du processus de mesure. La méthode d'essai pour déterminer les trois paramètres critiques de rupture du béton comprenant le facteur d'intensité de contrainte K_C , l'énergie de

rupture G_f et la longueur caractéristique l_{ch} a été analysée en détail et sera utilisée lors des travaux expérimentaux présentés dans le chapitre II.

L'effet d'échelle est une particularité importante des matériaux quasi-fragiles comme le béton. Dans ce chapitre, nous avons analysé la variation des résistances du béton en fonction de la taille structurelle des éprouvettes. Le modèle SEM de Bazant a été choisi pour déterminer la loi d'échelle des bétons, qui sera ensuite utilisée dans le chapitre II.

La deuxième partie analysée dans ce chapitre concerne la perméabilité du béton. La perméabilité du béton dépend fortement des paramètres intrinsèques de la microstructure de ce matériau comme la porosité, la connectivité, la tortuosité et la teneur en eau. De précédents résultats expérimentaux ont montré des influences considérables des effets mécaniques, des effets thermiques et des effets thermo-mécaniques sur la valeur de la perméabilité du béton. Lors d'un éventuel endommagement de la microstructure du béton sous l'action mécanique ou thermique, la perméabilité augmente vu la modification des paramètres intrinsèques du béton.

La loi de Darcy a été choisie pour modéliser l'écoulement du gaz et de l'eau dans le béton, en supposant les conditions isothermes et l'écoulement laminaire. Différentes méthodes existent pour calculer la perméabilité apparente du béton. Elles se différencient par leurs méthodes de mesure de la perméabilité au laboratoire et par le type d'éprouvettes utilisés. La perméabilité intrinsèque est ensuite déterminée par des méthodes d'extrapolation comme celles de Klinkenberg. Dans le cadre de la thèse, nous avons choisi d'utiliser pour les essais de détermination de la perméabilité du béton des cylindres creux.

Certains modèles ont été proposés dans la littérature pour modéliser cette évolution de la perméabilité du béton. Nous les avons classifiés en trois parties : les modèles mécaniques, les modèles thermiques et les modèles thermo-mécaniques. Ces modèles ont été validés en cas d'endommagement homogène ou diffus. Cependant, lorsque l'endommagement devient localisé, ces modèles ne semblent pas pouvoir reproduire les valeurs réelles de la perméabilité. L'objectif principal de cette thèse est la détermination d'un modèle plus efficace reproduisant l'évolution de la perméabilité sous l'effet de la mécanique et de la température.

CHAPITRE II

Etude expérimentale de la détermination des paramètres de rupture des bétons ordinaires

CHAPITRE II

ETUDE EXPERIMENTALE DE LA DETERMINATION DES PARAMETRES DE RUPTURE DES BETONS ORDINAIRES

2.1. INTRODUCTION

L'objectif du programme d'essai dans ce chapitre est de quantifier les caractéristiques mécaniques des bétons ordinaires dans la construction au Vietnam. Six types de bétons avec une résistance en compression f_c' variant de 20 MPa à 50 MPa sont considérés. Le programme expérimental se compose:

- + d'essais pour déterminer la résistance en compression f_c' des bétons;
- + d'essais pour déterminer la résistance en traction f_t' des bétons;
- + d'essais pour déterminer des paramètres de rupture des bétons sur des poutres entaillées et sollicitées en flexion sur trois points comme le facteur d'intensité de contrainte K_C , la résistance de rupture G_C , l'énergie de rupture G_f et la longueur caractéristique l_{ch} . L'effet d'échelle des bétons considérés est aussi évalué en se basant sur la loi d'échelle de Bazant. Des techniques sont proposées à la fin du chapitre pour obtenir des relations complètes "P-V" entre la charge P et la flèche V des poutres entaillées.

Le chapitre est donc divisé en trois parties. Dans la première partie, nous réalisons des essais pour déterminer des caractéristiques mécaniques et des paramètres de rupture des bétons. La deuxième partie analyse l'effet d'échelle des bétons considérés. Dans la dernière partie, nous proposons une technique d'interpolation pour obtenir des relations "P-V" des bétons, que nous n'avons pas pu acquérir d'une façon complète à partir des essais suite aux difficultés de mesure dans la partie post-pic de ces relations.

2.2. SUR LES BÉTONS ORDINAIRES AU VIETNAM

2.2.1. Constituants du béton

2.2.1.1. Ciment

Actuellement, il y a plusieurs types de ciment vendus par des manufacturiers pour la fabrication des bétons au Vietnam. Le choix du type de ciment joue un rôle très important dans le calibrage des différents composants du béton afin d'obtenir la qualité demandée. Il faut respecter la teneur maximale et minimale en ciment dans le béton. Normalement, pour des ouvrages de travaux publics comme les ponts, les murs de soutènement, la teneur maximale dans $1m^3$ béton est comprise entre 450 à 480 kg/m^3 alors que la teneur minimale est d'environ 240 kg/m^3 . Le rapport massique "Ciment/Eau" doit être de 0.40 à 0.65 pour les bétons ordinaires.

2.2.1.2. Constituants fins

Le sable est considéré selon la norme vietnamienne (TCVN) avec la dimension de 0.14 à 0.5 mm, ou bien selon la norme ASTM avec la dimension de 0.15 à 4.75mm. La granulométrie du sable (Figure 2.1) est déterminée par les essais avec les cribles de trous de 5mm, 2.5mm, 1.25mm, 0.63mm, 0.315mm et 0.14mm. Il faut que la ligne expérimentale se trouve dans le fuseau permis de la granulométrie



Figure 2.1 – Granulométrie du sable

2.2.1.3. Granulats

Les granulats peuvent être des graviers ou des pierres concassées. La granulométrie (Figure 2.2) est déterminée par essais avec une collection de cribles standards dont le diamètre des trous est consécutivement de 70, 40, 20, 10 et 5 mm (selon la norme vietnamienne - TCVN). On peut aussi prendre la granulométrie selon la norme ASTM, les cribles standards sont utilisés avec des diamètres des trous de 50, 37.5, 25, 19, 12.5, 9.5, 4.75 et 2.36 mm.

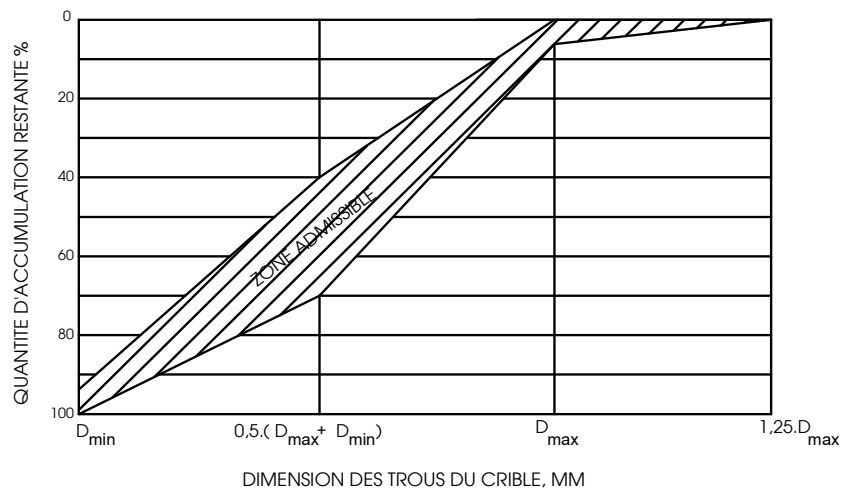


Figure 2.2 – Granulométrie des granulats

2.2.1.4. Adjuvants

Les adjuvants sont introduits pour améliorer les caractères du béton selon certaines exigences d'utilisation: la fluidité, la résistance, le temps de durcissement, l'imperméabilité.... Dans la construction des structures en béton, les adjuvants de durcissement rapide et de plasticité du mortier de béton sont très couramment utilisés. Ainsi, le temps de construction est réduit tandis que la résistance du béton est améliorée. Normalement, on peut commencer à utiliser les adjuvants comme Sika R4 pour avoir les bétons avec $f'_c > 40\text{MPa}$. La dose conseillée par le producteur est de 1litre / 100kg ciment.

2.2.1.5. Eau

L'eau doit avoir des qualités nécessaires pour ne pas influencer le temps de durcissement du béton et ne pas corroder les armatures d'acier. L'eau potable est donc recommandée. La quantité d'eau est strictement contrôlée par le rapport Eau/Ciment dans les composants des bétons.

2.2.2. Soins du béton après coulage

Après le coulage du béton, il faut attendre que le béton atteigne la résistance exigée. Les conditions de température et d'humidité doivent être respectées pour avoir un bon processus d'hydratation du ciment. Normalement, on applique soigneusement dans le laboratoire une température de $25 \pm 2^\circ\text{C}$ et une humidité de 90 à 100 %. Pour les coulages du béton sur chantier, on peut recouvrir la surface des structures d'une couche de sable environ 5cm et arroser chaque jour pour diminuer les effets de retrait et de fluage durant le durcissement du béton. Dans les usines, plusieurs méthodes existent comme utiliser la vapeur d'eau chaude, l'électricité, la radiation... pour que le béton atteigne sa résistance plus rapidement.

2.2.3. Détermination des caractéristiques mécaniques du béton

2.2.3.1. Résistance en compression

La résistance en compression est le paramètre mécanique le plus important du béton. On distingue normalement les bétons selon ce caractère. D'autres paramètres peuvent être déduits d'une façon approximative de celle-ci. Les éprouvettes pour l'essai de compression soit de type cylindrique de hauteur 30cm et de diamètre 15cm (selon 22TCN-272-05) soit de type cubique de dimensions 15 x 15 x 15 cm ou 10 x 10 x 10 cm (selon 22TCN-18-79). La résistance f'_c est prise comme la valeur moyenne de trois éprouvettes similaires de 28 jours de conservation avec des erreurs inférieures à 15%. Les normes vietnamiennes donnent les coefficients pour convertir la résistance entre les deux types d'éprouvettes, par exemple, la résistance cylindrique est prise égale à 1.2 fois de la résistance cubique.

2.2.3.1. Résistance en traction

La résistance en traction peut être déterminée par l'essai de traction directe, l'essai de fendage ou l'essai de flexion (f'_t). En réalité, les essais avec des éprouvettes en flexion sont souvent choisis en raison de leur simplicité et de la précision suffisante de leurs résultats. Les normes de béton au Vietnam fixent les tailles des éprouvettes de type poutre pour l'essai de flexion: 15 x 15 x 60 cm pour les grandes dimensions et 10 x 10 x 40 cm pour les petites.

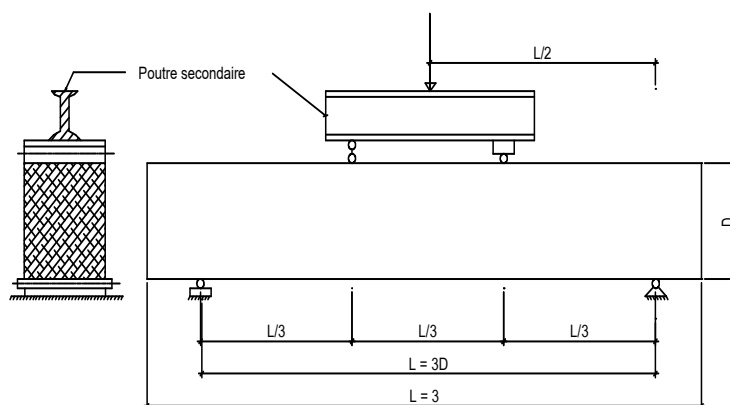


Figure 2.3 – Schéma d'essai pour déterminer la résistance en traction (f'_t)

Dans les cas où l'on ne peut pas avoir les données précises d'essai, la traction en flexion peut être obtenue selon la formule suivante :

- Pour les bétons courants : $f_t' = 0.63 \sqrt{f_c'}$ (2.1)

- Pour les bétons légers : $f_t' = (0.45- 0.52) \sqrt{f_c'}$ (2.2)

Les normes vietnamiennes permettent la détermination directe de la résistance de traction selon l'ASTM C900 ou bien l'AASHTO T198 (ASTM C496).

2.3. TRAVAIL EXPÉRIMENTAL DE DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE RUPTURE DU BÉTON

2.3.1. Introduction

Les méthodes expérimentales pour déterminer des paramètres de rupture du béton ont été proposées et développées par RILEM (Réunion Internationale des Laboratoire d'Essais et de recherche sur les Matériaux et les constructions) depuis les années 80. RILEM (1985) a proposé une méthode expérimentale pour déterminer l'énergie de rupture totale G_F parallèlement avec une détermination indépendante du module d'élasticité E et de la contrainte de rupture f_t' . G_F peut être utilisée dans les analyses non linéaires selon les méthodes comme CBM et FCM. En 1986, RILEM a développé une autre méthode d'essai pour déterminer les paramètres critiques de rupture pour les calculs de rupture du béton selon les modèles approximatifs : TPM, ECM et SEM. Shah & Carpinteri (1990, 1991) ont perfectionné les méthodes d'essai à la rupture du béton et lancé une proposition indépendante de RILEM. Bazant & al (2001, 2002) ont perfectionné la méthode d'essai pour déterminer des paramètres de rupture du béton, spécialement pour les éprouvettes de poutres fléchies sur 3 ou 4 points en se basant sur les recherches de Guinea & al (1990, 1991 & 1992). Bazant a affirmé que ce type d'éprouvette est le meilleur choix pour obtenir en réalité les paramètres de rupture du béton. L'appréciation de Bazant est bien en accord avec l'opinion de plusieurs auteurs, qui considèrent les poutres entaillées comme l'éprouvette standard. D'autres types d'éprouvette peuvent être alors pris comme références pour vérifier les résultats de ces essais de flexion.

En se basant sur les recommandations de RILEM (1985,1986), sur la proposition de Carpinteri & al (1990, 1991) et spécialement sur les recherches de Bazant & al (2001, 2002), nous avons choisi les éprouvettes de poutre en flexion sur 3 points pour la détermination expérimentale des paramètres de rupture des bétons couramment utilisés dans la construction au Vietnam (Figure 2.4).

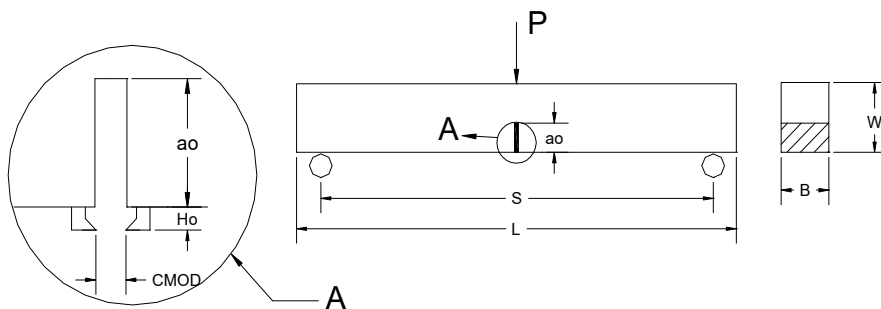


Figure 2.4 - Flexion 3 points de la poutre entaillée

Les paramètres déterminés seront: le facteur d'intensité de contrainte K_C , l'énergie de rupture partielle G_f , et la longueur caractéristiques l_{ch} . L'énergie de rupture critique G_C sera déduite de K_C selon (1.8). L'énergie de rupture totale sera déduite de G_f selon la proposition de Bazant & al (2002) (§ 1.3.1.4.2.4). L'effet d'échelle des bétons est ensuite estimé basant sur la loi d'échelle de Bazant & al (1984, 1987) et les résultats d'essai.

La relation entre G_f et G_F sera la base pour compléter la courbe d'adoucissement post-pic des bétons. Les courbes totales de la relation "P-V" entre la charge et la flèche de poutres de différentes tailles et correspondantes à différentes qualités de béton seront représentées ensemble. Celles-ci seront la base pour le calage des paramètres d'endommagement du modèle de Mazars non local dans le chapitre III.

2.3.2. Planning pour les essais

2.3.2.1. Choix des éprouvettes pour les essais

Pour la détermination de la résistance en compression et de la résistance en traction, les éprouvettes sont choisies selon les normes vietnamiennes TCN-272-05 et TCVN 3121:

Pour la résistance en compression, on choisit des cylindres de hauteur $H_c = 30$ cm et de diamètre $d_c = 15$ cm (Figure 2.5a).

Pour la résistance en traction, les dimensions des poutres sont: hauteur $H_t = 15$ cm, longueur $L_t = 60$ cm, largeur $e_t = 15$ cm et portée entre appuis $S_t = 45$ cm (Figure 2.5b).

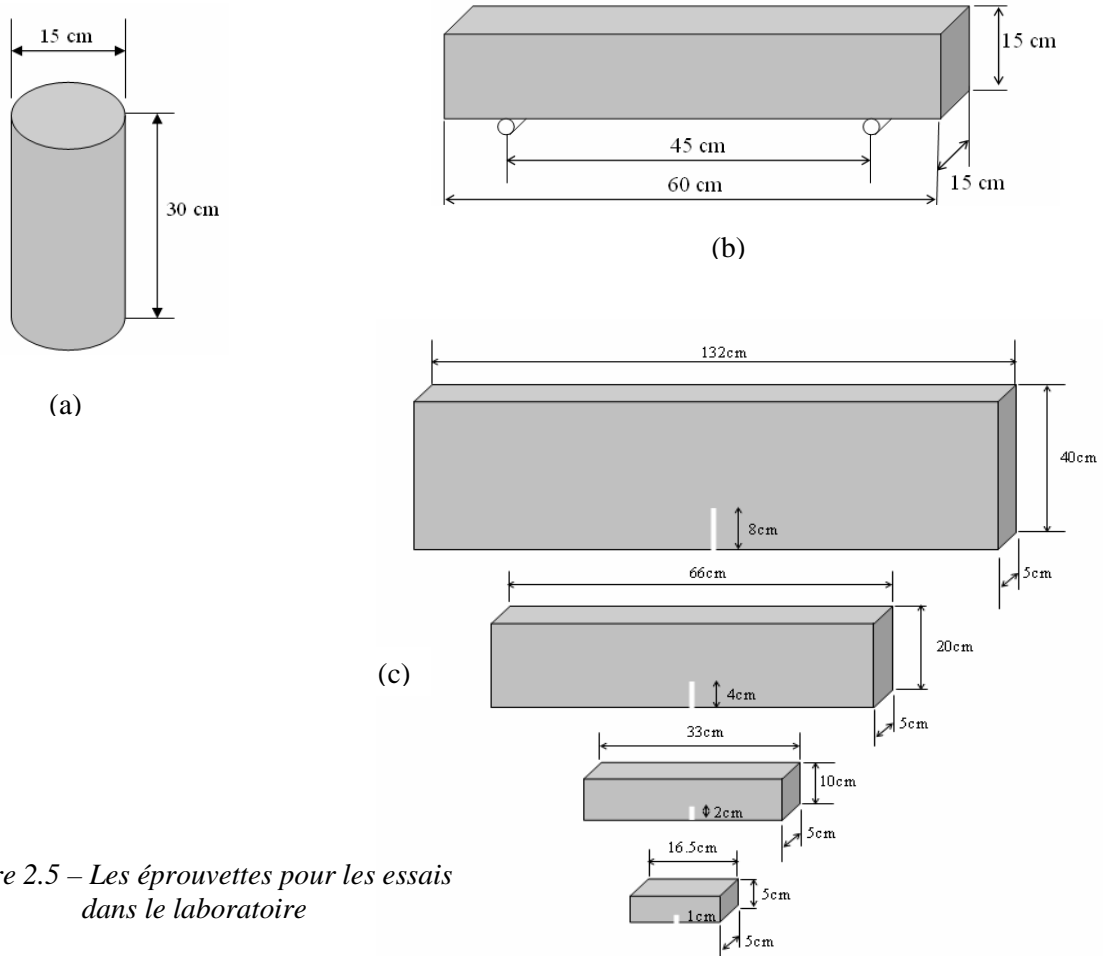


Figure 2.5 – Les éprouvettes pour les essais dans le laboratoire

Pour la détermination des paramètres de rupture, les éprouvettes sont choisies selon les recommandations de RILEM (1985, 1991) et les propositions de Bazant & al (2001, 2002). On propose quatre tailles de poutres entaillées de géométrie homothétiques dont les dimensions sont représentées sur la Figure 2.5c et le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 – Dimensions des poutres entaillées

Dimensions (cm) Notations des poutres	B_i	W_i	S_i	L_i	a_{oi}	w_{oi}
T1	5	5	15	16,5	1	0.3
T2	5	10	30	33	2	0.3
T3	5	20	60	66	4	0.3
T4	5	40	120	132	8	0.3

Dans le Tableau 2.1, B_i est la largeur, W_i est la hauteur, S_i est la portée, L_i est la longueur des éprouvettes, a_{oi} est la longueur des fissures initiales et w_{oi} est largeur de ces fissures. La largeur des fissures initiales est de 0.3 cm. Ces deux dimensions sont identiques pour toutes les tailles des poutres.

Les poutres entaillées choisies ci-dessus remplissent totalement des conditions recommandées par RILEM:

- + $S_i/W_i \geq 2.5$; $0.15 \leq a_o/W \leq 0.5$.
- + $w_{oi} \leq 0.5d_{max}$ (d_{max} est la dimension maximale des granulats).
- + B_i et $W_i \geq 3d_{max}$; $W_1 \leq 5d_{max}$; $W_4 \geq 10d_{max}$; $W_4/W_1 > 4$.
- + Les rapports S_i/W_i , a_{oi}/W_i et L_i/W_i sont constants pour toutes les éprouvettes.

2.3.2.2. Choix des bétons ordinaires

On choisit six types de bétons ordinaires couramment utilisés en pratique et nommées M20, M25, M30, M35, M40, M50. Ces marques correspondent successivement aux résistances en compression prévues $f'_c = 20, 25, 30, 35, 40$ et 50 MPa. Le diamètre maximal des granulats d_{max} est strictement contrôlé inférieur à 20mm.

2.3.3. Préparation des éprouvettes

Les constituants des bétons prévus sont préparés selon les proportions proposées par le laboratoire LAS-XD125 pour que les résistances en compression obtenues ne soient pas trop différentes des résistances souhaitées et prévues dans le planning. Les cylindres, les poutres entières et les poutres entaillées correspondants à chaque marque de béton sont fabriqués successivement pendant 20 jours. Au moins trois éprouvettes sont fabriquées pour chaque valeur à mesurer. Après le coulage, les éprouvettes sont démoulées et conservées pendant 28 jours dans une chambre humide à 90 % d'humidité relative et à une température de 20°C. Puis, les éprouvettes sont conservées à une température de 25°C dans les conditions normales du dépôt au laboratoire jusqu'à la réalisation des essais.

2.3.4. Préparation des équipements pour les essais

Les équipements à préparer se composent:

- + de compresseurs;
- + de capteurs pour mesurer la déformation et le déplacement;

- + de supports des éprouvettes durant l'essai;
- + de supports des équipements de mesure;



Figure 2.6 – Fabrication des éprouvettes de poutre entaillée



Figure 2.7 – Fabrication des éprouvettes cylindriques



Figure 2.8 – Fabrication des éprouvettes de poutre entière

2.3.5. Détermination de la résistance en compression

Pour chaque type de béton, on utilise 3 éprouvettes cylindriques que l'on comprime par le compresseur UNIT TEST. La valeur moyenne obtenue donne la résistance en compression de chaque type de béton (Figure 2.9).



Figure 2.9 – Compression des éprouvettes cylindriques 15 x 30cm.

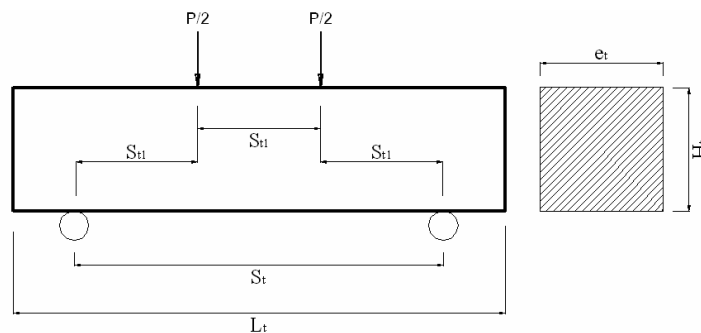
Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 – Résistance en compression des différents types de béton

Marques des bétons	Résistance en compression f'_c (MPa)			
	f'_c (1)	f'_c (2)	f'_c (3)	Moyenne
M20	20.78	20.88	19.11	20.26
M25	24.84	28.66	25.68	26.39
M30	31.64	29.02	32.88	31.18
M35	36.53	35.37	36.15	36.02
M40	41.95	39.06	39.93	40.31
M50	48.22	48.43	49.21	48.62

2.3.6. Détermination de la résistance en traction

Ces essais sont réalisés sur des éprouvettes de poutres entières, fléchies sur quatre points (Figure 2.10).



2.10 - Schéma d'essai de flexion des poutres entières sur quatre points

Les dimensions représentées sur la Figure 2.10 sont :

- + $e_t = 15$ cm.
- + $H_t = 15$ cm.
- + $L_t = 60$ cm.
- + $S_t = 45$ cm.
- + $S_{t1} = 15$ cm.

La résistance en traction des bétons est calculée selon la formule suivante (TCVN 3121):

$$f'_t = \frac{P_{\max} \cdot S_t}{e_t \cdot H_t^2} \quad (2.3)$$

Où, P_{\max} est la valeur maximale de P à la rupture de l'éprouvette.



Figure 2.11 – Essai de flexion des poutres entières sur quatre points

Comme précédemment, on utilise pour chaque type de béton 3 poutres. La valeur moyenne des résistance en traction fournit le f_t' de chaque type de béton.

Les résultats obtenus des résistances en traction des bétons considérés sont représentés dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 - Résistance en traction des marques de béton

Marques des bétons	Résistance en traction f_t' (MPa)			
	f_t' (1)	f_t' (2)	f_t' (3)	Moyenne
M20	3.07	3.12	2.55	2.91
M25	3.45	3.46	3.75	3.55
M30	3.98	3.92	4.12	4.01
M35	4.21	4.09	4.23	4.18
M40	4.23	4.36	4.52	4.37
M50	4.57	4.42	4.62	4.54

L'accroissement de la résistance en traction en fonction de la résistance en compression est représenté sur la Figure 2.12. On constate que cet accroissement respecte une fonction de type logarithmique où la vitesse d'accroissement diminue quand la résistance en compression du béton augmente.

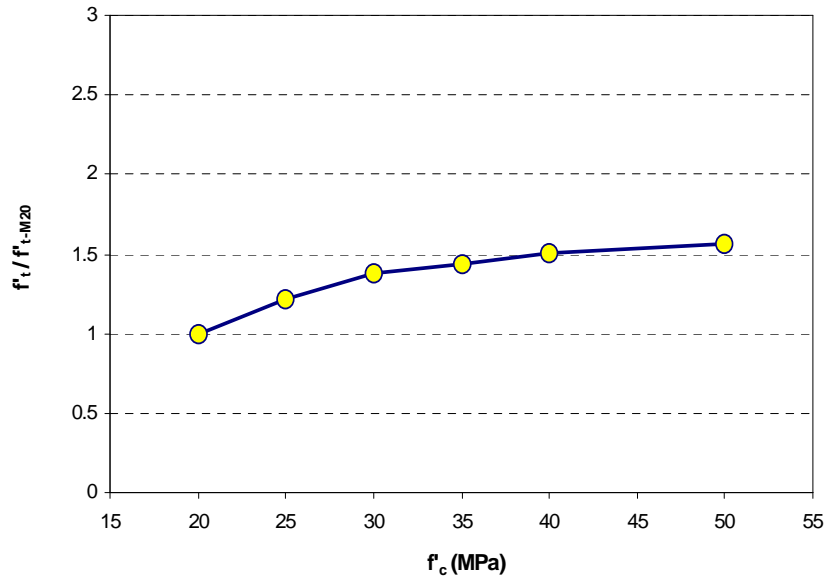


Figure 2.12 – Accroissement de la résistance en traction (f_t) en fonction de la résistance en compression (f_c) des bétons

2.3.7. Essai de détermination des paramètres de rupture

On fabrique premièrement quatre éprouvettes de quatre tailles (T1, T2, T3, T4) pour vérifier la qualité des poutres entaillées, c'est à dire la qualité des moules, du béton et des pré-fissures. Puis, toutes les éprouvettes sont fabriquées en série. Le nombre total d'éprouvettes nécessaires est de 120 (4 (tailles) x 6 (marques de béton) x 5 (éprouvettes)) où chaque jeu de 5 éprouvettes correspond à une taille de poutre et à une marque de béton. La condition de conservation des poutres entaillées jusqu'à l'essai est identique à celle des cylindres dans la détermination de la résistance en compression et des poutres entières dans la détermination de la résistance en traction.

2.3.7.1. Protocole d'essai

Les éprouvettes sont chargées sous une charge concentrée P pour la quelle on mesure la flèche V (Figure 2.13). La charge maximale Pmax est atteinte après 3 à 5 minutes de chargement. L'enregistrement de la phase post-pic après la charge maximale est poursuivie jusqu'à l'annulation complète de la charge.

Le schéma de disposition des équipements de mesure et du support des capteurs durant la mesure des paramètres de rupture des poutres de différentes tailles (T1, T2, T3 et T4) sont représentée sur la Figure 2.13.

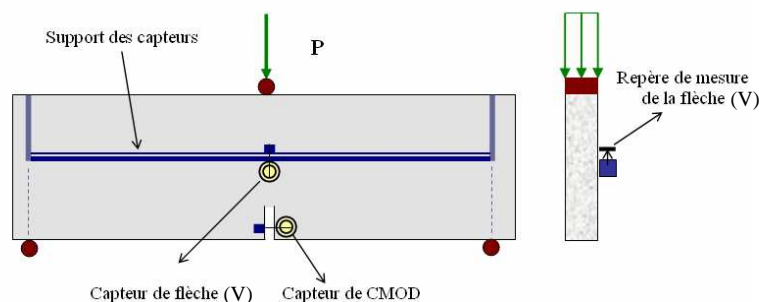


Figure 2.13 – Schéma de dispositions des équipements d'essai



Figure 2.14 – Vue générale des équipements pour l'essai de flexion des poutres entaillées



Figure 2.15 – Fixation des capteurs de mesure sur les éprouvettes



Figure 2.16 – Disposition des éprouvettes en cours de chargement



Figure 2.17 – Rupture totale des éprouvettes après l'essai

2.3.7.2. Résultats d'essai

Pour déterminer les paramètres de rupture des bétons considérés, on a enregistré durant les essais la relation "P-V" entre la charge concentrée appliquée (P) et la flèche (V) à mi-travée des éprouvettes. Dû à certains manquements des capteurs, on a obtenu uniquement des relations "P-V" pour les bétons de petites résistances (suffisamment ductiles pour obtenir la phase post-pic complète), tandis que pour les bétons de grandes résistance, la partie post-pic qui correspondant à la descente brusque de la charge P (la partie BC, Figure 1.5) a été perdue. Un processus d'estimation de cette partie par interpolation sera donc effectué au § 2.6 pour obtenir les relations "P-V" complètes des bétons considérés.

Les valeurs de la charge maximale P_{max} causant la rupture des éprouvettes sont extraites des relations "P-V" que nous avons obtenues. Ces valeurs nommées P_i sont utilisées pour calculer l'énergie de rupture partielle G_f selon la méthode de Bazant & al (1984) (§ 1.3.1.4.2.3 du chapitre I).

Les 120 valeurs (P_i) de la charge maximale P_{max} correspondant aux 120 éprouvettes d'essai sont données dans les Tableaux de 2.4 à 2.7. Le poids propre de l'éprouvette a aussi été pris en compte dans les valeurs de P_i .

Tableau 2.4 – Valeurs de la charge maximale causant la rupture des poutres T1

Marques des bétons	Valeurs des charges maximales (N) pour les poutres T1					
	$P_{max}(T1)$					
	T11	T12	T13	T14	T15	Moyenne
M20	1740	1690	1770	1500	1560	1652
M25	2375	2320	2410	2230	2320	2331
M30	2495	2400	2420	2540	2620	2495
M35	3045	2540	2600	2580	3300	2813
M40	2920	2680	2700	2600	3195	2819
M50	3400	2700	2750	2850	3600	3006

Tableau 2.5 – Valeurs de la charge maximale causant la rupture des poutres T2

Marques des bétons	Valeurs des charges maximales (N) pour les poutres T2					
	$P_{max}(T2)$					
	T21	T22	T23	T24	T25	Moyenne
M20	2500	2660	3080	2810	3000	2810
M25	3100	2780	3200	3100	3185	3073
M30	3090	3110	3480	3200	3390	3254
M35	3300	3740	3700	3540	3500	3556
M40	3600	3900	4065	3700	3650	3783
M50	4520	3950	4215	4100	3750	4107

Tableau 2.6 – Valeurs de la charge maximale causant la rupture des poutres T3

Marques des bétons	Valeurs des charges maximales (N) pour les poutres T3					
	$P_{\max} (T3)$					
	T31	T32	T33	T34	T35	Moyenne
M20	4335	4200	4400	4200	4000	4227
M25	5500	5110	5400	5500	6000	5502
M30	6390	6100	5800	6640	6300	6390
M35	6655	6740	6100	6740	6100	6467
M40	7200	7400	7230	7200	6800	7166
M50	8000	7800	7930	7880	7800	7882

Tableau 2.7 – Valeurs de la charge maximale causant la rupture des poutres T4

Marques des bétons	Valeurs des charges maximales (N) pour les poutres T4					
	$P_{\max} (T4)$					
	T41	T42	T43	T44	T45	Moyenne
M20	7740	7660	8000	7920	7800	7824
M25	11800	9980	10430	10000	9850	10412
M30	10960	11400	11240	10875	10400	10975
M35	11700	11800	11000	12300	12625	11885
M40	12400	12000	12665	12800	12800	12533
M50	13450	13045	13200	13200	13400	13259

2.4. CALCUL DES PARAMÈTRES DE RUPTURE DES BÉTONS

2.4.1. Calcul de l'énergie de rupture G_f selon le modèle SEM

Le processus de calcul suit ce qui a été expliqué au § 1.3.1.4.2.3 du chapitre I pour le cas d'une flexion trois points d'une poutre entaillée. L'indice i (variant de 1 à 4) représente la taille des éprouvettes et l'indice j (variant de 1 à 5) représente le numéro d'éprouvettes dans un jeu). Les dimensions caractéristiques des éprouvettes d'essai sont:

- + les hauteurs des éprouvettes W_{ij} : $W_{1j} = 50$, $W_{2j} = 100$, $W_{3j} = 200$, $W_{4j} = 400$ (mm);
- + les portées des éprouvettes S_{ij} : $S_{1j} = 150$, $S_{2j} = 300$, $S_{3j} = 600$, $S_{4j} = 1200$ (mm);
- + les largeurs des éprouvettes B_{ij} : $B_{1j} = B_{2j} = B_{3j} = B_{4j} = 50$ (mm).

Les coordonnées de la droite de régression $Y = AX + C$ sont calculées selon (1.20):

$$X_{ij} = W_{ij} \quad (\text{mm}) \quad (2.4)$$

$$Y_{ij} = (B_{ij} \cdot W_{ij} / P_j)^2 \quad (\text{MPa}^{-2}) \quad (2.5)$$

Les valeurs de X_{ij} selon (2.4) sont représentées dans le Tableau 2.8. Dans ce tableau, \bar{X}_i sont les valeurs moyennes des X_{ij} :

$$\bar{X}_i = \frac{(X_{i1} + X_{i2} + X_{i3} + X_{i4} + X_{i5})}{5} \quad (2.6)$$

Tableau 2.8 – Valeurs de l'abscisse X_i pour quatre tailles d'éprouvettes

Tailles des éprouvettes	Les abscisses X_{ij} (mm) de la ligne de régression					
	X_{i1}	X_{i2}	X_{i3}	X_{i4}	X_{i5}	\bar{X}_i
T1	50	50	50	50	50	50
T2	100	100	100	100	100	100
T3	200	200	200	200	200	200
T4	400	400	400	400	400	400

Les valeurs de Y_{ij} selon (2.5) sont données dans les Tableaux de 2.9 à 2.14. Dans ces tableaux \bar{Y}_i sont les valeurs moyennes de Y_{ij} :

$$\bar{Y}_i = \frac{(Y_{i1} + Y_{i2} + Y_{i3} + Y_{i4} + Y_{i5})}{5} \quad (2.7)$$

Les droites de régression linéaire $Y = AX + C$ selon (1.19) avec la précision d'ajustement R^2 (R-squared value) sont représentées sur les Figures de 2.18 à 2.23.

Tableau 2.9 – Valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M20

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M20					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	2.064	2.188	1.995	2.778	2.568	2.319
T2	4.000	3.533	2.635	3.166	2.778	3.223
T3	5.321	5.669	5.165	5.669	6.250	5.615
T4	6.677	6.817	6.250	6.377	6.575	6.539

Tableau 2.10 – Valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M25

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M25					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	1.108	1.161	1.076	1.257	1.161	1.153
T2	2.601	3.235	2.441	2.601	2.464	2.669
T3	3.306	3.830	3.429	3.306	2.778	3.330
T4	2.873	4.016	3.677	4.000	4.123	3.738

Tableau 2.11 – Les valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M30

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M30					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	1.004	1.085	1.067	0.969	0.910	1.007
T2	2.618	2.585	2.064	2.441	2.175	2.377
T3	2.449	2.687	2.973	2.268	2.520	2.579
T4	3.330	3.078	3.166	3.382	3.698	3.331

Tableau 2.12 – Valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M35

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M35					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	0.674	0.969	0.925	0.939	0.574	0.816
T2	2.296	1.787	1.826	1.995	2.041	1.989
T3	2.258	2.201	2.687	2.201	2.687	2.407
T4	2.922	2.873	3.306	2.644	2.510	2.851

Tableau 2.13 – Valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M40

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M40					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	0.733	0.870	0.857	0.925	0.612	0.799
T2	1.929	1.644	1.513	1.826	1.877	1.758
T3	1.929	1.826	1.913	1.929	2.163	1.952
T4	2.601	2.778	2.494	2.441	2.441	2.551

Tableau 2.14 – Valeurs de l'ordonnée Y_i pour le béton M50

Tailles des éprouvettes	Les ordonnées Y_{ij} (MPa ⁻²) de la ligne de régression du béton M50					
	Y_{i1}	Y_{i2}	Y_{i3}	Y_{i4}	Y_{i5}	\bar{Y}_i
T1	0.541	0.857	0.826	0.769	0.482	0.695
T2	1.224	1.602	1.407	1.487	1.778	1.500
T3	1.563	1.644	1.590	1.610	1.644	1.610
T4	2.211	2.351	2.296	2.296	2.228	2.276

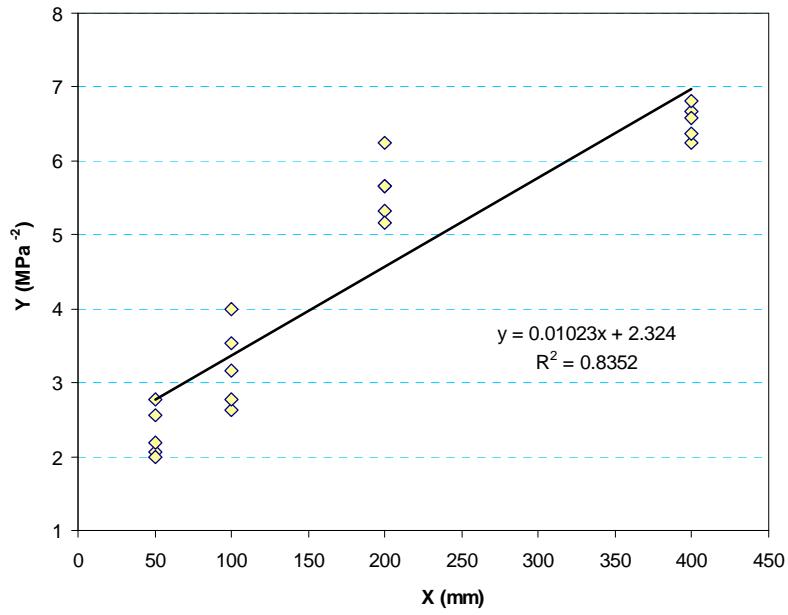


Figure 2.18 – Droite de régression linéaire pour le béton M20

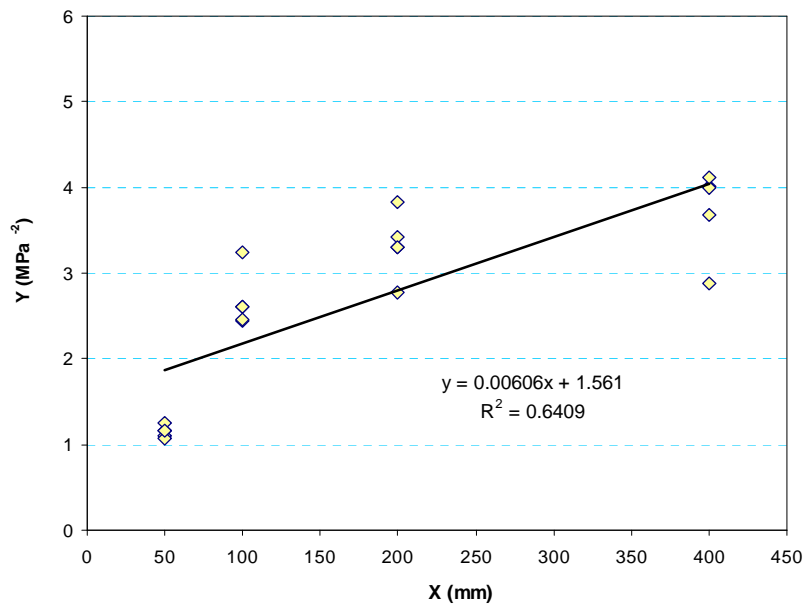


Figure 2.19 – Droite de régression linéaire pour le béton M25

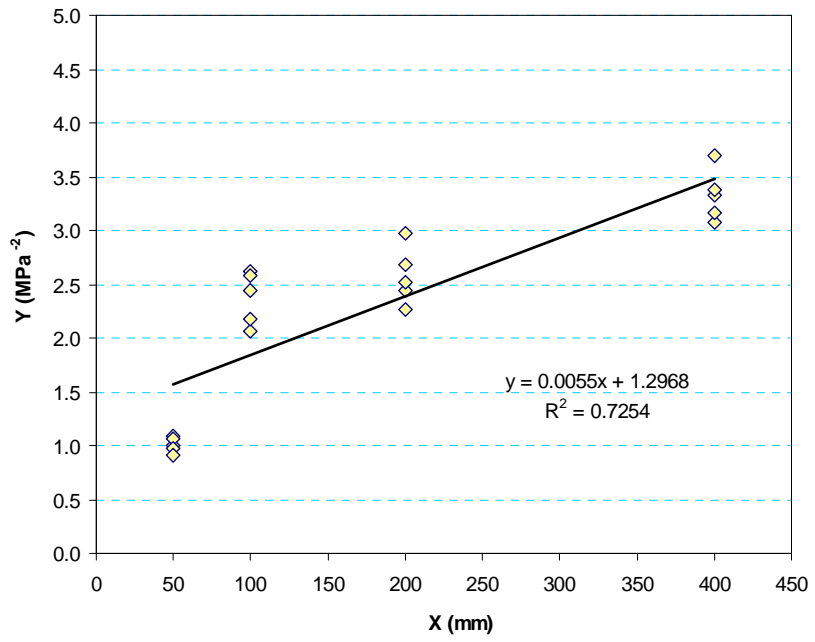


Figure 2.20 – Droite de régression linéaire pour le béton M30

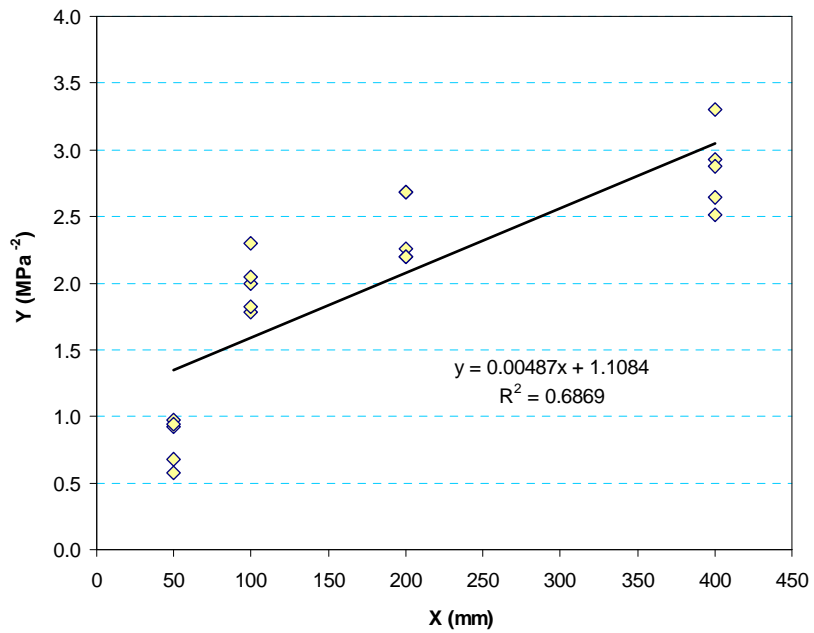


Figure 2.21 – Droite de régression linéaire pour le béton M35

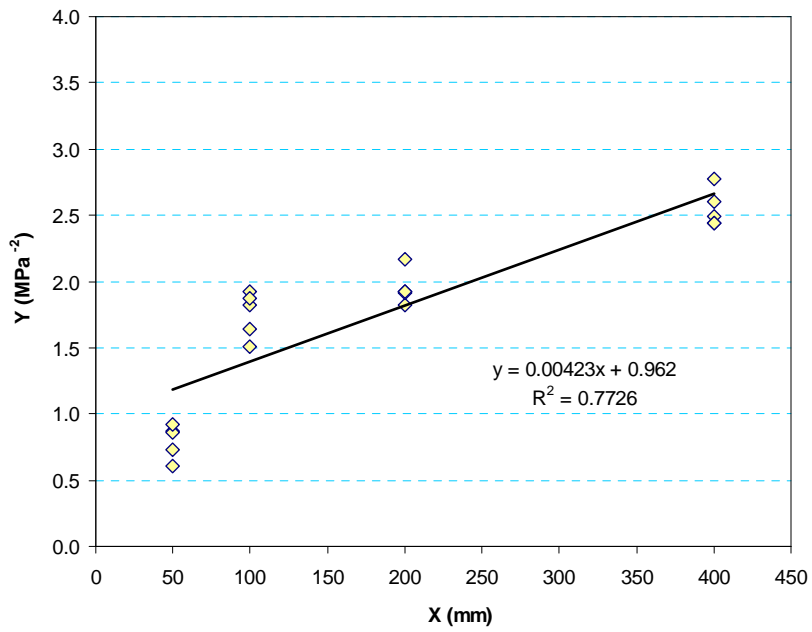


Figure 2.22 – Droite de régression linéaire pour le béton M40

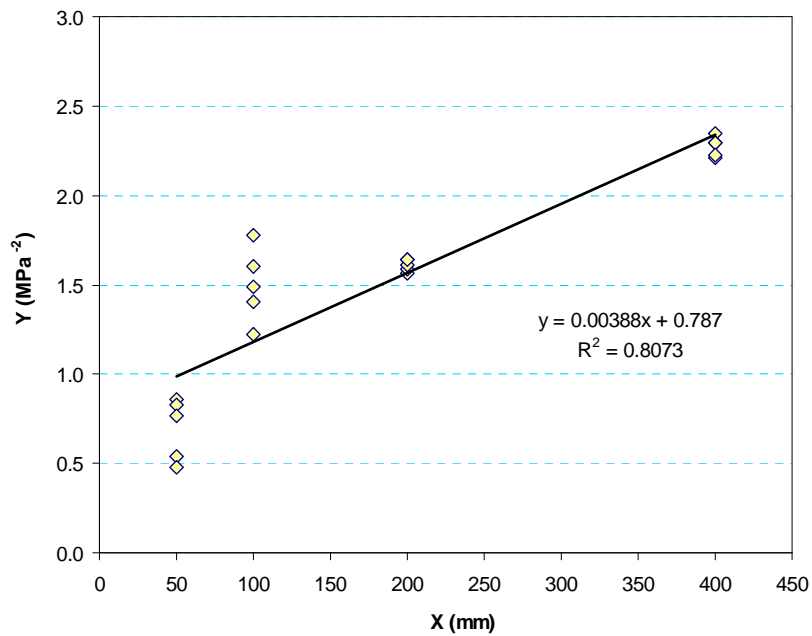


Figure 2.23 – Droite de régression linéaire pour le béton M50

Sur les Figures 2.18 à 2.23, les droites d'ajustement linéaire nous donnent des coefficients A et C (Tableau 2.15) pour les bétons considérés avec une précision d'estimation R^2 (R-squared value) variant de 0.64 à 0.83. En comparant avec une droite de régression linéaire de Bazant & al (1987) sur la Figure 2.24 pour la même méthode d'essai dont l'erreur d'estimation R^2 est environ de 0.9, on trouve que la dispersion de nos résultats est plus grande. Cette plus grande dispersion peut s'expliquer par deux constatations: (i). les valeurs de la charge maximale P_{max} causant la rupture des éprouvettes dans chaque jeu considéré ne sont pas bien corrélée (une mauvaise manipulation des ouvriers dans la fabrication des éprouvettes, surtout dans la création des pré-fissures de longueurs a_0 , et une erreur dans la mesure des valeurs de P_{max} par des équipements de mesure mécaniques peuvent en être les raisons principales); (ii). chaque jeu considéré lors des essais se compose de 5 éprouvettes, qui sont plus grandes que les trois éprouvettes de l'essai de Bazant & al, la régression linéaire est donc moins précise.

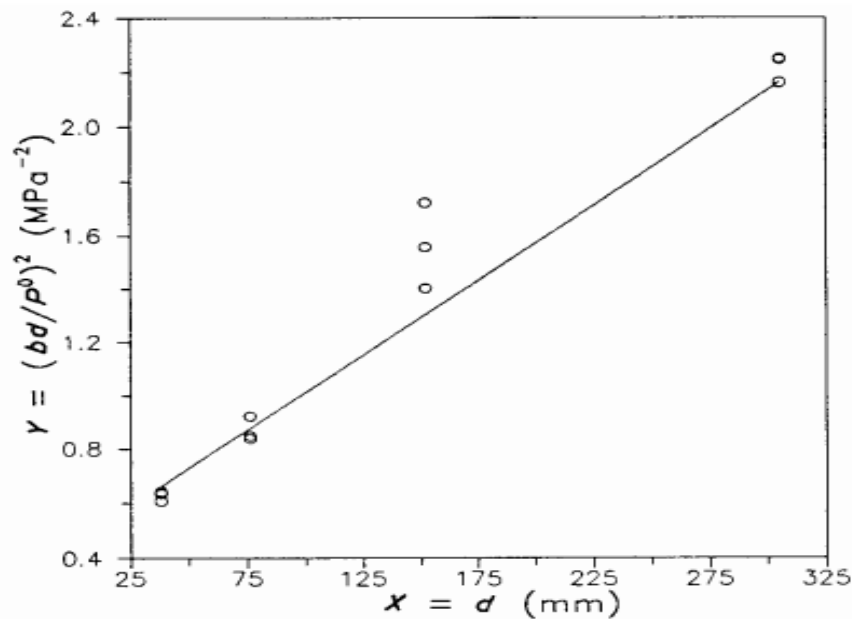


Figure 2.24 – Droite de régression linéaire de Bazant & al (1987) montrée dans la recommandation de RILEM (1991)

Nous représentons les valeurs obtenues de A et C dans le Tableau 2.15 suivant.

Tableau 2.15 – Valeurs des coefficients A et C de la ligne de régression

Marques des bétons	Coefficients de la droite de régression	
	$Y = A X + C$	
	A ($\text{mm}^{-1} \text{MPa}^{-2}$)	C (MPa^{-2})
M20	10.23×10^{-3}	2.324
M25	6.06×10^{-3}	1.561
M30	5.7×10^{-3}	1.286
M35	4.87×10^{-3}	1.084
M40	4.23×10^{-3}	0.962
M50	3.88×10^{-3}	0.787

En considérant les valeurs moyennes de la charge maximale P_{\max} correspondant à chaque taille d'éprouvette et à chaque marque de béton, nous obtenons selon (1.23) et (1.24) les valeurs des coefficients A et C qui coïncident totalement avec les valeurs dans le Tableau 2.15 ci-dessus.

En effet, le Tableau 2.16 représente les valeurs moyennes de la charge maximale causant la rupture des éprouvettes. Ce sont les valeurs moyennes de la charge maximale P_{\max} correspondant à une taille d'éprouvette et une marque de béton et calculée pour chaque jeu de cinq éprouvettes de poutres.

Tableau 2.16 – Valeurs moyennes de la charge maximale causant la rupture des éprouvettes

Marques des bétons	Valeurs de la charge maximale pour quatre tailles de poutre			
	P_{\max} (N) (T1, T2, T3, T4)			
	T1	T2	T3	T4
M20	1652	2810	4227	7824
M25	2331	3073	5502	10412
M30	2495	3254	6246	10975
M35	2813	3556	6467	11885
M40	2819	3783	7166	12533
M50	3006	4107	7882	13259

Dans ce cas, les valeurs de W_i , B_i et P_i ($i = 1, 2, 3, 4$) dans (1.20) sont prises comme suit:

- + $W_1 = 50$, $W_2 = 100$, $W_3 = 200$, $W_4 = 400$ (mm);
- + $B_1 = B_2 = B_3 = B_4 = 50$ (mm);
- + les valeurs de P_i sont prises du Tableau 2.16 correspondant à chaque marque de béton considérée.

Les valeurs obtenues de X_i et Y_i calculées selon (1.20) sont données dans les Tableaux 2.17 et 2.18. \bar{X} et \bar{Y} sont toujours les valeurs moyennes de X_i et Y_i .

Tableau 2.17– Valeurs de l'abscisse X_i de quatre tailles des poutres pour des marques de béton

Marques des bétons	Les abscisses X_i (mm) de la ligne de régression				
	X_1	X_2	X_3	X_4	\bar{X}
M20	50	100	200	400	187.5
M25	50	100	200	400	187.5
M30	50	100	200	400	187.5
M35	50	100	200	400	187.5
M40	50	100	200	400	187.5
M50	50	100	200	400	187.5

Tableau 2.18–Valeurs de l'abscisse Y_i de quatre tailles des poutres pour des marques de béton

Marques des bétons	Les ordonnées Y_i (MPa ⁻²) de la ligne de régression moyenne				
	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	\bar{Y}
M20	2.289	3.164	5.596	5.914	4.241
M25	1.150	2.646	3.303	3.689	2.697
M30	1.003	2.361	2.563	3.321	2.312
M35	0.789	1.977	2.391	2.831	1.997
M40	0.786	1.746	1.947	2.546	1.756
M50	0.692	1.482	1.609	2.275	1.515

Les valeurs des coefficients A et C de la droite de régression linéaire $Y = AX + C$ sont ensuite calculées en fonction de X_i, \bar{X}, Y_i et \bar{Y} comme suit:

$$A = \frac{\sum_i (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum_i (X_i - \bar{X})^2} \quad (\text{mm}^{-1} \text{MPa}^{-2}) \quad (2.8)$$

$$C = \bar{Y} - A\bar{X} \quad (\text{MPa}^{-2}) \quad (2.9)$$

Les résultats obtenus des coefficients A et C sont tout à fait en accord avec ceux fournis dans le Tableau (2.15).

Selon le Tableau 2.1, le rapport $S_i/W_i = 3$ pour toutes les tailles d'éprouvettes. Il nous faut donc interpoler les valeurs de la fonction $f_3(\alpha)$ en fonction des valeurs des fonctions $f_{2.5}(\alpha)$ et $f_4(\alpha)$ ($f_i(\alpha)$ est la fonction qui dépend des caractéristiques géométriques des éprouvettes (Rubrique 1.3.1.4.2.3 du chapitre I) correspondant à $S_i/W_i = 2.5$ et $S_i/W_i = 4$ comme dans la recommandation du modèle SEM. L'interpolation linéaire est appliquée dans ce cas.

Les valeurs auxiliaires $f_{2.5}(\alpha), f_4(\alpha)$ sont calculées par les formules (2.10) et (2.11) suivantes:

$$f_{2.5}(\alpha) = \frac{1.0 - 2.5\alpha + 4.49\alpha^2 - 3.98\alpha^3 + 1.33\alpha^4}{(1 - \alpha)^{3/2}} \quad (2.10)$$

$$f_4(\alpha) = \frac{1.99 - \alpha(1 - \alpha)(2.15\alpha - 3.93\alpha + 2.70\alpha^2)}{\pi^{0.5}(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}} \quad (2.11)$$

Dans ces formules, $\alpha = a_{oi}/W_i = 0.2$. Les valeurs des fonctions $f_{2.5}(\alpha)$ et $f_4(\alpha)$ sont obtenues comme dans le Tableau 2.19.

Les valeurs obtenues de la fonction $f_3(\alpha)$ étant interpolées linéairement à partir des valeurs des fonctions $f_{2.5}(\alpha)$, et $f_4(\alpha)$ sont aussi reportées dans le Tableau 2.19.

Tableau 2.19 – Valeurs auxiliaires pour extrapoler la taille des éprouvettes à l’infini

Marques des bétons	Les valeurs auxiliaires pour extrapoler la taille des éprouvettes à l’infini		
	$f_{2.5}(\alpha)$	$f_4(\alpha)$	$f_3(\alpha)$
M20	0.908	1.857	1.225
M25	0.908	1.857	1.225
M30	0.908	1.857	1.225
M35	0.908	1.857	1.225
M40	0.908	1.857	1.225
M50	0.908	1.857	1.225

Le taux non-dimensionnel d’énergie libre $g(\alpha)$ est ensuite calculé en fonction de α et du rapport S_i/W_i par la formule suivante:

$$g(\alpha) = \left(\frac{S_i}{W_i} \right)^2 \pi \alpha [1.5f(\alpha)]^2 \quad (2.12)$$

Les valeurs du module d’élasticité E des bétons considérés sont approximativement obtenues à partir de la phase pré-pic des courbes "P-V" correspondant à la pente des parties droites entre $0.2P_{\max}$ et $0.5P_{\max}$ (Figure 2.25).

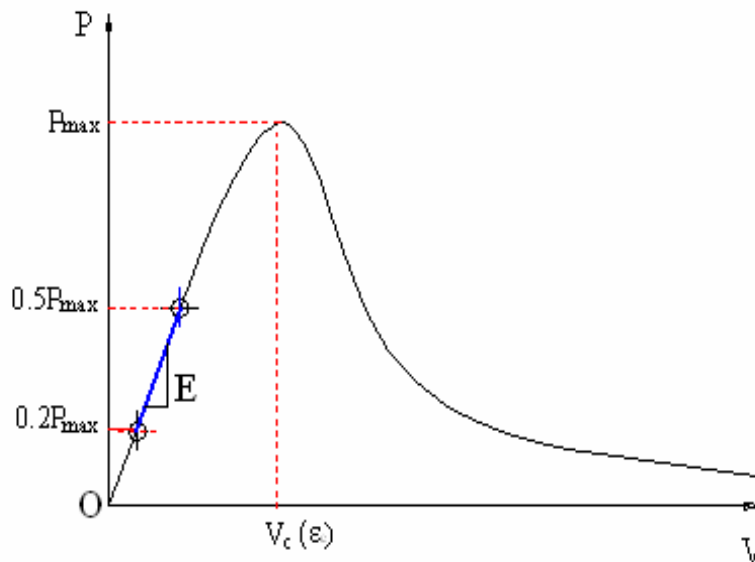


Figure 2.25 – Détermination du module d’élasticité des bétons à partir des relations "P-V"

L’énergie de rupture partielle G_f est enfin calculée à partir du taux non-dimensionnel d’énergie libre $g(\alpha)$, le module d’élasticité E et le paramètre A (Tableau 2.15) comme suit:

$$G_f = \frac{g(\alpha)}{EA} \quad (2.13)$$

Les valeurs de l'énergie de rupture totale sont déduites à partir des valeurs de G_f par la formule approximative $G_F = 2.5G_f$ (§ 1.3.1.4.2.4).

Toutes les valeurs obtenues de $g(\alpha)$, E , G_f et G_F sont fournies dans le Tableau 2.20.

Tableau 2.20 – Valeurs des énergies $g(\alpha)$, G_f et G_F (J/m^2)

Marques des bétons	Valeurs de l'énergie sans dimension $g(\alpha)$, l'énergie de rupture partielle G_f (J/m^2) et l'énergie de rupture totale et G_F (J/m^2)			
	E (GPa)	$g(\alpha)$	G_f (J/m^2)	G_F (J/m^2)
M20	23.151	19.07	80.548	201.370
M25	26.422	19.07	119.089	297.722
M30	28.720	19.07	121.392	303.481
M35	30.869	19.07	126.848	317.119
M40	32.656	19.07	137.807	344.517
M50	35.864	19.07	141.550	353.876

Les variations de G_f et G_F en fonction de la résistance en compression f'_c des bétons considérés sont représentées sur la Figure 2.26.

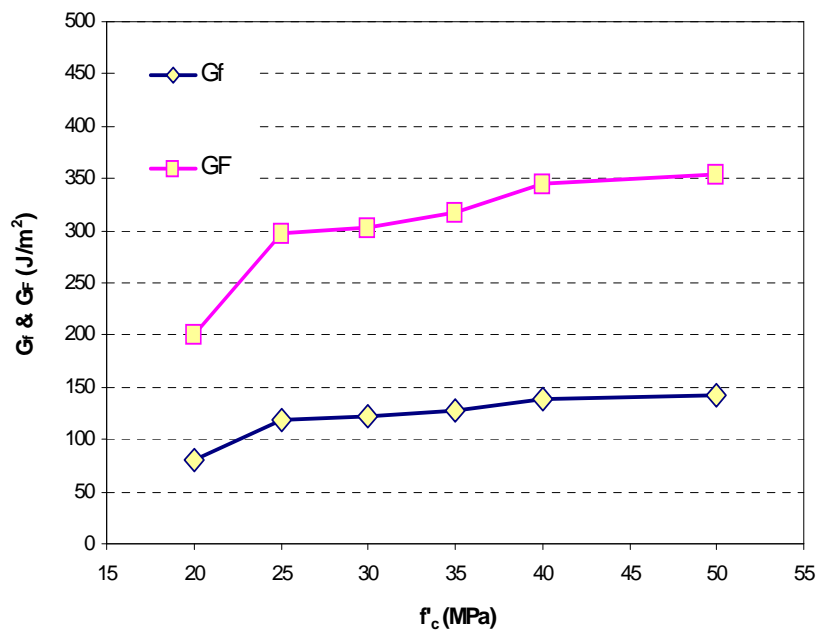


Figure 2.26 – Variation des énergies de rupture (G_f) et (G_F) en fonction de la résistance en compression (f'_c) des bétons

Sur la Figure 2.26, on constate que les énergies de ruptures n'augmentent pas beaucoup lorsque la résistance du béton augmente de 20 MPa à 50 MPa. Un écart maximal d'environ 50 % est observé entre l'énergie de rupture du béton M50 et celle du béton M20. Cet écart est similaire pour le cas du module d'élasticité (Figure 2.27).

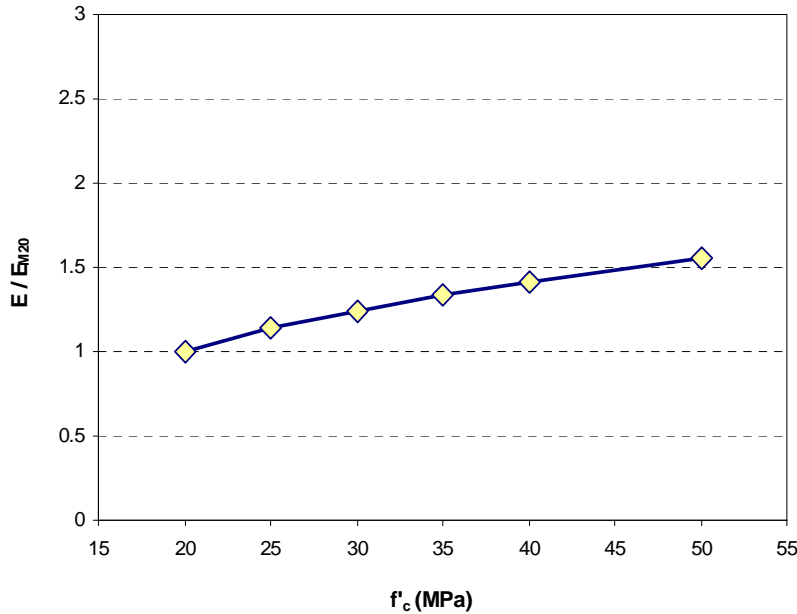


Figure 2.27 – Accroissement du module d'élasticité (E) en fonction de la résistance en compression (f'_c) des bétons

Sur la figure 2.27, le module d'élasticité E augmente quasi-linéairement en fonction de la résistance du béton. La valeur de E pour le béton de marque M50 est supérieure de 50 % à celle de marque M20.

2.4.2. Calcul des paramètres de rupture K_C et G_C

La formule pour calculer les valeurs critiques du facteur d'intensité de contrainte K_C pour le cas des poutres entaillées fléchies sur trois points est (Karihaloo (1995)):

$$K_C = 6YM_{\max} \sqrt{a_0} / (BW^2) \quad (2.14)$$

Où: M_{\max} est le moment maximal;
 Y est la fonction géométrique;
 B est la largeur de la section;
 W est la hauteur de la section;
 a_0 est la longueur de la fissure initiale.

Les valeurs de M_{\max} sont calculées à partir des valeurs moyennes de P_{\max} présentées dans le Tableau (2.16). Les valeurs obtenues de M_{\max} sont données dans le Tableau 2.21.

La fonction géométrique Y est calculée selon la formule de Srawley (1976):

$$Y(\alpha) = \frac{[1.99 - \alpha(1 - \alpha)(2.15 - 3.93\alpha + 2.7\alpha^2)]}{(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}} \quad (2.15)$$

$$\alpha = a_{oi} / W_i = 0.2, (0 < \alpha < 1) \quad (2.16)$$

Les valeurs de K_C calculées selon (2.14) sont représentées dans le Tableau (2.22).

Les variations de K_C en fonction de la résistance en compression f'_c et la hauteur W des éprouvettes sont représentées sur les Figures 2.28 et 2.29.

Tableau 2.21 – Valeurs du moment maximal M_{max}

Marques des bétons	Moments correspondant aux valeurs de la charge maximale M_{max} (Nm)			
	T1	T2	T3	T4
M20	61.96	210.81	634.07	2467.20
M25	87.42	230.53	825.36	3123.70
M30	93.60	244.06	936.90	3292.63
M35	105.52	266.72	970.16	3565.74
M40	105.74	283.79	1074.93	3759.98
M50	112.73	308.07	1182.35	3977.76

Tableau 2.22 – Valeurs critiques du facteur d'intensité de contrainte K_C

Marques des bétons	Facteur d'intensité de contrainte K_C (MPa.m ^{1/2})			
	T1	T2	T3	T4
M20	0.52	0.63	0.67	0.92
M25	0.73	0.69	0.87	1.16
M30	0.79	0.73	0.98	1.22
M35	0.89	0.79	1.02	1.32
M40	0.89	0.84	1.13	1.40
M50	0.95	0.92	1.24	1.48

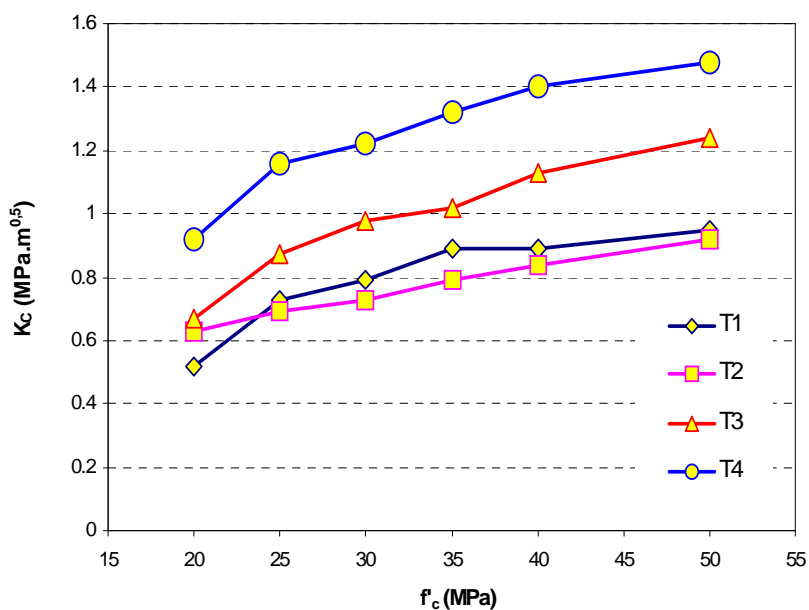


Figure 2.28 – Variation du facteur d'intensité de contrainte (K_C) en fonction de la résistance en compression des bétons (f_c)

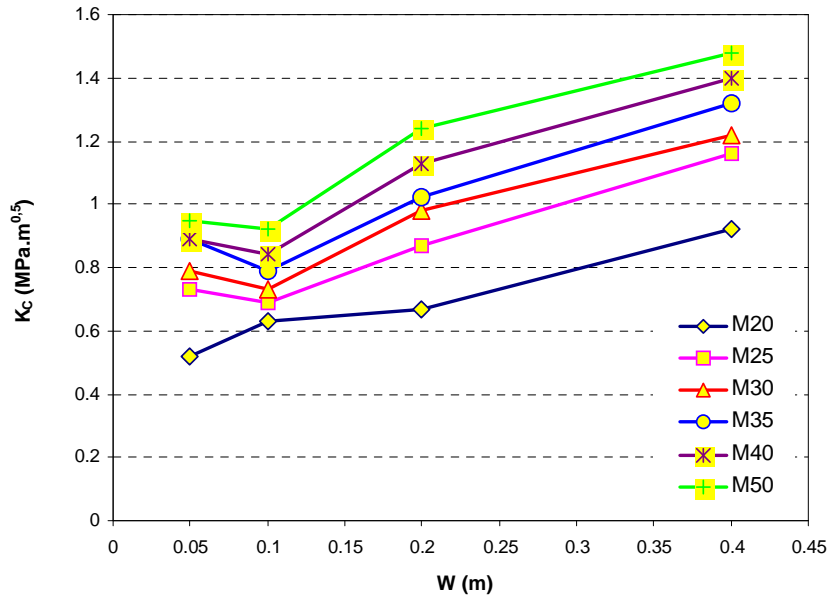


Figure 2.29 – Variation du facteur d'intensité de contrainte (K_C) en fonction de la hauteur des éprouvettes (W)

La Figure 2.28 montre que le facteur d'intensité de contrainte K_C augmente environ de 1.5 fois quand la résistance du béton passe de 20 à 50 MPa. Cette variation est bien en accord avec les cas du module d'élasticité et de l'énergie de rupture présentés ci-dessus. Une variation de K_C entre 0.5 et 1.5, et plus particulièrement une variation moyenne de 0.7 à 1.25, est constatée bien conforme avec les résultats d'autres auteurs dans la littérature (Karihaloo (1995)). La Figure 2.29 montre l'effet d'échelle sur les valeurs de K_C : on y constate que plus la taille des éprouvettes augmente, plus la valeur de K_C augmente.

Les valeurs de la résistance de rupture critique G_C sont déduites de K_C selon la formule suivante:

$$G_C = \frac{K_C^2}{E} \quad (2.17)$$

Le Tableau 2.23 présente les valeurs obtenues de G_C des bétons.

Tableau 2.23 – Les valeurs critiques de la résistance de rupture G_C

Marques de bétons	Résistance de rupture critique G_C (J/m ²)			
	T1	T2	T3	T4
M20	11.72	16.96	19.18	36.29
M25	20.44	17.77	28.47	50.97
M30	21.56	18.32	33.75	52.10
M35	25.49	20.36	33.67	56.85
M40	24.20	21.79	39.07	59.76
M50	25.86	24.14	44.45	62.89

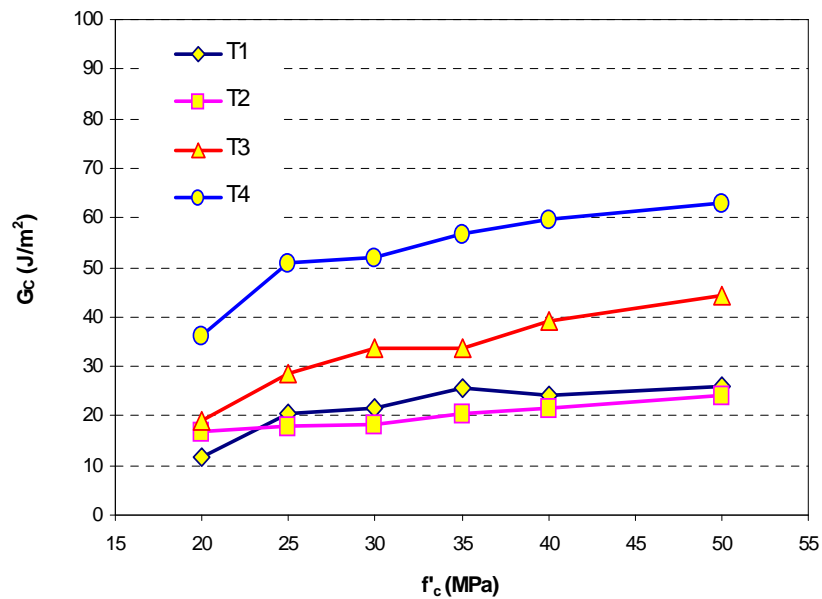


Figure 2.30 – Variation de la résistance de rupture (G_C) en fonction de la résistance en compression des bétons (f'_c)

La Figure 2.30 montre une augmentation plus lente de G_C pour les éprouvettes de petites tailles par rapport à celles de grandes tailles.

Sur la Figure 2.31, l'influence de l'effet d'échelle sur la résistance de rupture G_C est aussi observée de la même manière que le facteur d'intensité de contrainte K_C ; une même vitesse d'augmentation de K_C et G_C des marques de béton en fonction de la taille W des éprouvettes est constatée. On constate aussi que l'effet d'échelle devient important pour les poutres de grandes tailles (T3 et T4), tandis que pour les poutres de petites tailles (T1 et T2), ce dernier n'est pas significatif. Ces résultats sont bien conformes au commentaire sur l'étendue d'application des lois d'effet d'échelle énoncé au § 1.3.1.3.2 du chapitre I.

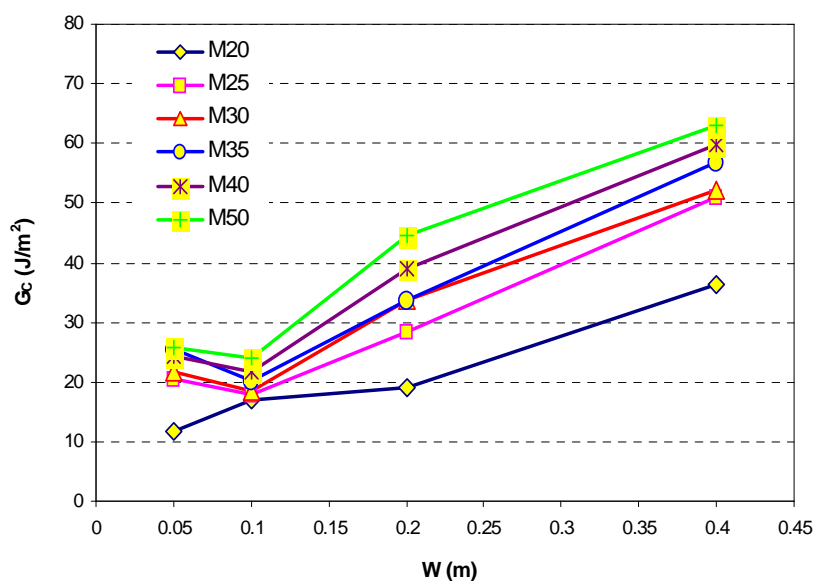


Figure 2.31 – Variation de la résistance de rupture des bétons (G_C) en fonction de la taille des éprouvettes (W)

Les valeurs de la longueur caractéristique l_{ch} sont calculées en fonction du module d'élasticité E (Tableau 2.20), de l'énergie de rupture totale G_F (Tableau 2.20) et de la résistance en traction f'_t (Tableau 2.3) comme suit (Hiller Borg (1978)):

$$l_{ch} = E.G_F / (f'_t)^2 \quad (2.18)$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.24.

Tableau 2.24 – Valeurs de la longueur caractéristique l_{ch}

Marques des bétons	Valeurs de la longueur caractéristique de Hiller-Borg l_{ch} (m)			
	E (MPa)	G_F (J/m ²)	f'_t (MPa)	l_{ch} (m)
M20	23151.51	201.370	2.91	0.551
M25	26422.82	297.722	3.55	0.624
M30	28720.87	303.481	4.01	0.542
M35	30869.63	317.119	4.18	0.560
M40	32656.22	344.517	4.37	0.589
M50	35864.69	353.876	4.54	0.596

Ces résultats montrent une variation de la longueur caractéristique l_{ch} de 0.5 à 0.6 m. Cet intervalle est bien en accord avec les résultats de la littérature pour les bétons ordinaires (Bazant & al (2002)). La Figure 2.32 représente l'accroissement de la longueur l_{ch} en fonction de la résistance en compression f'_c . On constate que la longueur caractéristique de Hiller-Borg reste presque constante pour différents types de béton ordinaire.

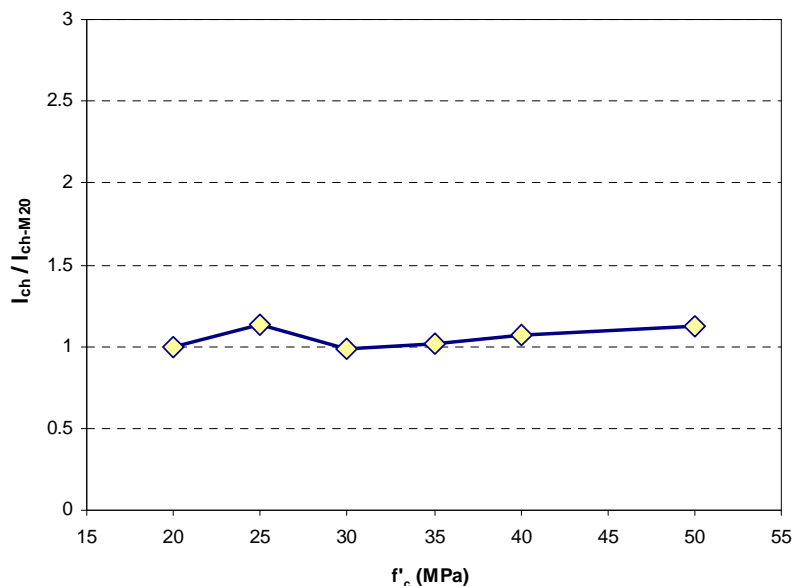


Figure 2.32 – Accroissement de la longueur caractéristique (l_{ch}) en fonction de la résistance en compression (f'_c) des bétons

2.5. ANALYSES DE L'EFFET D'ÉCHELLE

Les valeurs de la contrainte nominale de Bazant (σ_N) sont calculées en fonction de la taille des éprouvettes W (Tableau 2.1), la résistance en traction f_t' (Tableau 2.3) et les coefficients B_o et d_o comme suit:

$$\sigma_N = \frac{B_o \cdot f_t'}{\sqrt{1 + W/d_o}} \quad (2.19)$$

Les coefficients B_o et d_o sont déduits de A et C (Tableau 2.15):

$$B_o = \frac{1}{f_t' \sqrt{C}} \quad (2.20)$$

$$d_o = C/A \quad (2.21)$$

Sur le Tableau 2.25, le produit $B_o f_t'$ et d_o sont calculés pour six marques de béton.

Tableau 2.25 – Coefficients nécessaires au calcul de la contrainte nominale de Bazant en fonction du type de béton

Marque des bétons	Coefficients pour calculer la contrainte nominale σ_N	
	$B_o f_t' = 1/\sqrt{C}$ (MPa)	$d_o = C / A$ (mm)
M20	4.61	227.201
M25	5.62	257.525
M30	6.20	235.167
M35	6.76	222.535
M40	7.17	226.978
M50	7.92	202.862

Les valeurs du nombre de fragilité $\beta = W / d_o$ sont présentées dans le Tableau 2.26.

Tableau 2.26 – Valeurs du nombre de fragilité en fonction du type de béton

Marque des bétons	Nombre de fragilité (<i>Brittleness number</i>)			
	β			
	T1	T2	T3	T4
M20	0.220	0.440	0.880	1.761
M25	0.194	0.388	0.777	1.553
M30	0.213	0.425	0.850	1.701
M35	0.225	0.449	0.899	1.797
M40	0.220	0.441	0.881	1.762
M50	0.246	0.493	0.986	1.972

Les valeurs de la contrainte nominale σ_N calculées selon (2.19) sont présentées dans le Tableau 2.27.

Tableau 2.27 – Valeurs de la contrainte nominale selon SEM (σ_N) pour différents types de bétons

Marques des bétons	Contraintes nominales calculée selon SEM			
	σ_{N-SEM} (MPa)			
	T1	T2	T3	T4
M20	4.175	3.843	3.363	2.776
M25	5.147	4.773	4.219	3.520
M30	5.631	5.194	4.558	3.773
M35	6.105	5.612	4.903	4.039
M40	6.491	5.974	5.228	4.314
M50	7.096	6.484	5.622	4.596

Les valeurs expérimentales de la contrainte nominale sont calculées à partir des essais réalisés sur des poutres entaillées selon la formule suivante:

$$\sigma_N = \frac{3}{2} \frac{P_{\max} S}{B(W - a_0)^2} \quad (2.22)$$

où P_{\max} est la charge maximale causant la rupture des éprouvettes d'essai (Tableau 2.16), S est la portée, B est la largeur, W est la hauteur, a_0 est l'épaisseur initiale de la fissure des éprouvettes.

Dans la formule (2.22), W et a_0 sont les paramètres qui influencent le plus les valeurs calculées de σ_N . En réalité, les valeurs de S , B , W et a_0 mesurées directement sur les éprouvettes ne sont pas exactement identiques à celles présentées dans le Tableau 2.1. Cependant, vu que l'on peut aisément contrôler l'erreur faite sur des dimensions suffisamment grandes et faciles à mesurer comme S , B , W , on peut considérer les valeurs présentées dans le Tableau 2.1. La dimension la plus délicate à estimer dans le calcul est l'ouverture initiale de la fissure a_0 . En effet, si l'on mesure directement sur les éprouvettes d'essai, on constate que les valeurs de a_0 sont sous-estimées pour les éprouvettes T1. Les valeurs mesurées ne se trouvent en effet que dans l'intervalle de 0.5 à 0.75 cm, alors que les valeurs prévues sont de 1cm. Tandis que pour les éprouvettes T2, T3, T4, on constate une surévaluation de la valeur de a_0 variant de 0.1 à 0.4 cm par rapport aux valeurs présentées dans le Tableau 2.1. Ces surestimations et sous-estimations de a_0 sont probablement dues aux mauvaises manipulations lors de la fabrication des éprouvettes. Il est donc nécessaire de tenir compte de ces erreurs lors de l'estimation de a_0 dans les calculs selon (2.22).

Les résultats de la contrainte nominale obtenus selon (2.22) sont présentés dans le Tableau 2.28.

Les variations des valeurs de la contrainte nominale calculées pour chaque type de béton selon le modèle SEM et calculées ensuite à partir des résultats d'essai sont également représentées sur les Figure 2.33 et 2.34.

Tableau 2.28 – Valeurs de la contrainte nominale selon les résultats d'essai

Marques des bétons	Contraintes nominales calculée à partir des résultats d'essai			
	σ_{N-EX} (MPa)			
	T1	T2	T3	T4
M20	4.647	3.953	2.972	2.751
M25	6.556	4.322	3.869	3.661
M30	7.020	4.576	4.392	3.859
M35	7.914	5.001	4.548	4.179
M40	7.930	5.321	5.039	4.406
M50	8.455	5.776	5.542	4.661

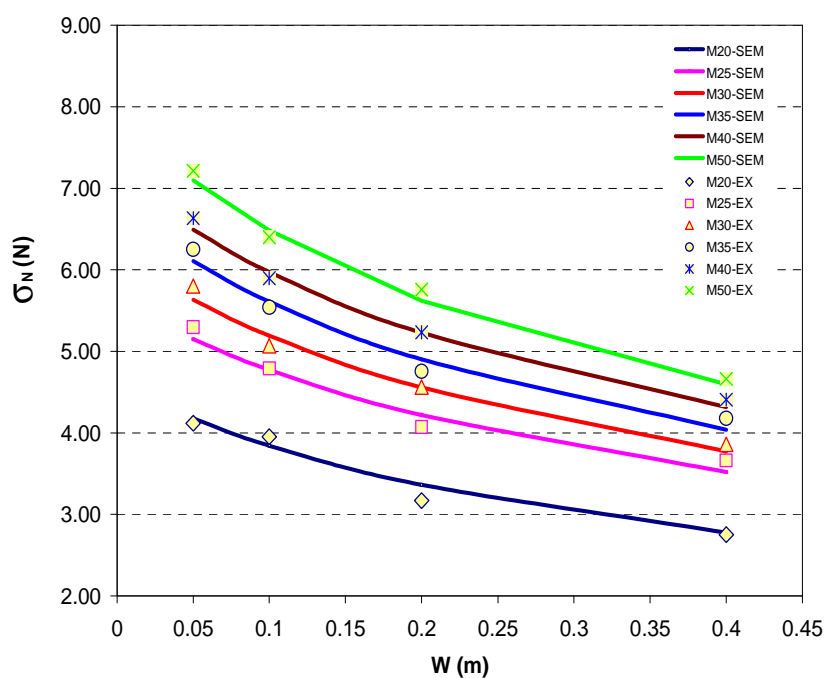


Figure 2.33– Variation de la contrainte nominale des bétons en fonction de la taille des éprouvettes

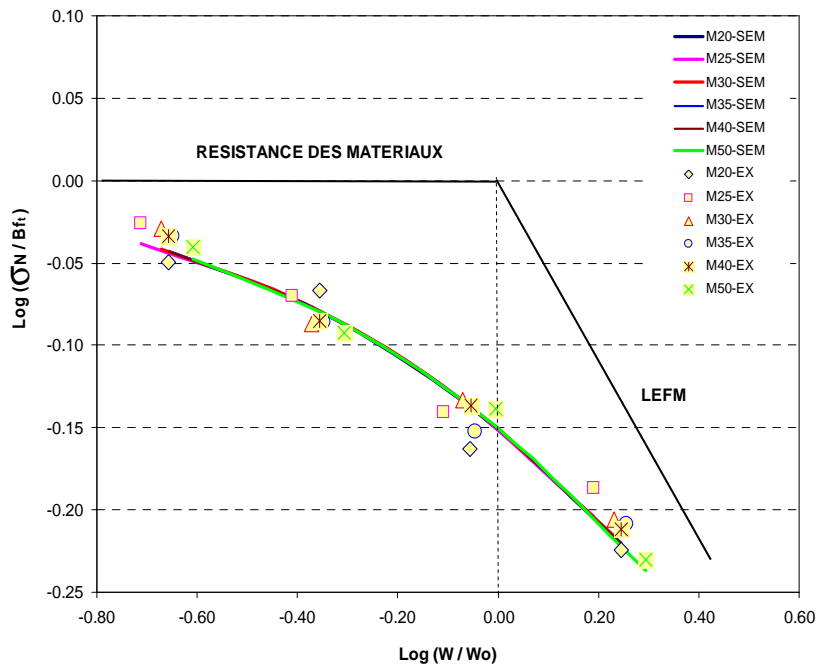


Figure 2.34 – Variation de la contrainte nominale des bétons en fonction de la taille des éprouvettes (dans un système de coordonnées logarithmique)

Sur la Figure 2.33, l'effet d'échelle obtenu sur les bétons considérés nous montre que lorsque la taille de l'éprouvette augmente de 4 à 5 fois, la résistance du béton diminue de 30 % à 50 % par rapport à la valeur de référence. Cette diminution de la résistance du béton est bien en accord avec les résultats présentés dans la littérature par différents auteurs (Karihaloo (1995), Bazant & al (2002)...). La Figure 2.33 montre aussi que la diminution de la résistance du béton de résistance élevée est plus rapide que celle de marque petite. Ce type de phénomène peut être mis en évidence par leurs représentations dans la Figure 2.34.

En effet, sur la Figure 2.34, on voit que:

- Pour les bétons de résistance élevée, la fragilité domine la ductilité. Les points expérimentaux sont donc décalés vers le comportement prédit par la mécanique de la rupture linéaire LEFM. On observe alors une diminution de la résistance assez rapide avec la taille structurelle.
- Quant aux bétons de résistance plus faible, la ductilité domine la fragilité. Les points expérimentaux sont donc décalés vers le comportement ductile. On constate alors que la résistance diminue lentement.

La variation de la contrainte nominale en fonction de la taille structurelle selon SEM est bien asymptotique avec la variation des valeurs expérimentales. Toutes ces valeurs se trouvent dans la gamme des valeurs que l'on peut raisonnablement considérer dans les méthodes d'analyse du béton selon la théorie de la mécanique de la rupture non linéaire, de la mécanique de l'endommagement non-local ou de la méthode d'analyse discrète. Ces méthodes sont recommandées pour l'analyse des structures en béton de dimensions moyennes (Bazant & al (2002)). Le fait que les valeurs du nombre de fragilité β se trouvent dans l'intervalle de 0.1 à 10 (Tableau 2.26) est un élément qui confirme cette affirmation.

2.6. SUR LE COMPORTEMENT POST-PIC DES BÉTONS

2.6.1. Introduction

Durant le processus de détermination expérimentale des paramètres de rupture des bétons, on doit normalement mesurer continuellement l'évolution de la charge appliquée P et de la flèche V des éprouvettes. Cependant, vu le manque d'équipements nécessaires à ces mesures, notamment pour mesurer la brusque diminution de la charge appliquée P dans la phase post-pic, les relations "P-V" obtenues expérimentalement sont incomplètes (Annexe A). Elles comprennent une partie pré-pic et une partie post-pic (Figure 2.35). La partie finale de la phase post-pic du comportement du béton correspond à une lente diminution de la charge appliquée P , vu que la friction entre les granulats fait alors diminuer la vitesse de rupture. Il nous faut donc compléter la partie perdue dans la phase post-pic pour obtenir des relations complètes "P-V".

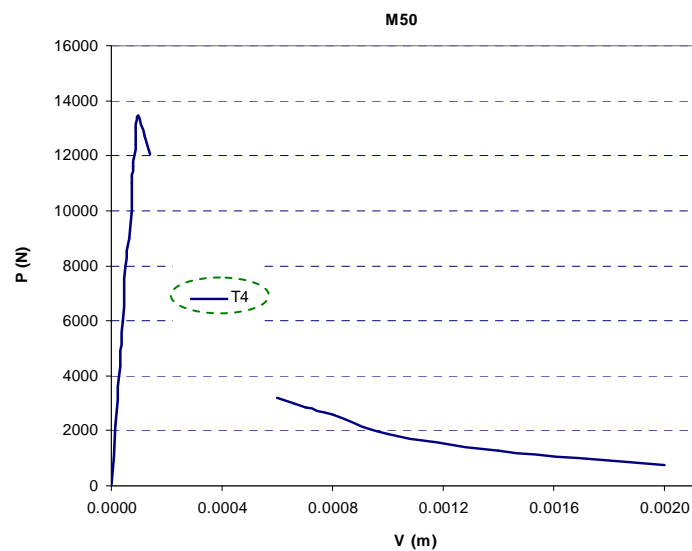


Figure 2.35 – Relation incomplète "P-V" pour le béton M50 (taille T4)

Sur la Figure 2.35, dans le cas d'un béton M50 et d'une éprouvette de taille T4, la mesure expérimentale de la relation charge - flèche "P-V" est présentée et est effectivement incomplète. Des méthodes sont proposées pour compléter la zone manquante, à savoir dans ce cas particulier la partie post-pic lorsque charge diminue de 12000 à 3200 N, pour une flèche inférieure à 0.0007 mm.

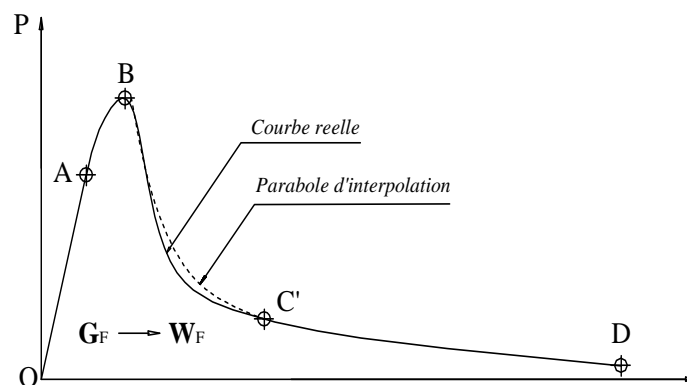


Figure 2.36 – Parabole hypothétique basée sur le comportement d'adoucissement post-pic

Sur la Figure 2.36, les parties mesurables des relations charge - flèche "P-V" sont présentées. Les parties OAB et C'D sont ainsi obtenues à partir des essais. La partie BC' doit être interpolée pour obtenir une relation "P-V" complète.

2.6.2. Principe de "remplissage" de la phase post-pic

Le remplissage de la partie non mesurée expérimentalement BC' est effectué pour les différents types de béton déjà utilisées correspondant à quatre tailles d'éprouvettes. On suppose pour cela que la courbe BC' est de type parabolique, appelée la parabole d'interpolation (Figure 2.36). Cette parabole est asymptotique avec la forme réelle de la courbe BC' rencontrée dans la littérature. L'équation de cette parabole est proposée sous une forme générale, à partir de trois paramètres à déterminer a, b et c:

$$Y = a.x^2 + b.x + c \quad (2.23)$$

Les conditions frontières à imposer pour obtenir les paramètres de cette équation sont:

$$Y_B = P_B = P_{\max}(V_B) \quad (2.24)$$

$$Y_{C'} = P_{C'} = P(V_{C'}) \quad (2.25)$$

$$G_F(W_F) = 2.5 G_f \quad (2.26)$$

Les paramètres de l'équation (2.23) varient en fonction de la taille des éprouvettes et du type de béton considéré. Les deux premières conditions frontières viennent des résultats d'essai. La troisième condition frontière est la formule approximative analysée dans la rubrique 1.3.1.4.2 du chapitre I. Dans ce cas, l'énergie de rupture totale G_F est l'aire sous la courbe charge - flèche "P-V", tandis que l'énergie de rupture partielle G_f est obtenue comme précédemment selon le modèle SEM (§ 2.4.1). En résolvant l'équation (2.23), on obtient les valeurs des coefficients a, b, c et par conséquent les relations complète "P-V" pour les différents types de béton et dimensions de poutres considérés.

2.6.3. Résultats obtenus

Les relations complètes "P-V" obtenues sont représentées sur les Figures de 2.37 à 2.42. Sur ces figures, seules les parties correspondant à des flèches V inférieures à 0.0008 m sont représentées.

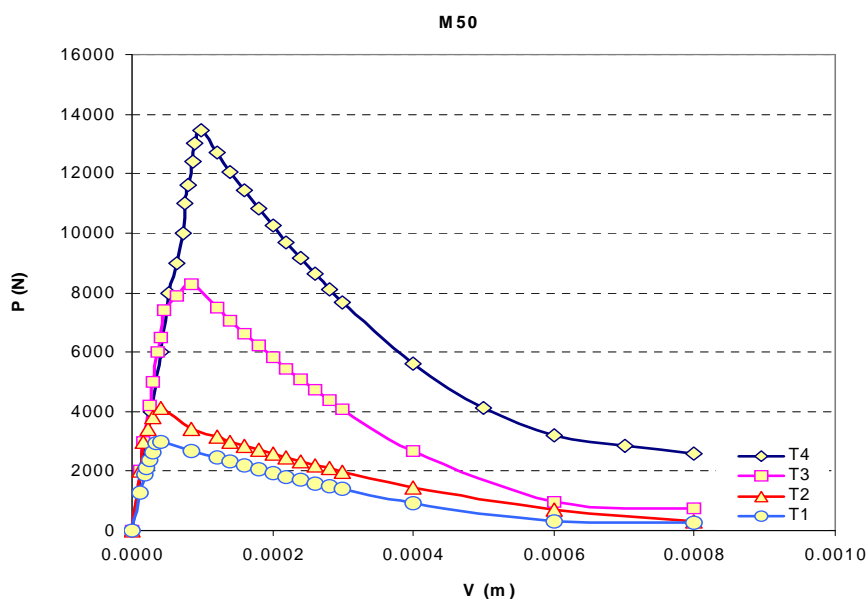


Figure 2.37– Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M50)

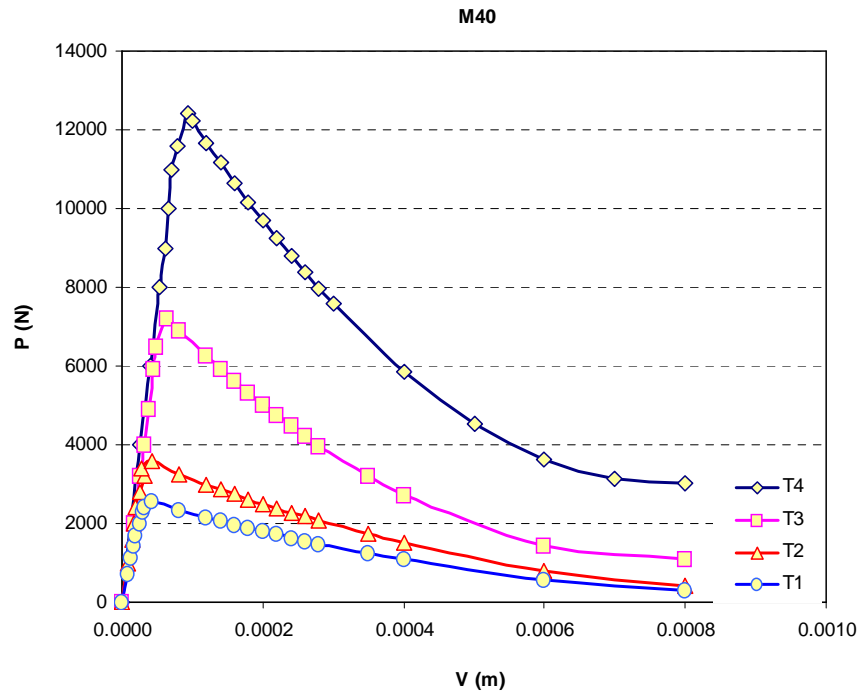


Figure 2.38 – Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M40)

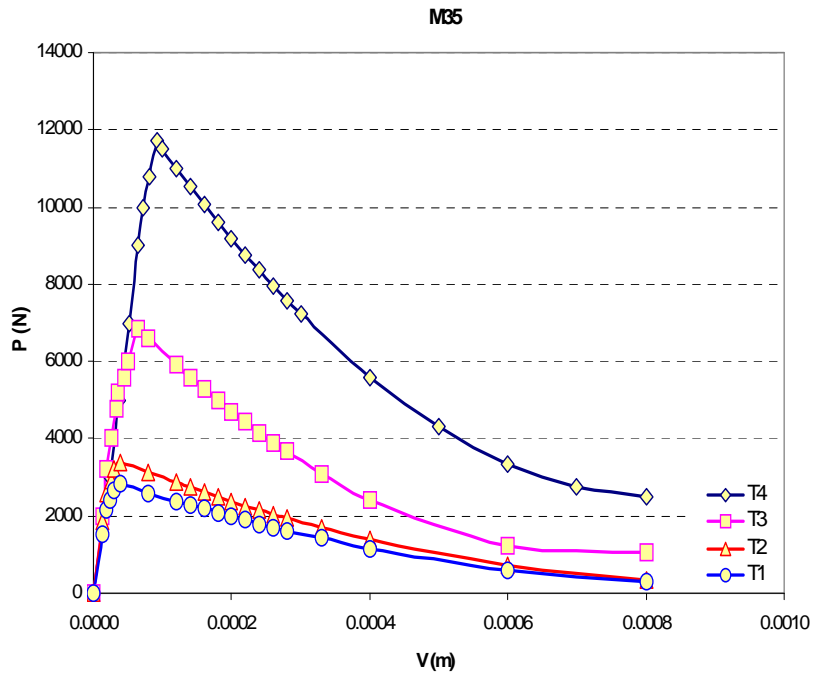


Figure 2.39 – Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M35)

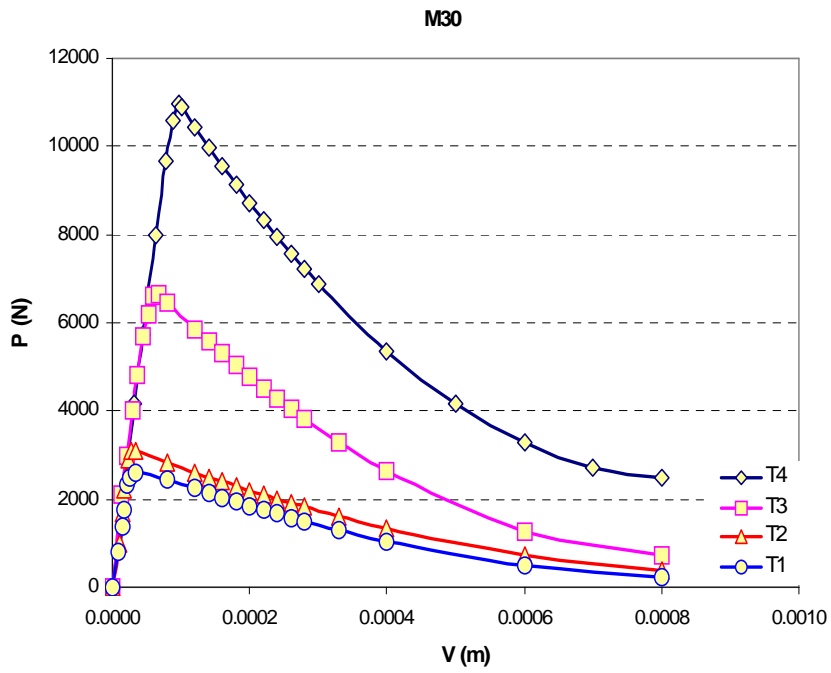


Figure 2.40 – Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M30)

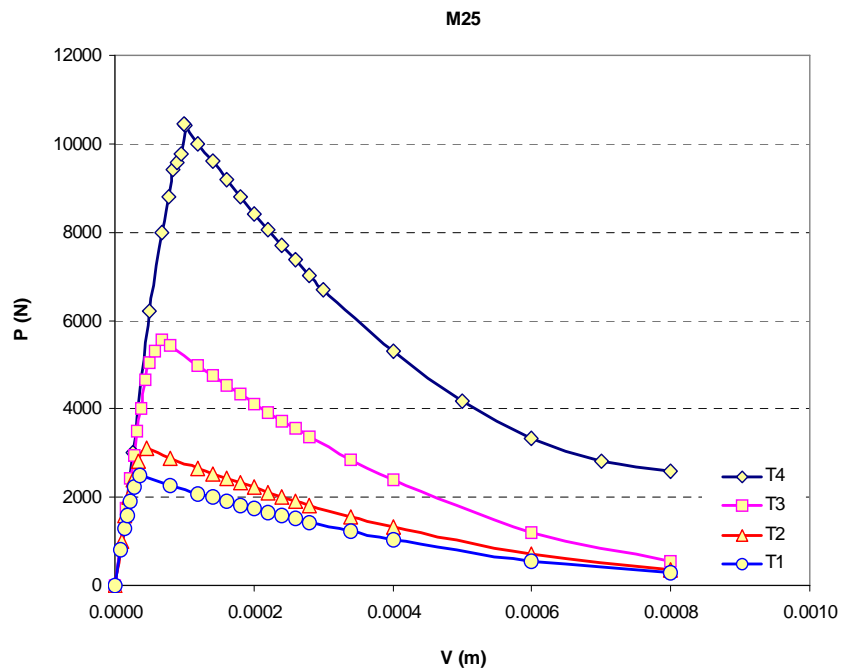


Figure 2.41 – Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M25)

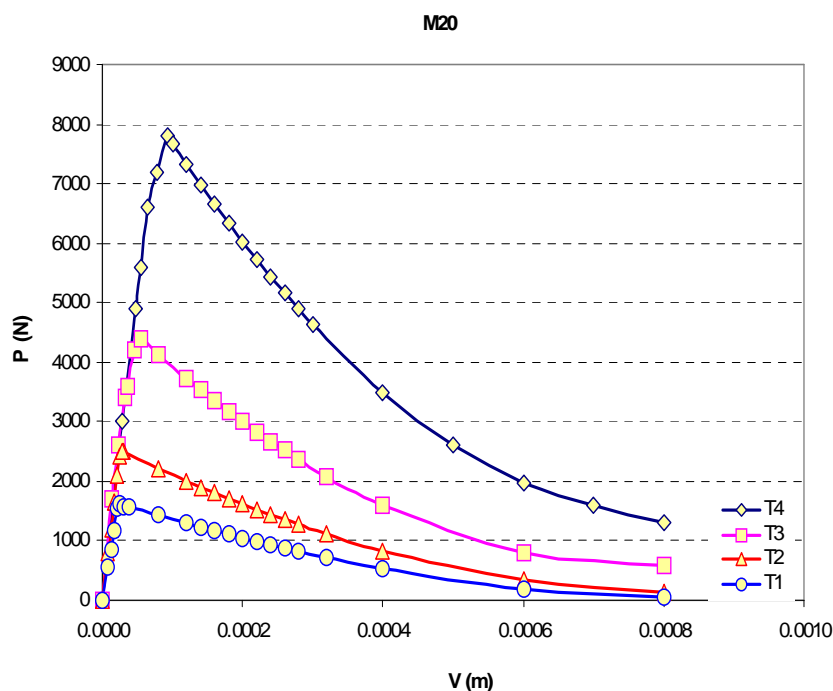


Figure 2.42 – Relation complète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M20)

En observant les courbes charge-flèche "P-V" sur les Figure de 2.37 à 2.42, on constate que les rigidités de poutres de différentes dimensions sont approximativement identiques pour un même type de béton considéré.

D'autre part, les charges maximales au pic P_{\max} pour un même type de béton varient lentement en passant de la dimension T1 à la T2, puis augmentent considérablement à partir de la dimension T2 jusqu'à la dimension T4. Pourtant, cette augmentation de P_{\max} ne peut pas compenser l'augmentation de la dimension des poutres (approximativement deux fois en passant d'une taille à l'autre plus grande). Cette observation met en évidence une fois de plus l'effet d'échelle des bétons déjà observé sur les Figures 2.33 et 2.34.

La pente de la descente en phase post-pic diminue lorsque les dimensions des éprouvettes diminuent. Le comportement des poutres de grandes dimensions est donc plus fragile que celui des poutres de petites dimensions.

2.7. CONCLUSION DU CHAPITRE II

Dans ce chapitre, nous avons réalisé des travaux expérimentaux pour déterminer des caractéristiques mécaniques et des paramètres de rupture de six types de bétons couramment utilisés dans la construction au Vietnam.

Six types de béton avec une résistance en compression f'_c variant de 20 MPa à 50 MPa ont été choisis sur base de l'expérience découlant de leur utilisation dans la construction, particulièrement dans les travaux publics au Vietnam. Dans un premier temps, des essais de détermination des caractéristiques mécaniques du béton comme la résistance en compression f'_c , la résistance en traction f'_t ou la résistance par flexion ont été réalisés. Une évolution logarithmique de la résistance en traction avec la résistance en compression a ainsi été constatée.

Des paramètres de rupture des bétons tels que le facteur d'intensité de contrainte K_C , la résistance à la rupture G_C et la longueur caractéristique l_{ch} ont été déterminés. Les évolutions de ces paramètres en fonction de la résistance en compressions f'_c et de la taille des éprouvettes W ont été mises en évidence. Ces résultats expérimentaux sont bien conformes à ceux publiés dans la littérature (Karihaloo (1995), Bazant & al (2002)...).

L'effet d'échelle des bétons a également pu être mis en évidence grâce à l'analyse de son influence sur le facteur d'intensité de contrainte K_C , de la résistance à la rupture G_C et de la résistance nominale σ_N . La loi d'échelle a ainsi montré une diminution de la résistance du béton de 30% à 50% lorsque la taille structurelle augmente de 4 à 5 fois. La variation du nombre de fragilité β dans l'intervalle de 0.1 à 10 a montré qu'il est raisonnable de considérer des lois de rupture non linéaires ou des lois d'endommagement non-locales dans la modélisation du comportement de bétons tels que ceux étudiés expérimentalement dans ce chapitre.

Les outils expérimentaux à notre disposition nous empêchent de déterminer expérimentalement les relations complètes entre la charge et la flèche des poutres entaillées "P-V". Ce manquement est surmonté par une technique de remplissage de ces courbes, qui se base sur des résultats expérimentaux publiés précédemment dans la littérature et spécialement sur la relation entre l'énergie totale de rupture G_F et l'énergie partielle de rupture G_f (Bazant & al (2002)). Ces relations permettent de compléter les relations "P-V" et seront la base pour un processus de calage des paramètres d'endommagement des six types de béton considérés dans le chapitre III.

CHAPITRE III

Modélisation du comportement du béton selon des lois d'endommagement

CHAPITRE III

MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BETON SELON DES LOIS D'ENDOMMAGEMENT

3.1. SIMULATION NUMÉRIQUE DE L'ENDOMMAGEMENT DU BÉTON

3.1.1. Introduction

Dans le chapitre I, les modèles d'endommagement du béton ont été analysés en détail, en mettant en évidence les distinctions entre modèles locaux et modèles non locaux. Dans ce chapitre, la modélisation numérique du comportement du béton sera effectuée en utilisant les deux modèles les plus caractéristiques du comportement du béton, à savoir le modèle de Mazars local et le modèle de Mazars non-local. Ces deux modèles sont implantés dans le code aux éléments finis Lagamine, développé par l'équipe de géomécanique dirigée par le professeur Charlier.

Comme expliqué dans la partie consacrée à la bibliographie des modèles d'endommagement, les simulations numériques de structures en béton avec un modèle d'endommagement local fournissent des résultats peu concluants, car la localisation de la déformation n'y est pas considérée d'une façon correcte. L'approche non locale est alors introduite pour tenir compte de ce phénomène. Dans ce travail, les propositions de Pijaudier-Cabot & Bazant (1987,1989) et Jirasek (2002) sont considérées afin de rendre le modèle de Mazars devient non local.

L'influence de la localisation de la déformation est mise en évidence dans ce chapitre au travers d'exemples de simulations des comportements typiques du béton avec la loi locale et la loi non locale. La détermination des paramètres mécaniques des six types de béton ordinaire utilisés au chapitre II est ensuite réalisée en calant les résultats numériques obtenus avec la loi non locale sur les résultats expérimentaux de l'endommagement de poutres en béton armé.

3.1.2. Implantation du modèle de Mazars dans le code aux éléments finis Lagamine

Le modèle de Mazars a été présenté en détail au paragraphe 1.3.2.2.1 du chapitre I. Ci-après, les principales étapes de l'implantation de ce modèle dans le code aux éléments finis Lagamine sont présentées (Kotronis & Collin (2005)):

- i. Calculer la déformation élastique ε_e
- ii. Calculer la déformation équivalente locale $\tilde{\varepsilon}$
- iii. Vérifier $\tilde{\varepsilon} \geq \varepsilon_{D_0}$
- iv. Calculer les valeurs de α_t , D_T , D_C pour l'état de déformation considéré
- v. Calculer l'endommagement total: $D = \alpha_t^\beta D_T + (1 - \alpha_t)^\beta D_C$
- vi. Calculer la contrainte: $\sigma = (1 - D) E \varepsilon_e$.
- vii. Considérer l'incrément de déformation et d'endommagement: $\dot{\varepsilon}$ et \dot{D} .
- viii. Calculer l'incrément de contrainte : $\dot{\sigma} = M_t \cdot \dot{\varepsilon} = (1 - D) E \dot{\varepsilon} - E \varepsilon \dot{D}$
- ix. Avec la charge radiale ($\dot{\alpha}_t = 0$): $\dot{D}_{c,t} = \left(\frac{\varepsilon_{D_0} (1 - A_{c,t})}{\bar{\varepsilon}^2} + \frac{A_{c,t} \cdot B_{c,t}}{\exp(B_{c,t} (\bar{\varepsilon} - \varepsilon_{D_0}))} \right) \text{Tr} \left(\frac{\langle \varepsilon \rangle_+}{\bar{\varepsilon}} \cdot \dot{\varepsilon} \right)$

3.1.3. Implantation de l'approche non locale dans le code aux éléments finis Lagamine

L'approche non locale est introduite dans le code Lagamine par un algorithme calculant la moyenne pondérée de la déformation équivalente dans un volume représentatif V_r , dont la dimension dépend de la longueur interne l_c . On considère alors les interactions des points situés dans le volume représentatif V_r autour du point considéré. L'incrément de contrainte en fonction de la déformation reste toujours explicite. Il ne faut pas donc des itérations supplémentaires, outre celles nécessaires pour tous les modèles non linéaires.

La distribution de la zone de localisation de la déformation est choisie comme une distribution gaussienne (Pijaudier-Cabot & Bazant (1987)) ou une fonction quadratique réduite (Jirasek (2002)). La déformation équivalente non locale est calculée en tous points d'intégration du maillage éléments finis, séparés d'une distance inférieure à l_c à partir du point considéré:

$$\bar{\epsilon}_i = \frac{\sum_{j=1}^N \omega_j J_j \Psi(x_i - x_j) \tilde{\epsilon}_j}{\sum_{k=1}^N \omega_k J_k \Psi(x_i - x_k)} \quad (3.1)$$

Où: ω est le volume associé au point Gauss ($i, j, k = 1 - N$).

Ψ est la fonction d'interaction prépondérante non locale entre le point i et le point j ou le point k dans le volume représentatif (fonction (1.42)).

J est le Jacobien de la transformation iso-paramétrique évalué au point considéré.

N est le nombre de points de Gauss d'une distance inférieure à la longueur interne l_c à partir du point considéré.

Les variables stockées aux points de Gauss en cours de calcul comprennent des contraintes, des déformations, des déformations équivalentes et des variables d'endommagement.

3.1.4. Exemples de simulation de l'endommagement du béton

3.1.4.1. Simulations avec le modèle d'endommagement local

Un jeu de paramètres du modèle d'endommagement local de Mazars est donné comme dans le Tableau 3.1. On y retrouve le module d'élasticité E , le coefficient de Poisson ν , le seuil d'endommagement initial ϵ_{Do} , le coefficient de cisaillement β et les paramètres en traction et en compression (A_T, B_T, A_C, B_C). La masse volumique du béton est prise égale à 2.10^3 kg/m^3 .

Tableau 3.1 – Les paramètres du modèle d'endommagement local

E (Pa)	ν	A_C	A_T	B_C	B_T	ϵ_{Do}	β	ρ (kg/m^3)
3.10^{10}	0.2	2.75	1.7	3500	15000	10^{-4}	1	2.10^3

Les trois problèmes considérés dans les exemples de simulation de l'endommagement du béton comprennent:

- + Une barre en traction directe.
- + Une poutre entière en flexion sur trois points.
- + Une poutre entaillée en flexion sur trois points.

3.1.4.1.1. Barre en traction directe

Une barre en béton subit une traction axiale uniforme. La section du milieu est légèrement réduite afin de pré-localiser la position de la zone d'endommagement. Les dimensions de cette barre et le maillage utilisé pour la modélisation par éléments finis sont présentées sur la Figure 3.1. L'épaisseur de la barre est de 5 cm. La loi de Mazars locale est appliquée à tous les éléments de la barre. Trois tailles de maillage sont considérées: un se compose de 400 éléments finis (EFs), deux autres sont de 840 EFs et 1200 EFs. La simulation est réalisée en contrôlant le déplacement axial.

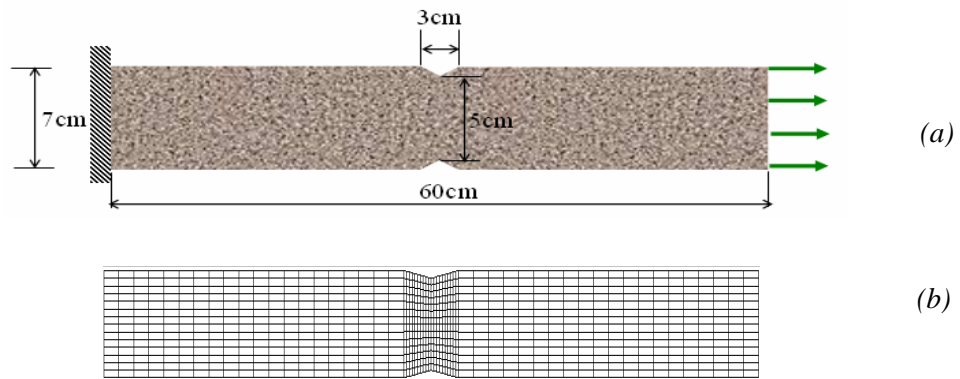


Figure 3.1- Définition de la barre en traction directe avec une section réduite (a) et le maillage d'éléments finis (b)

Les résultats de cette simulation (Figure 3.2) nous montrent une dépendance de la déformation axiale et de l'endommagement à la taille des éléments finis. Plus le maillage des éléments finis est fin, plus l'épaisseur des bandes d'endommagement et de déformation diminue. La déformation et l'endommagement ne sont ainsi pas bien observés pour le maillage de 1200 éléments. De plus, la distribution de ces bandes est dissymétrique, alors que les données d'entrée de ce problème sont toutes symétriques.

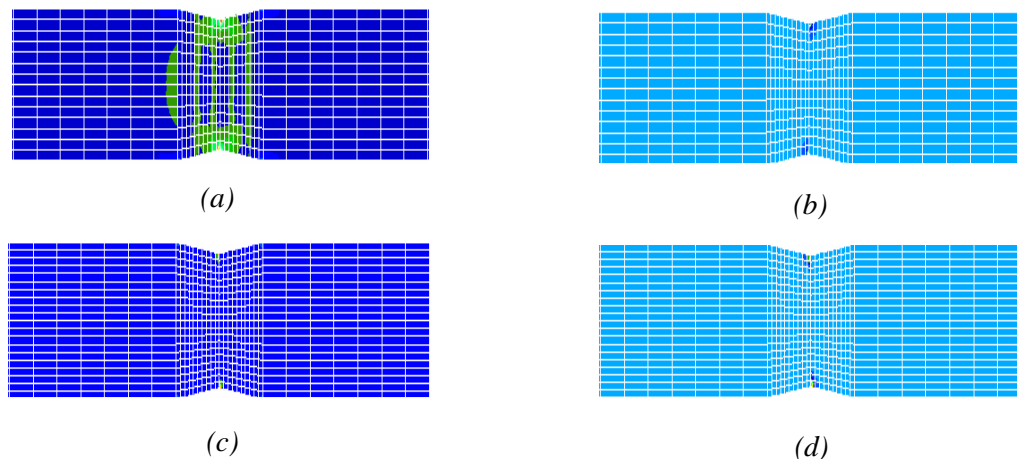


Figure 3.2 – La déformation ϵ_x et de l'endommagement D (Loi locale)
 ϵ_x (a) et D (b) avec un maillage de 400 EFs
 ϵ_x (c) et D (d) avec un maillage de 1200 EFs

La Figure 3.3 montre une forte dépendance au maillage de la relation entre la charge appliquée P (N) et le déplacement axial maximum V (m).

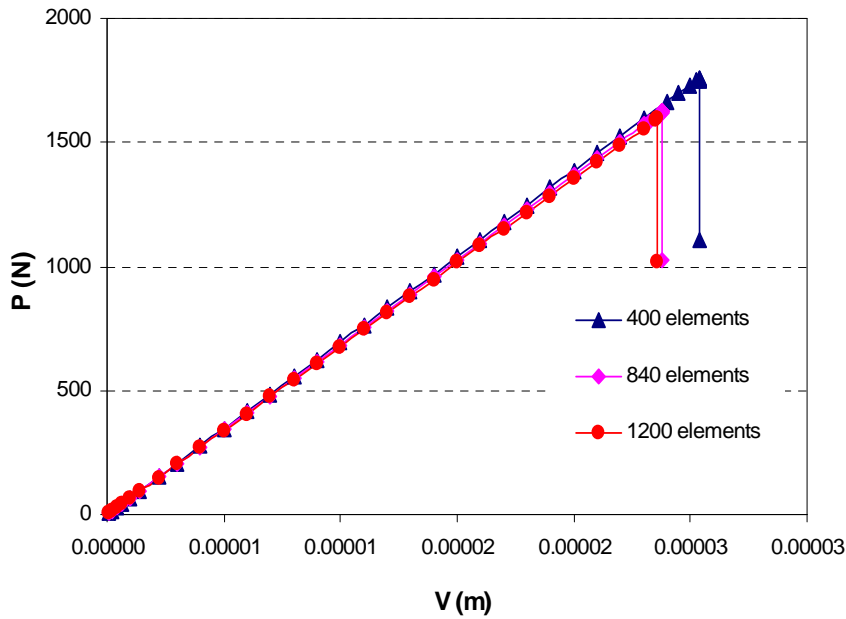


Figure 3.3 - Relation entre la charge et le déplacement axial "P – V" de la barre (loi locale)

La charge maximale au pic P_{max} diminue quand la taille du maillage diminue. Le phénomène "snap-back" de la simulation avec la loi locale de l'endommagement est mis en évidence par les descentes verticales de la phase post-pic du béton où l'énergie de rupture est totalement nulle juste après le pic.

3.1.4.1.2. Poutre entière en flexion sur trois points

On considère une poutre entière subissant une force concentrée et centrée P . Les dimensions des poutres et le maillage éléments finis utilisés lors des simulations sont présentés à la Figure 3.4. L'épaisseur de la poutre est de 5 cm. Les simulations numériques sont réalisées en contrôlant le déplacement vertical à mi-travée V (la flèche).

Le nombre d'éléments finis (EFs) utilisés pour chaque cas de simulation est de 300, 400, 600, 1200 ou 1600 EFs. La loi locale d'endommagement de Mazars est utilisée pour tous les éléments de la poutre.

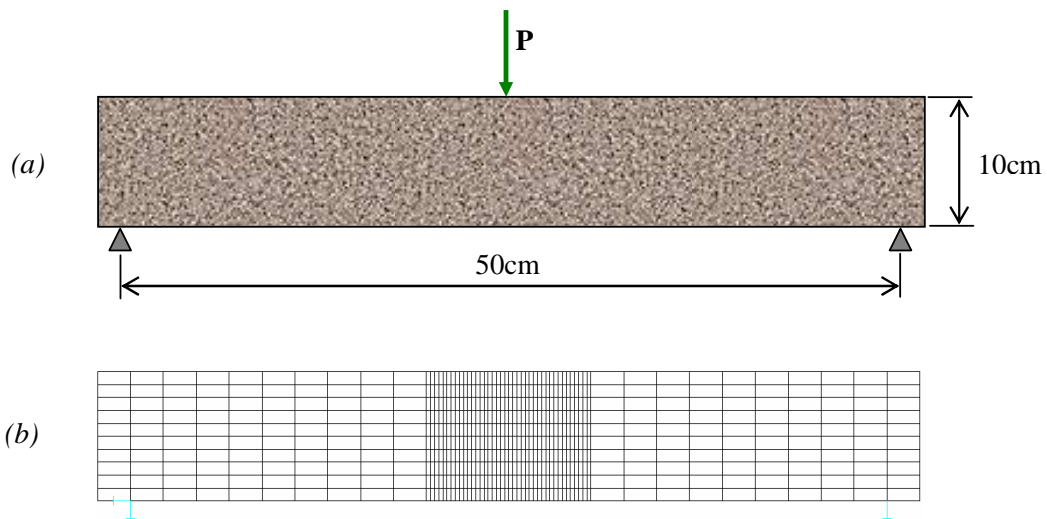


Figure 3.4- Géométrie du problème (a) et maillage d'éléments finis (b)

La Figure 3.5 représente la déformation horizontale et l'endommagement pour deux tailles de maillage de 300 et 1200 éléments finis. On constate que la zone d'endommagement et la zone de déformation sont dissymétriques et dépendent fortement de la taille du maillage. Plus le maillage est fin, plus la taille de ces zones tend vers une bande très fine. Pour le cas de 1200 EFs, la zone d'endommagement et la déformation deviennent quasiment invisibles.

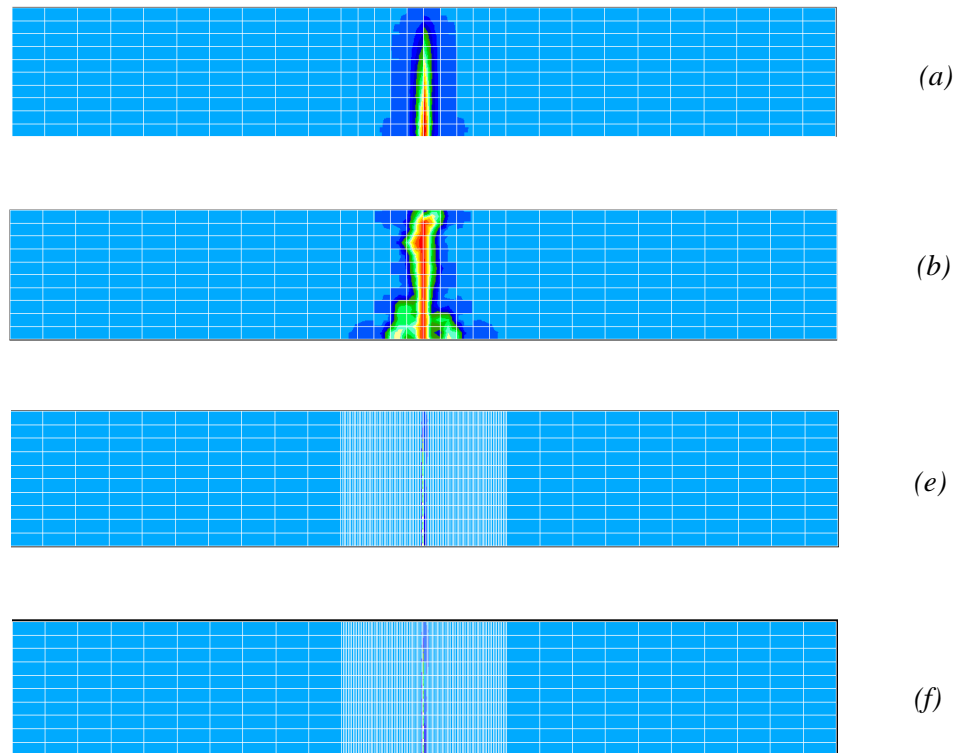


Figure 3.5- La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entière (Loi locale)

ϵ_x (a) et D (b) avec un maillage de 300 EFs

ϵ_x (c) et D (d) avec un maillage de 1200 EFs

Sur la Figure 3.6, le phénomène "snap-back" est mis en évidence par la descente verticale des courbes "P-V" juste après la valeur maximale de la charge appliquée P , comme dans le cas d'une poutre en traction.

On observe également une forte dépendance de ces courbes avec le raffinement du maillage utilisé dans les simulations. Quand le nombre d'éléments finis passe de 300 EFs à 1600 EFs, la charge maximale P_{\max} passe de 3000 N à 4000 N. Cette diminution de la charge maximale P_{\max} peut s'expliquer par l'influence de la taille des éléments finis sur la convergence numérique. En effet, la perte de convergence est due à une modification brusque de l'incrément de déformation, qui évolue d'une distribution douce vers une distribution localisée au voisinage du pic de chargement. Dès lors, plus le maillage est raffiné, plus l'incrément de déformation devient localisé tôt. Par conséquent, la perte de la convergence apparaît plus tôt. Selon Jirasek (2004), lorsqu'on raffine le maillage, le nombre de combinaisons possibles de chargement et de déchargement à chaque point Gauss augmente. L'algorithme numérique trouve donc plus difficilement la combinaison actuelle. La convergence est donc plus rapide.

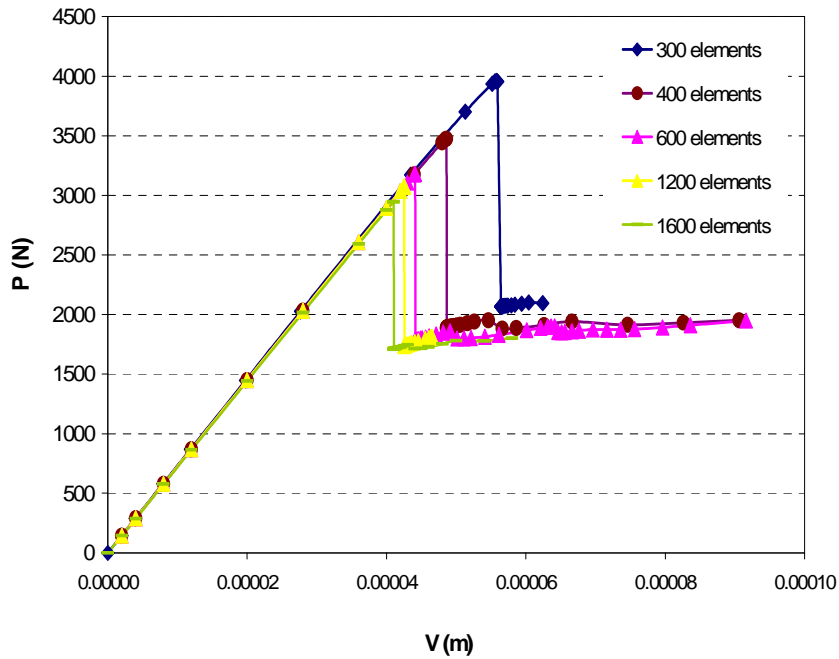


Figure 3.6- Relation entre la charge et la flèche "P – V" de la poutre entière (Loi locale)

3.1.4.1.3. Poutre entaillée en flexion sur trois points

Les dimensions et le maillage éléments finis de la poutre entaillée sont présentés à la Figure 3.7. L'épaisseur de la poutre est de 5 cm. La longueur a_0 de la fissure initiale est de 5 cm, correspondant à une demi hauteur de la poutre. Le maillage est raffiné dans la partie centrale de la poutre, autour de la fissure initiale. Le contrôle de la flèche V de la poutre est appliqué en cours de la simulation.

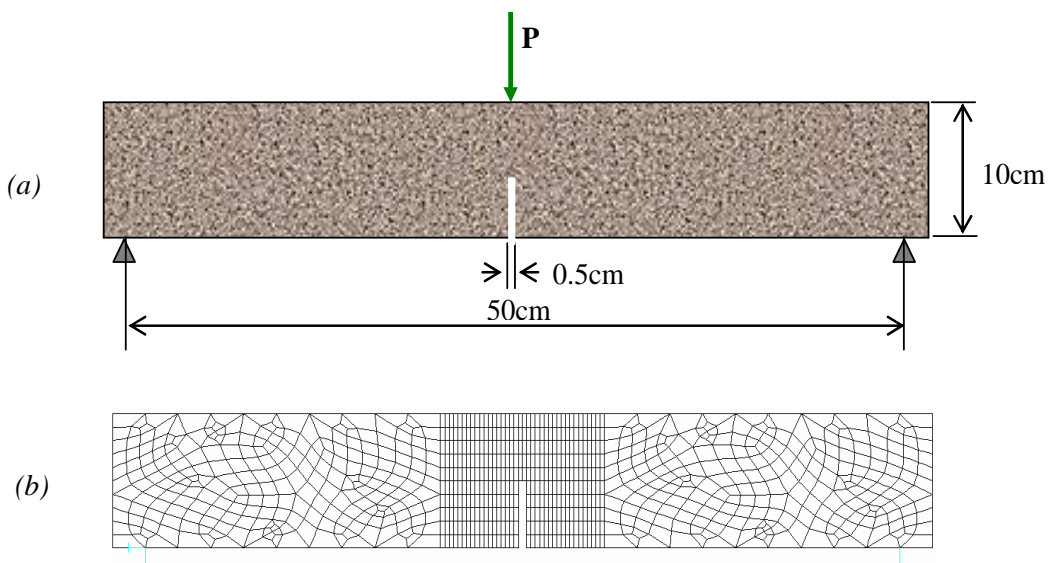


Figure 3.7 - Définition de la poutre entaillée (a) et le maillage des éléments finis (b)

La Figure 3.8 montre que l'influence de la taille des éléments finis sur la taille de la zone endommagée et sur la déformation horizontale n'est pas aussi évidente que ce qui avait observé précédemment dans le cas de la poutre entière. Ceci s'explique par le fait que les zones considérées ont chaque fois du être maillées très finement autour de l'extrémité de la fissure initiale. Cependant, on constate également une distribution dissymétrique de la zone endommagée et de la déformation.

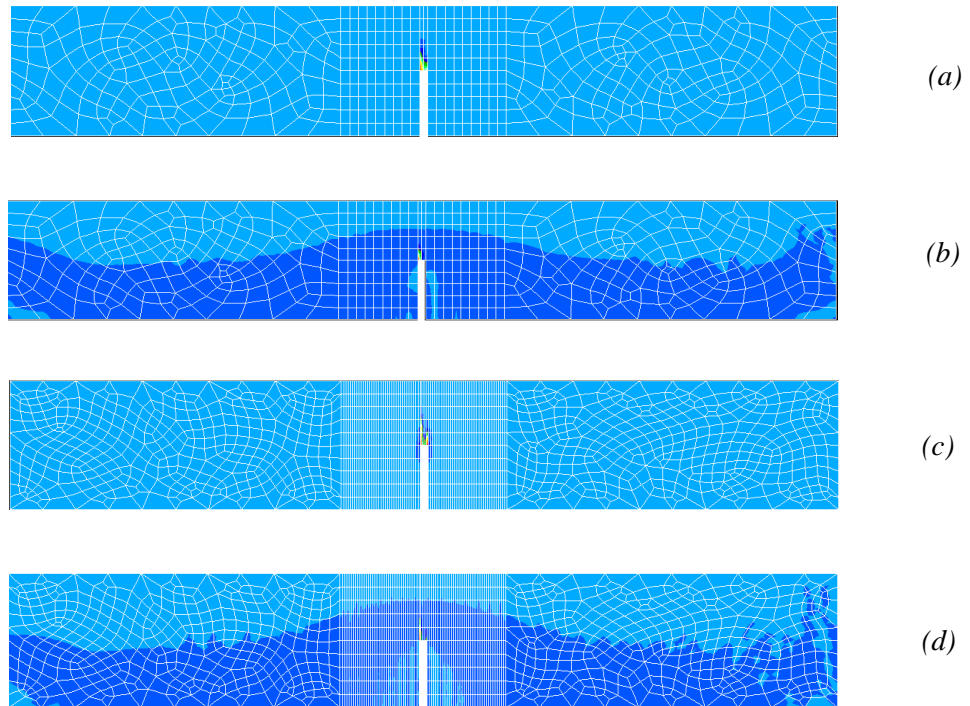


Figure 3.8 – La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) de la poutre entaillée (Loi locale)
 ϵ_x (a) et D (b) avec un maillage de 390 EFs
 ϵ_x (c) et D (d) avec un maillage de 940 EFs

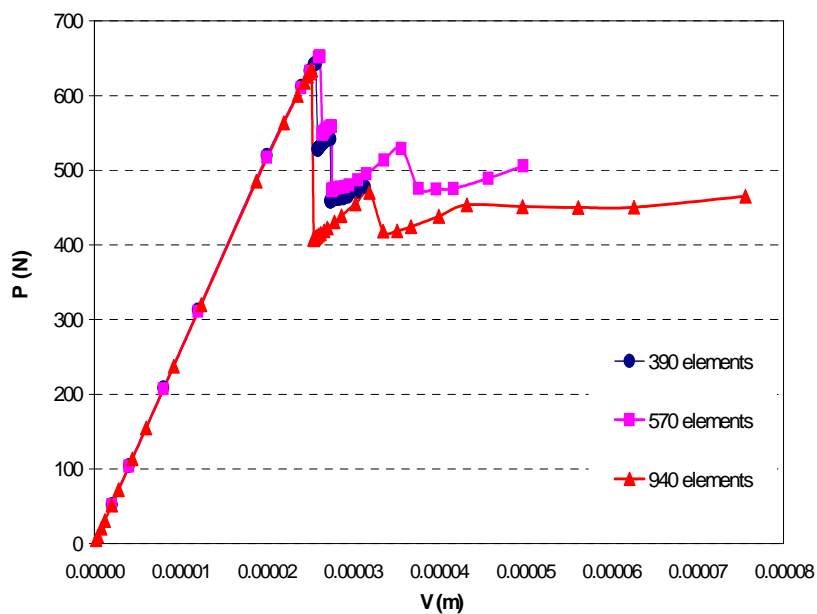


Figure 3.9 - Relation entre la charge et la flèche "P-V" des poutres entaillées (Loi locale)

Sur la Figure 3.9, on constate que les relations "P-V" obtenues dépendent également du maillage. La descente verticale dans la phase post-pic illustre aussi le phénomène "snap-back". Cependant, l'effet du maillage n'est pas aussi important que dans le cas de la poutre entière, vu que la taille des éléments finis au fond de la fissure initiale est toujours suffisamment petite pour que l'écart entre les positions de la perte de la convergence des trois simulations considérées ne soit pas trop grand. En effet, la valeur de la charge maximale P_{\max} ainsi que la phase post-pic ne change pas beaucoup pour les trois maillages utilisés.

3.1.4.2. Simulation avec le modèle d'endommagement non local

Outre des paramètres déjà présentés dans le Tableau 3.1 du modèle local, la longueur interne de la zone de rupture $l_c = 0.02\text{m}$ est ajoutée pour les simulations des mêmes problèmes avec le modèle d'endommagement non-local. En comparant les simulations réalisées avec les lois de comportement locale et non-local, on voit quelques différences. Le temps nécessaire pour les simulations avec la loi non-local est considérablement plus grand que celui nécessaire pour des simulations avec la loi locale; il faut en effet, pour la loi non-locale, réaliser plusieurs calculs des variables d'état à tous les points Gauss dans le volume représentatif au voisinage du point considéré. Plus le maillage est raffiné, plus le calcul devient coûteux. Cependant, on peut réduire le temps de calcul par des techniques lors de la construction du maillage, comme la prédétermination des zones défavorables de la structure et y assigner la loi d'endommagement non-locale, tandis que d'autres parties seront simplement modélisées par une loi élastique. En considérant la localisation de la déformation, les résultats obtenus sont fortement améliorés. Les difficultés concernant la convergence, la dépendance du maillage et le phénomène "snap-back" des résultats numériques des simulations avec la loi locale sont également surmontées.

3.1.4.2.1. Barre en traction directe

La Figure 3.10 montre une meilleure distribution de la déformation et de l'endommagement pour le cas d'une barre en traction directe par rapport aux cas précédents; la symétrie de ces zones est toujours assurée pour les différents types de maillage. L'initiation des premières fissures dans la section réduite est bien mise en évidence. Les zones élastiques, endommagées et fissurées du béton sont bien représentées le long de la barre.

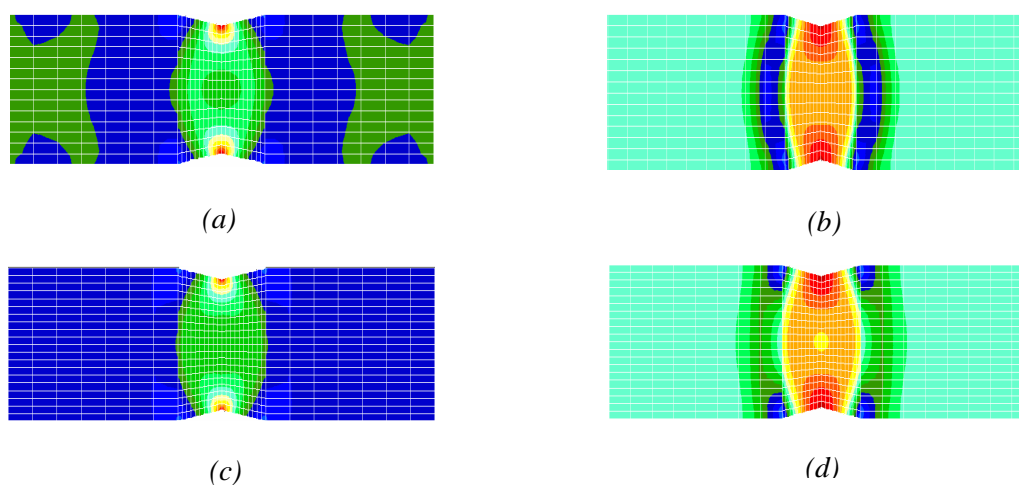


Figure 3.10 – La déformation (ϵ_x) et l'endommagement (D) (Loi non-locale) :

ϵ_x (a) et D (b) avec un maillage de 840 EFs

ϵ_x (c) et D (d) avec un maillage de 1200 EFs

Sur la Figure 3.11, les relations "P-V" convergent bien vers une courbe unique quelque soit la taille du maillage. L'indépendance du résultat avec maillage est donc assurée. La descente de la phase post-pic juste après le pic des relations "P-V" est bien en accord avec l'observation expérimentale de Terrien (1980). L'énergie de rupture post-pic n'est pas nulle comme le cas simulé avec la loi locale et le phénomène "snap-back" a disparu. Le matériau devient plus ductile.

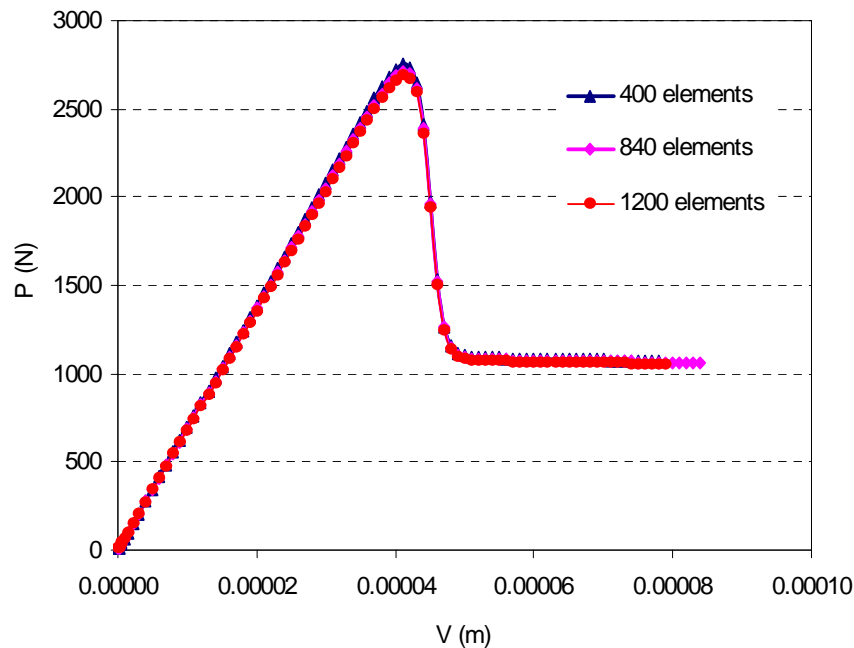


Figure 3.11 – Relation entre la charge et le déplacement axial "P-V" de la barre (Loi non-locale)

3.1.4.2.2 Poutre entière en flexion sur trois points

La loi non-locale de l'endommagement est considérée pour simuler le comportement de la poutre entière en flexion sur trois points. Les zones d'endommagement et de localisation de la déformation sont clairement représentées sur la Figure 3.12. On constate que ces zones n'ont pas tendance à diminuer en fonction de la taille du maillage, mais convergent vers une bande de dimensions déterminées. La forme de cette bande dépend de la fonction pondérée choisie lors de l'implantation de l'approche non-locale. Pour le cas considéré, une distribution gaussienne est bien observée pour les zones d'endommagement et les zones de localisation de la déformation. Il faut noter que le choix d'une longueur interne assez grande ($l_c = 0.02$ m) nous a donné une taille importante des zones endommagées (Figure 3.12b et 3.12d). Due aux particularités des représentations graphiques du code de calcul, des zones fissurées correspondant à la valeur de la variable d'endommagement $D = 1$ ne peuvent pas être dessinées de façon similaire aux observations expérimentales (une fissure unique comme sur la Figure (2.17)).

Sur la Figure 3.13, les relations "P-V" convergent bien vers une courbe unique quand le nombre d'éléments finis augmente. La forme de ces relations est bien en accord avec l'observation expérimentale pour le cas de comportement en traction par flexion du béton. Le phénomène de "snap-back" a aussi disparu comme lors de la simulation de la barre en traction directe. Le matériau est plus ductile.

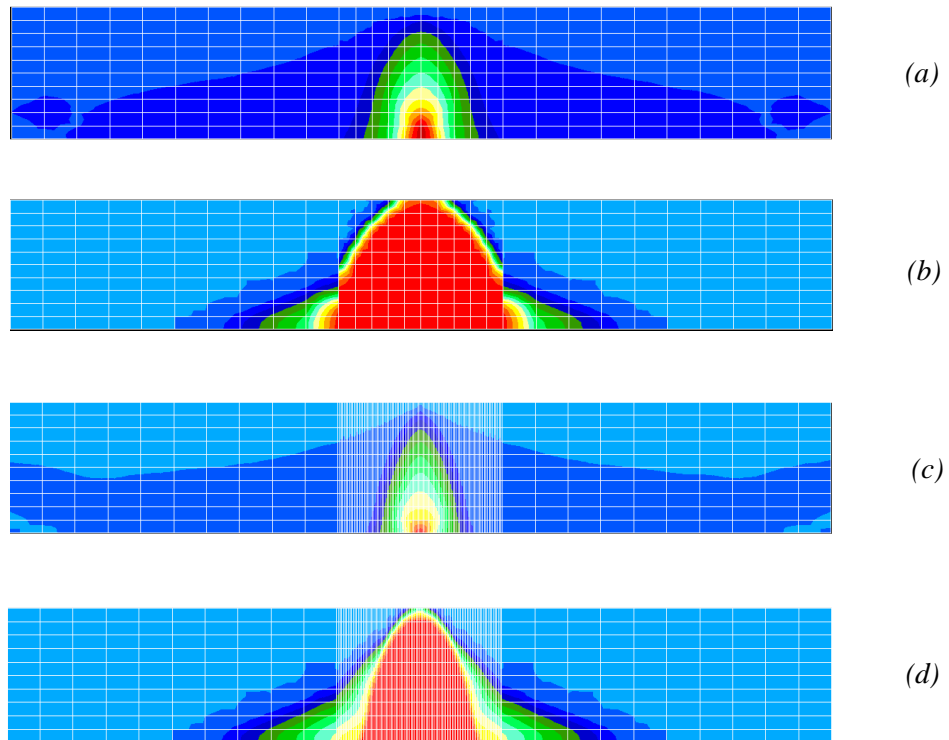


Figure 3.12 – La déformation (ε_x) et l'endommagement (D) de la poutre entière (Loi non locale) :
 ε_x (a) et D (b) avec un maillage de 300 EFs
 ε_x (c) et D (d) avec un maillage de 1200 EFs

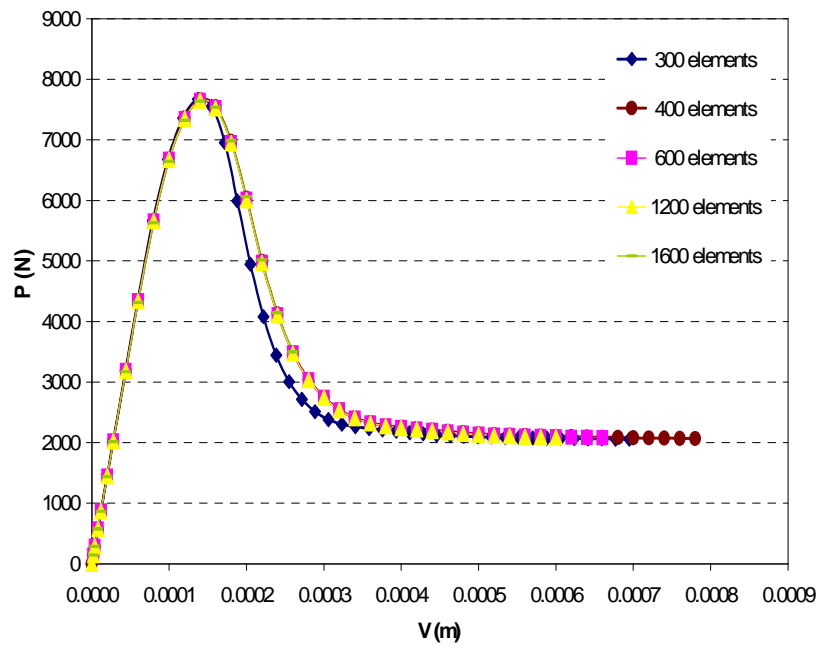


Figure 3.13 – Relations entre la charge et le déplacement vertical "P – V" de la poutre entière (Loi non locale)

3.1.4.2.2 Poutre entaillée en flexion sur trois points

La loi non-locale de l'endommagement est considérée pour simuler le comportement d'une poutre entaillée en flexion sur trois points.

Comme précédemment, la Figure 3.14 montre l'indépendance de la distribution des zones d'endommagement et de localisation de la déformation avec la taille des éléments finis, comme. La zone de rupture FPZ est bien mise en évidence au fond de la fissure initiale. Comme cela a déjà été expliqué dans le cas précédent, la zone d'endommagement sur la Figure 3.14 est grande due aux représentations graphiques des valeurs de la variable d'endommagement au voisinage de la valeur $D = 1$.

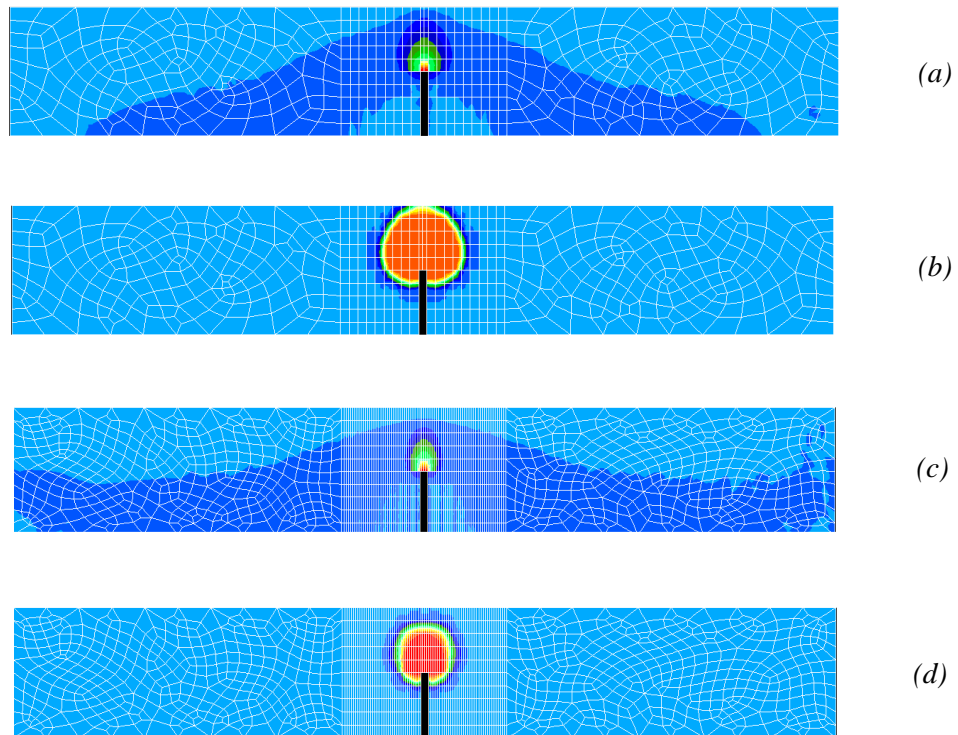


Figure 3.14 - La déformation (ε_x) et l'endommagement (D) de la poutre entaillée (Loi non locale):
 ε_x (a) et D (b) avec un maillage de 390 EFs
 ε_x (c) et D (d) avec un maillage de 940 EFs

Sur la Figure 3.15, les relations "P-V" convergent également vers une courbe unique et sont donc indépendantes du maillage éléments finis. Il n'y a plus le phénomène "snap-back" dans la phase post-pic. La courbe numérique "P-V" est bien similaire aux observations expérimentales mentionnées dans le chapitre II. Cependant, dans la dernière partie de la phase post-pic, la charge ne tend pas vers la valeur nulle comme expérimentalement mais reste presque constante à 500 N. On peut expliquer cela par le fait que, avec l'utilisation de ces modèles d'endommagement du béton est basée sur l'hypothèse de milieu continu bien que le matériau soit totalement endommagé (fissuré).

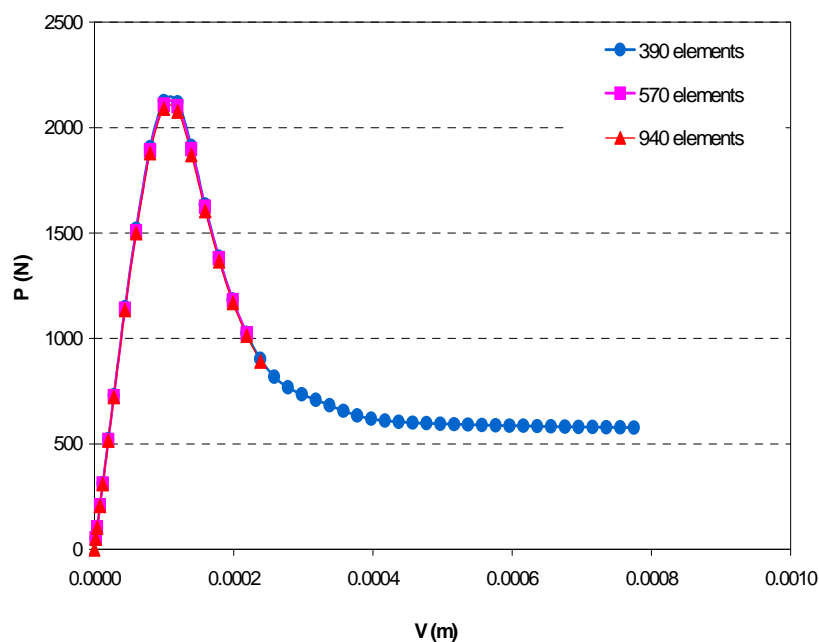


Figure 3.15 - Relations entre la charge et le déplacement vertical "P – V" de la poutre entaillée (Loi non locale)

Les résultats des simulations des poutres entaillées seront utilisés pour le calage des paramètres du modèle de Mazars non-local dans la partie 3.2.

3.1.5. Influence des paramètres d'endommagement sur la courbe "P-V"

Les paramètres d'entrée du modèle de Mazars non-local influencent considérablement les résultats numériques. Nous considérons dans cette rubrique ces influences sur les relations entre la charge et la flèche "P-V" des poutres entaillées; celles-ci seront prises comme la base de référence pour le calage des paramètres d'endommagement. Pour un type de béton donné, on ne considère que quatre paramètres du modèle d'endommagement non-local, à savoir: le seuil d'endommagement ε_{D_0} ; la longueur interne l_c et les paramètres en traction A_T , B_T . Ce sont quatre paramètres qui influencent fortement le comportement en traction des poutres. D'autres paramètres comme A_C , B_C et β n'ont eux pas beaucoup d'effet.

Les jeux des paramètres pour cette vérification sont alors choisis comme suit:

- + $A_T = 0.36; 0.56; 0.76$ et 0.96
- + $B_T = 1000; 6000; 16000; 26000$ et 30000
- + $\varepsilon_{D_0} = 0.5 \cdot 10^{-4}; 0.9 \cdot 10^{-4}; 1.5 \cdot 10^{-4}$ et $2.0 \cdot 10^{-4}$
- + $l_c = 0.01; 0.03; 0.05$ et 0.08 (m)
- + $A_C = 1.2$
- + $B_C = 1500$
- + $E = 3.10^{10}$ (Pa)
- + $\beta = 1$
- + $\rho = 2.10^3$ (kg/m³)
- + $\nu = 0.2$

La poutre entaillée considérée est identique à la poutre d'essai T3 que l'on a utilisée dans les essais du chapitre II (Tableau 2.1). La loi non-locale d'endommagement est affectée à tous les éléments de la poutre. Le contrôle de la flèche V est toujours réalisé au cours de la simulation.

Sur la Figure 3.16, on présente les dimensions de la poutre entaillée (a), le maillage d'éléments finis (b), l'endommagement D (c) et la déformation horizontale ε_x (d). La valeur de la longueur interne $l_c = 0.03\text{m}$ est utilisée dans ce cas.

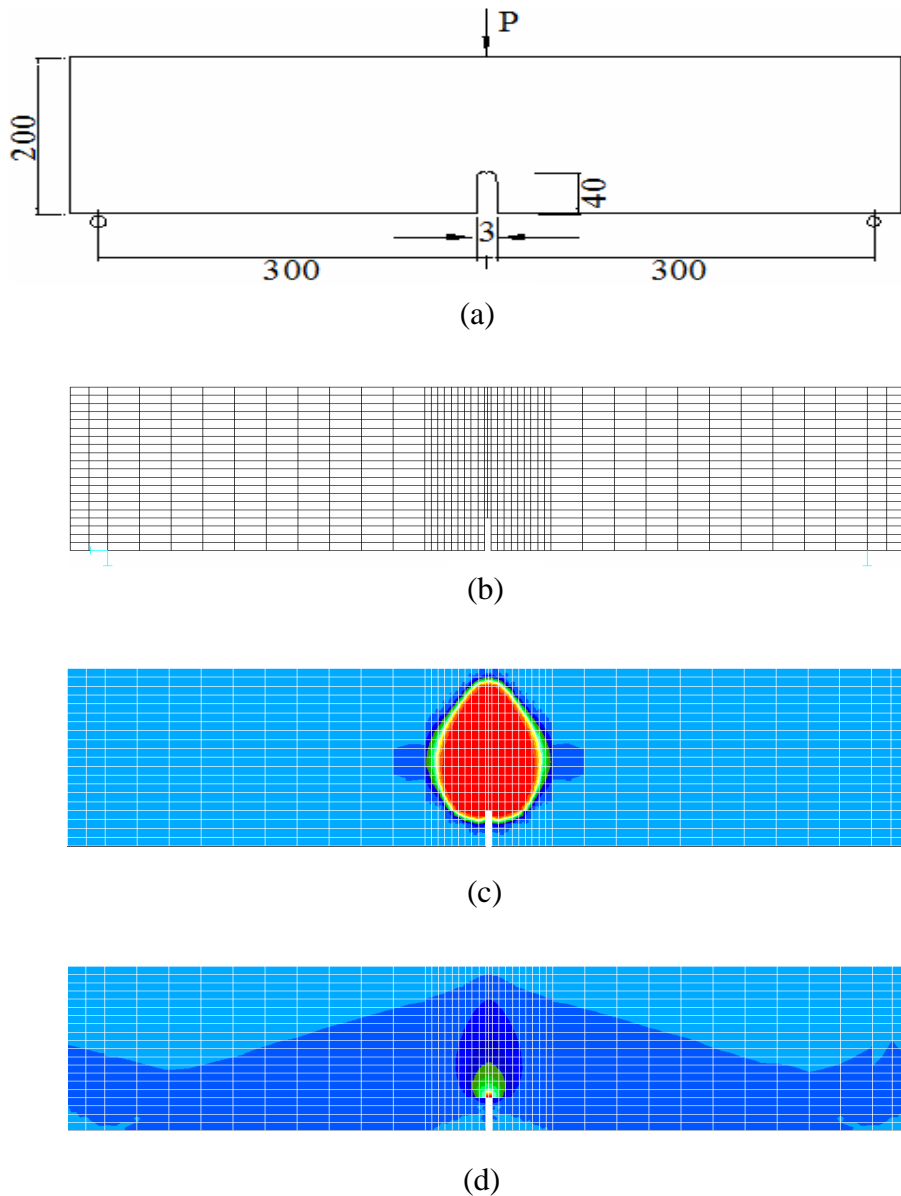


Figure 3.16 – Poutre entaillée sur trois points (a), le maillage d'élément finis (b), l'endommagement D (c) et la déformation ε_x (d).

Les Figures 3.17, 3.18, 3.19 et 3.20 représentent respectivement les influences de l_c , ε_{D_0} , A_T et B_T et sur les courbes "P-V" de la poutre considérée.

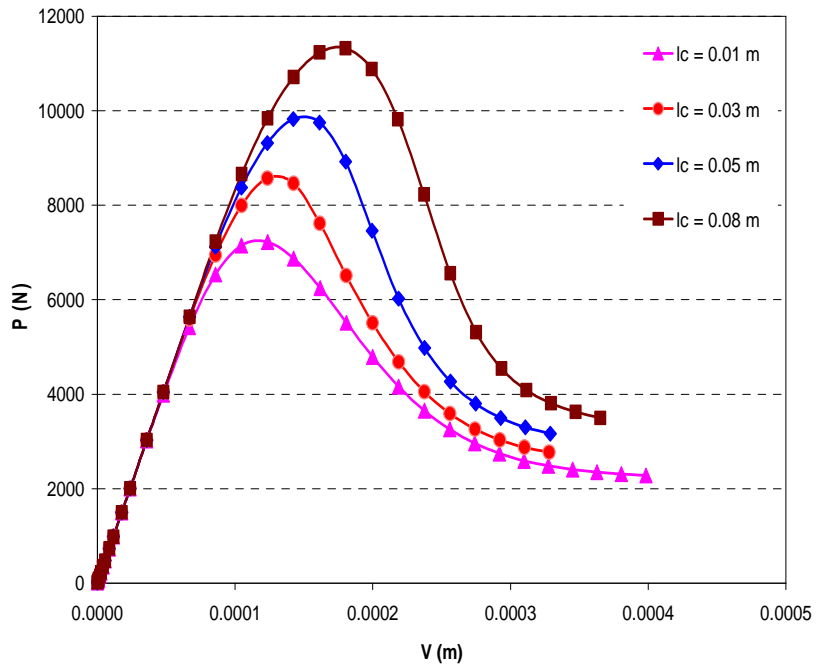


Figure 3.17 – Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V" :
Variation de la longueur interne l_c

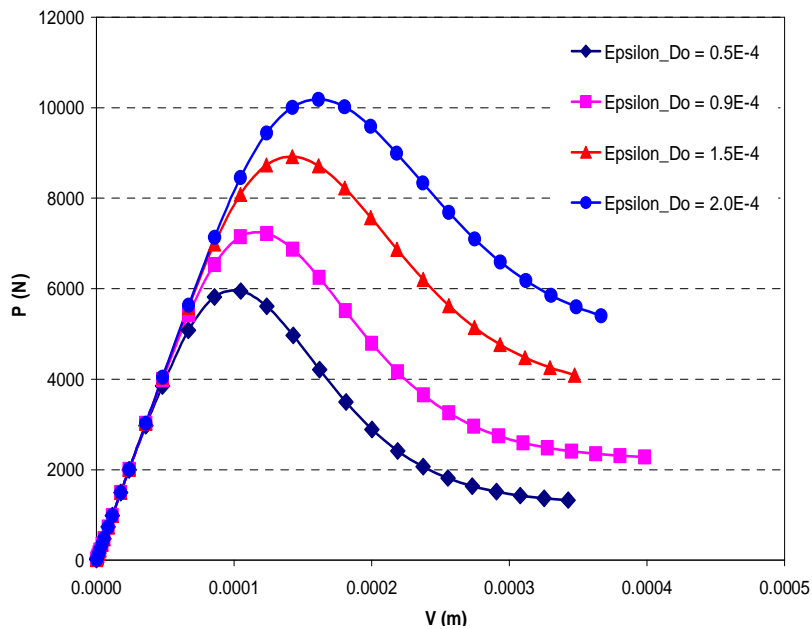


Figure 3.18 – Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V" :
Variation du seuil d'endommagement ϵ_{Do}

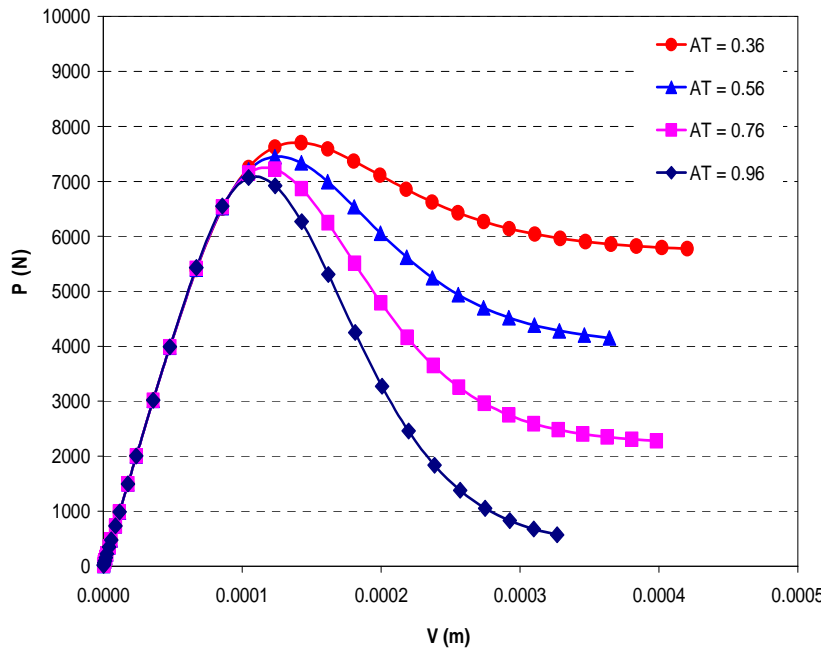


Figure 3.19 – Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V" :
Variation du paramètre A_T

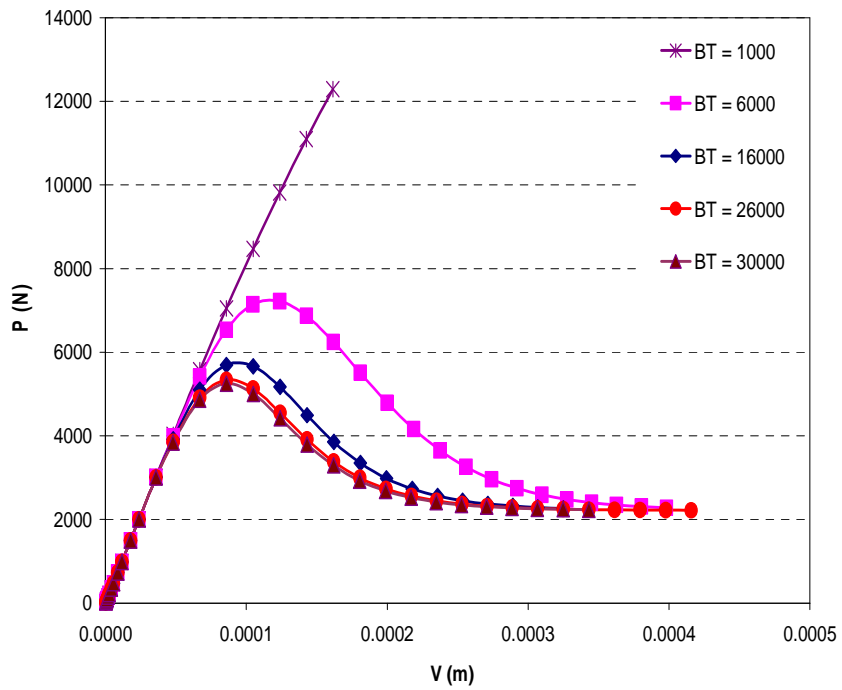


Figure 3.20 – Influences des paramètres d'entrée sur la relation "P-V" :
Variation du paramètre B_T

La Figure 3.17 montre que l'augmentation de la longueur interne l_c fait augmenter le pic de la courbe "P-V", la charge maximale P_{max} et la flèche au pic V_c varient fortement quand l_c passe de 0.01m à 0.08m. Le module d'élasticité reste toujours constant. La pente de la descente dans la phase post-pic augmente également en fonction de l_c ; plus la longueur interne augmente plus le comportement du béton devient fragile.

Sur la Figure 3.18, l'on observe également une augmentation de la charge maximale et du déplacement au pic avec le seuil d'endommagement ϵ_{Do} , comme dans l'étude de l'influence de l_c . Cependant, la pente de la phase post-pic reste constante en fonction de ϵ_{Do} . Autrement dit, le seuil initial de l'endommagement n'a pas d'influence sur la fragilité du béton.

Sur la Figure 3.19, le pic et la phase pré-pic de la courbe "P-V" ne change pas beaucoup quand le paramètre A_T varie. Mais dans la phase post-pic, la pente de la descente des courbes augmente très rapidement en fonction de A_T . Le comportement du béton devient plus fragile quand A_T tend vers un et devient plus ductile comme le comportement de l'acier quand A_T tend vers zéro.

La figure 3.20 montre que la résistance du béton tend vers l'infini quand on prend des valeurs de B_T inférieures à 1000, dans ce cas, la rigidité du béton reste presque constante. Cependant, la rigidité diminue fortement quand B_T atteint la valeur supérieure à 6000. Les courbes "P-V" ont tendance à converger vers une courbe unique quand B_T est plus grand que 25000.

Les résultats montrés sur les Figures 3.19 et 3.20 ainsi que d'autres résultats dans la littérature nous permettent de prévoir facilement des intervalles raisonnables de la variation de A_T et B_T comme suit:

$$+ 0 < A_T \leq 1.2 ;$$

$$+ 1000 < B_T \leq 30000.$$

Pour les valeurs de ϵ_{Do} et l_c , il est difficile d'estimer leurs variations à partir des résultats sur les Figures 3.17 et 3.18. Il nous faut donc se baser sur le type de béton utilisé pour caler ces paramètres. Cependant, dans la littérature plusieurs auteurs comme Mazars & al (1984, 1989) et Laborderie (1991) ont démontré des limitations de variation de ces deux paramètres :

$$+ l_c \leq 5d_{max} ;$$

$$+ 0 \leq \epsilon_{Do} < 1 ,$$

d_{max} étant toujours la dimension maximale des granulats dans les composant du béton.

Dans la partie suivante, le calage des paramètres d'endommagement sera effectué avec les poutres entaillées sur trois points; la gamme de la variation des paramètres principaux comme ci-dessus est alors nécessaire pour diminuer le coût de calcul.

3.2. CALAGE DES PARAMÈTRES DU MODÈLE D'ENDOMMAGEMENT NON-LOCAL

3.2.1. Principe de calage des paramètres d'endommagement

Les paramètres d'entrée du modèle de Mazars non-local comprennent:

- + Le module d'élasticité E .
- + Le coefficient de Poisson ν .
- + Le seuil initial de l'endommagement ϵ_{DO} .
- + Les paramètres en traction A_T et B_T .
- + Les paramètres en compression A_C et B_C .
- + La longueur interne l_c .
- + Le coefficient de cisaillement β .
- + La poids propre ρ .

Parmi ces paramètres, les valeurs du module d'élasticité E et du poids propre des bétons sont déjà déterminées dans le chapitre II. Le coefficient Poisson ν et le coefficient de cisaillement β sont pris comme dans le Tableau 3.2.

Pour des structures en béton, qui travaillent principalement en traction comme les poutres ou les dalles, les coefficients de compression A_C , B_C ont peu d'influence sur les résultats numériques. C'est pourquoi, nous ne faisons que le calage de quatre paramètres d'endommagement comprenant l_c , ϵ_{DO} , A_T , B_T . Les paramètres A_C et B_C sont pris comme les valeurs moyennes de la littérature pour les bétons ordinaires (Tableau 3.2).

Comme on l'a analysé sur les Figures 3.17, 3.18, 3.19 et 3.20, la variation de quatre paramètres à caler donne des allures différentes de la courbe "P-V" dans la phase post-pic du béton. Ces caractéristiques seront utilisées pour caler des jeux de ces paramètres en comparant les relations numériques et expérimentales "P-V" entre la charge appliquée P et le déplacement considéré V . Les jeux optimaux des paramètres sont ceux qui donnent le plus petit écart entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux.

Tableau 3.2 – Les paramètres du modèle Mazars non-local

E (Pa)	ν	A_C	A_T	B_C	B_T	ϵ_{DO}	β	ρ (N/m ³)	l_c (m)
Variable	0.2	1.2	Variable	1500	Variable	Variable	1.0	Variable	Variable

3.2.2. Travail expérimental

Les relations expérimentales "P-V" pour différentes tailles de poutres d'essai correspondant à six types de béton ont déjà obtenues dans le chapitre II.

3.2.3. Simulation numérique

Les poutres numériques ont de mêmes dimensions que les poutres d'essai (Tableau 2.1 du chapitre II). Le nombre d'éléments finis à 8 nœuds varie de 800 EFs à 1600 EFs pour chaque simulation des différentes poutres. Les maillages d'éléments finis sont plus fins dans les zones défavorables et plus grossiers dans les zones élastiques.

Les résultats numériques et expérimentaux pour chaque type de béton sont comparés ci-dessous (Figures 3.21 et 3.22).

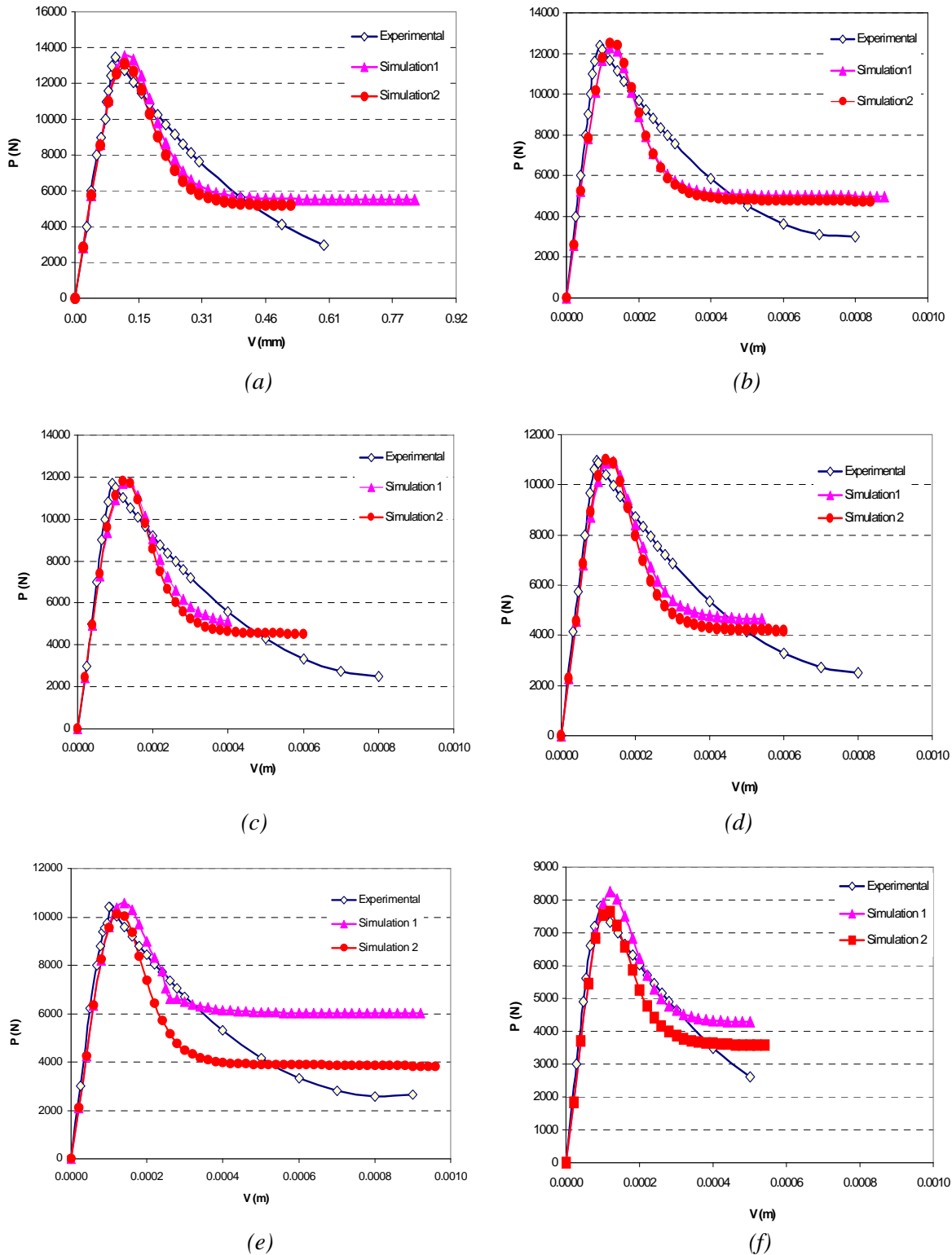
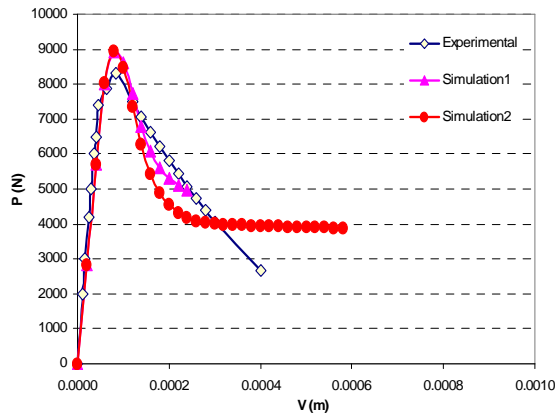
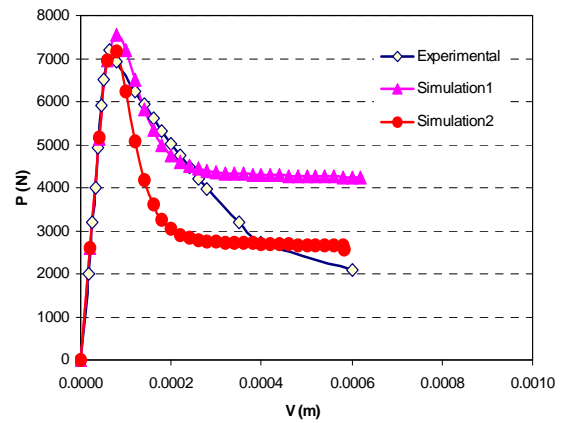


Figure 3.21 – Calage des relations "P-V" numériques et expérimentales (T4):

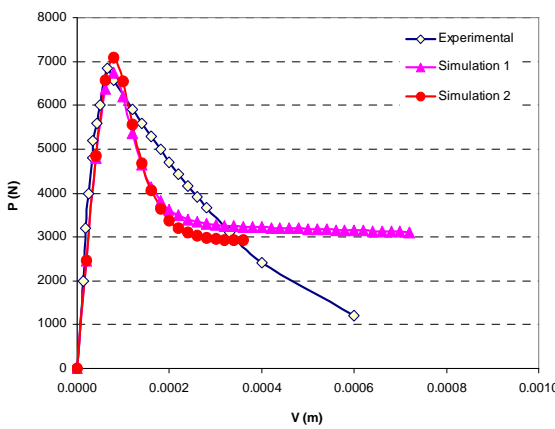
- (a). Poutres T4 – M50 ;
- (b). Poutres T4 – M40
- (c). Poutres T4 – M35; (d). Poutres T4 – M30
- (e). Poutres T4 – M25; (f). Poutres T4 – M20



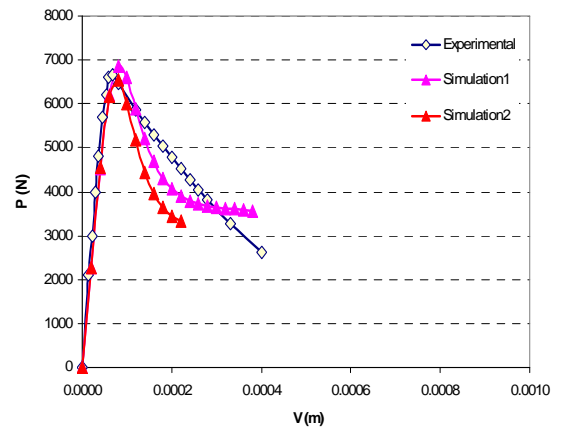
(a)



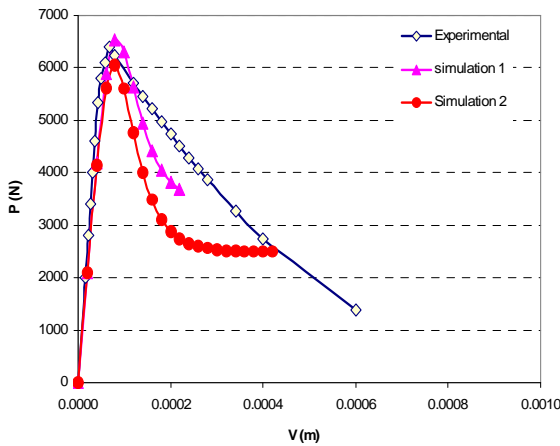
(b)



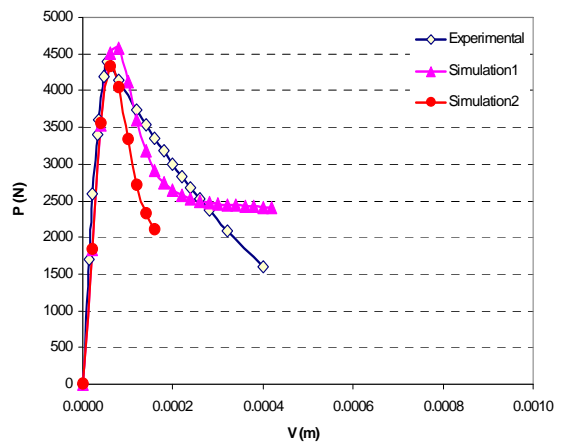
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 3.22 – Calage des relations "P-V" numériques et expérimentales (T3):

- (a). Poutres T3 – M50 ;
- (b). Poutres T3 – M40
- (c). Poutres T3 – M35 ;
- (d). Poutres T3 – M30
- (e). Poutres T3 – M25 ;
- (f). Poutres T3 – M20

Sur les Figure 3.21 et 3.22, les paramètres de la "Simulation 1" repris dans le Tableau 3.3, correspondant aux valeurs de limite inférieure de A_T et B_T et aux valeurs de limite supérieure

de l_c et ϵ_{D_0} . Les paramètres de la "Simulation 2" correspondent aux valeurs de limite supérieure de A_T , et B_T et aux valeurs de limite inférieure de l_c et ϵ_{D_0} dans le même Tableau.

Les intervalles de la variation de quatre paramètres à caler sont choisis en se basant sur les analyses développées dans la partie 3.1.5 et sur la littérature sur les bétons ordinaires:

- + $0 < A_T \leq 1.2$;
- + $1000 < B_T \leq 30000$;
- + $l_c \leq 5d_{max}$;
- + $0 \leq \epsilon_{D_0} < 1$.

Le processus de calage est réalisé manuellement jusqu'à l'obtention des jeux de paramètres qui font tendre au plus proche les courbes numérique "P-V" vers les courbes expérimentales correspondant à chaque type de béton.

On considère principalement les résultats obtenus pour deux tailles de poutres entaillées, à savoir les plus grandes T3 et T4, car ces poutres sont suffisamment grandes pour faciliter le maillage éléments finis vis-à-vis de la longueur interne.

Sur les Figures 3.21 et 3.22, on constate que la phase pré-pic des courbes numériques correspond bien avec la phase pré-pic obtenues expérimentalement. La rigidité des bétons est donc bien reproduite. La différence entre les charges maximales P_{max} numérique et expérimentale varie de 200 à 600 N, ce qui correspond à une erreur relative minimale de 2% et maximale de 10%. En ce qui concerne la flèche mesurée au pic, l'erreur varie approximativement de 3% à 6%. La phase post-pic des courbes numériques est par contre différente des courbes expérimentales. L'erreur maximale des calages peut atteindre jusqu'à 25%. Cependant, si l'on modifie les paramètres considérés pour réduire l'erreur de la phase post-pic, on augmente l'erreur sur la charge maximale, qui peut alors atteindre 20%.

Il est donc nécessaire de choisir des jeux de paramètres d'endommagement fournissant la meilleure approximation en acceptant des intervalles de variations des paramètres à caler. Le Tableau 3.3 représente des jeux de paramètres obtenus pour différents types de béton considéré. Ces résultats sont peu différents des résultats que l'on trouve dans la littérature pour des bétons ordinaires.

Tableau 3.3 – Les paramètres d'endommagement calés pour six types de béton considéré

Tailles des poutres	Type de béton	Paramètres du modèle d'endommagement de Mazars non local							
		E	A_T	A_C	B_T	B_C	ϵ_{D_0}	β	l_c
		(GPa)	-	-	-	-	-	-	(m)
T1, T2, T3, T4	M20	23.151	0.40 - 0.60	1.2	10000-20000	1500	0.00005 ÷ 0.00007	1	0.01 - 0.03
	M25	26.422	0.40 - 0.70	1.2	10000-20000	1500	0.00005÷0.00007	1	0.01 - 0.03
	M30	28.720	0.45 - 0.80	1.2	10000-25000	1500	0.00006 ÷ 0.00008	1	0.01 - 0.03
	M35	30.869	0.50 - 0.85	1.2	15000-25000	1500	0.00006÷0.00008	1	0.01 - 0.03
	M40	32.656	0.55 - 0.85	1.2	15000-25000	1500	0.00005÷0.00008	1	0.01 - 0.03
	M50	35.864	0.60 - 0.90	1.2	15000-30000	1500	0.00005÷0.00008	1	0.01 - 0.03

3.3. VALIDATION DES RÉSULTATS OBTENUS AVEC DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

3.3.1. Travail expérimental

Deux jeux de poutres en béton armé de dimensions identiques à celles de la Figure 3.23 sont considérés. Le premier jeu est armé seulement par deux barres d'acier longitudinales au sein des fibres inférieures et de diamètre $d_{12} = 12$ mm (on l'appelle "poutre sans étrier"). Le deuxième est le premier jeu, auquel on a ajouté des étriers verticaux de diamètre $d_4 = 4$ mm et deux barres d'acier longitudinales de diamètre $d_{10} = 10$ mm au sein des fibres supérieures (on l'appelle "poutre avec étriers").

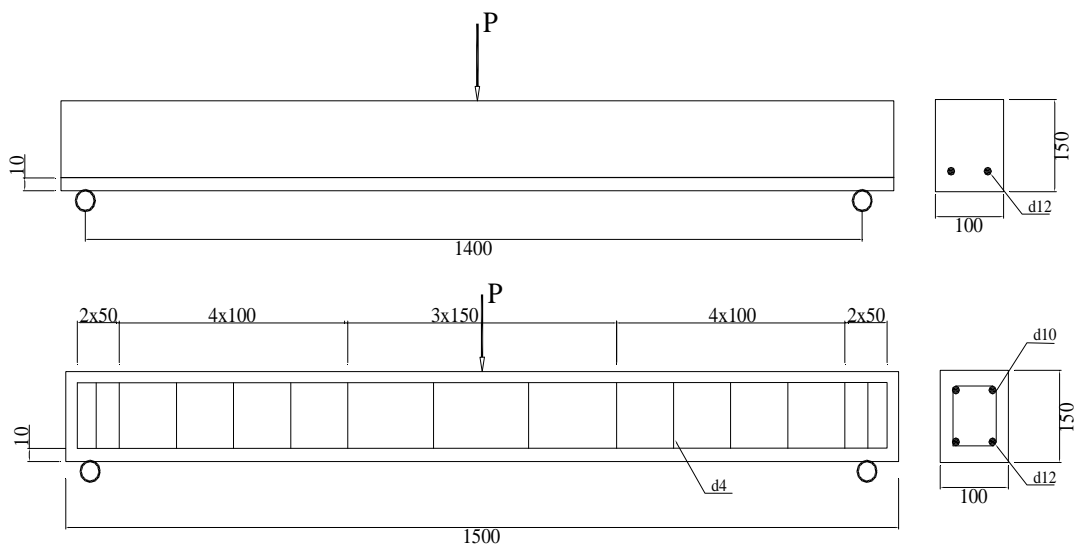


Figure 3.23 – La forme et les dimensions des poutres en béton armé

Deux types de béton sont utilisés pour fabriquer ces poutres, à savoir M25 ($f'_c = 25$ MPa) et M35 ($f'_c = 35$ MPa). Ces deux types de béton font partie des six types de béton que l'on a utilisés dans les paragraphes précédents. Les barres d'acier ont des caractéristiques mécaniques telles que le module d'élasticité $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa, le seuil de plasticité $f_y = 370$ MPa et la déformation critique $\epsilon_{cs} = 0.27$.

- + Le premier jeu de poutres (les poutres sans étrier) se compose de 6 éprouvettes. Trois éprouvettes sont fabriquées à partir du béton M25, dont les noms sont respectivement J01-M25, J02-M25 et J03-M25. Trois autres éprouvettes sont fabriquées à partir du béton M35 et sont nommées respectivement J01-M35, J02-M35 et J03-M35.
- + Le deuxième jeu de poutres (les poutres avec étriers) se compose de 6 éprouvettes. Trois sont fabriquées avec le béton M25 et sont nommées J11-M25, J12-M25 et J13-M25. Trois autres éprouvettes sont fabriquées avec le béton M35 et sont nommées J11-M35, J12-M35 et J13-M35.

Les données à mesurer au laboratoire sont:

- + La relation "P – V" entre la charge P et la flèche V des poutres;
- + La charge maximale P_{max} lors de la rupture des poutres;
- + La distribution des fissures sur les poutres endommagées.

Le travail expérimental des éprouvettes est illustré sur la Figure 3.24. Les poutres endommagées sont représentées sur les Figures 3.25 et 3.26.



Figure 3.24 – Disposition de chargement des éprouvettes de poutres en béton armé



Figure 3.25 – Endommagement et rupture des poutres sans étrier



Figure 3.26 - Endommagement et rupture des poutres avec étriers

Le processus de chargement des poutres est divisé en plusieurs étapes durant lesquelles on contrôle les valeurs de la charge P et du déplacement V jusqu'à la rupture totale. La contrainte maximale à mi-travée des poutres est mesurée par des tensiomètres. Trois situations doivent être prudemment suivies durant le chargement:

- + L'apparition de la première fissure à mi-travée de la poutre, due à une contrainte normale maximale. Les tensiomètres sont alors démontés, car le béton n'est plus continu. La mesure de la contrainte est alors arrêtée.
- + L'apparition de fissures obliques dues à la combinaison de la contrainte normale et la contrainte tangentielle. Celles-ci se localisent symétriquement autour de la première fissure observée sur la poutre. La distribution de ces fissures est enregistrée en relevant leur position et leur direction.
- + La charge appliquée atteint la valeur maximale P_{\max} puis diminue lentement dans la phase post-pic. Différentes observations ont été réalisées pour les deux cas de poutres considérés: (i). La rupture des poutres sans étrier s'oriente selon une fissure critique (Figure 3.25) qui relie la position d'application de la charge P et fait un angle à peu près de 45° par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. Ensuite, on constate un détachement des armatures d'acier du béton. La poutre est totalement en rupture. (ii). La rupture des poutres avec étriers est plus homogène, vu les effets des étriers (Figure 3.26). Au lieu d'une seule fissure qui contrôle la rupture comme lors du cas précédant, on constate l'apparition de plusieurs fissures qui se propagent et s'élargissent en même temps pour causer la rupture totale de la poutre.

La présence des armatures en acier dans le béton a empêché la diminution rapide de la charge P dans la phase post-pic, comme dans le cas des poutres en béton pur. Dans les situations considérées ci-dessus, les poutres sont bien armées par des armatures, mais la plasticité des armatures est inévitable lorsque les fissures critiques apparaissent, notamment pour le cas des poutres sans étrier.

3.3.2. Simulation numérique

La simulation numérique du comportement de ces poutres est réalisée. Chaque poutre a une dimension identique à celles utilisées expérimentalement et est chargée de la même manière qu'au laboratoire. Les maillages utilisés pour les poutres sans et avec étriers sont représentés sur la Figure 3.27.

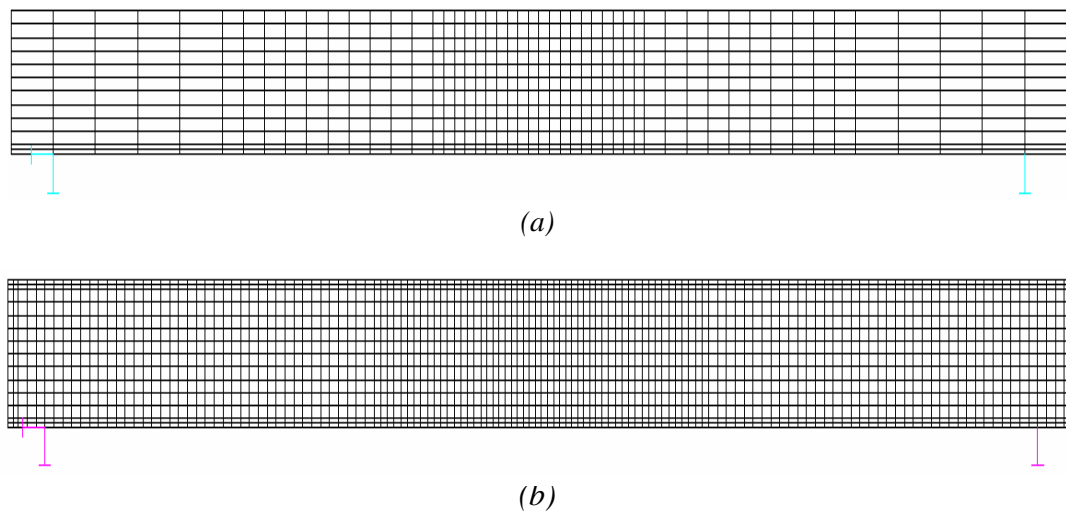


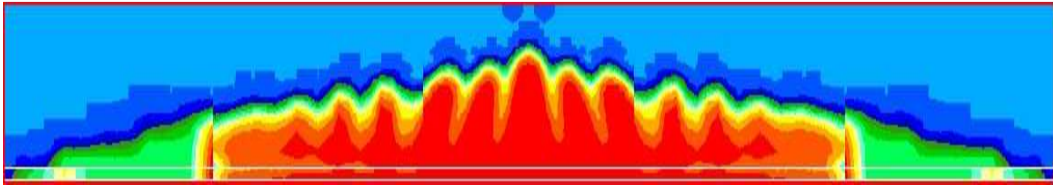
Figure 3.27 – Le maillage des éléments finis des poutres en béton armé
(a). Poutres sans étrier de 800 EFs ; (b). Poutres avec étriers 1640 de EFs

800 éléments finis à 8 nœuds sont utilisés pour le maillage des poutres sans étrier (Figure 3.27a) et 1640 éléments finis pour le maillage des poutres avec étriers (Figure 3.27b). Les maillages sont plus fins dans les parties au milieu des poutres. La loi Mazars nonlocal est appliquée pour tous les éléments de béton. Les paramètres d'endommagement des deux types de béton utilisé M25, M35 sont repris du Tableau 3.3. La loi élastique est utilisée pour les éléments de type "truss" des armatures d'acier. L'adhérence acier-béton est supposée parfaite. L'état plan déformation est appliqué pour toutes les poutres. La simulation est réalisée en contrôlant la flèche verticale des poutres.

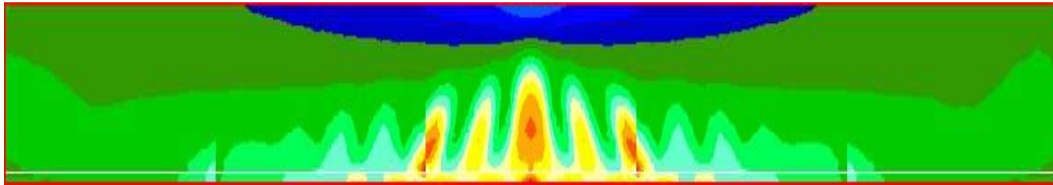
Les données à mesurer dans le laboratoire sont:

- + La relation "charge – flèche" " $P - V$ " des poutres.
- + La charge maximale lors de la rupture des poutres.
- + La distribution des fissures sur les poutres endommagées.

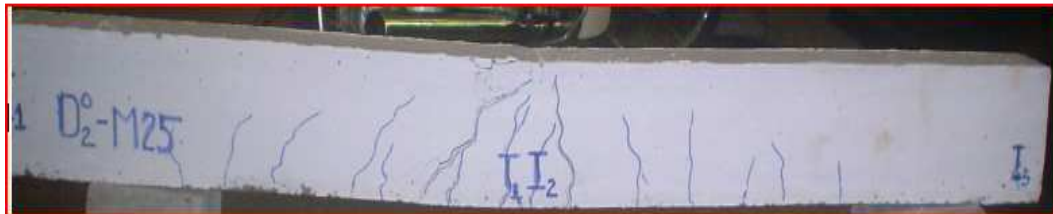
Les résultats numériques obtenus sont comparés aux résultats expérimentaux. Ils sont présentés sur les Figures 3.28, 3.29, 3.30 pour les poutres sans étrier et sur les Figures 3.31, 3.32, 3.33 pour les poutres avec étriers.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.28 – Endommagement et localisation de la déformation comparée avec la distribution expérimentale des fissures des poutres sans étrier:

(a). Distribution des zones d'endommagement

(b). Distribution des zones de localisation de la déformation

(c). Distribution des fissures sur les poutres d'essai

Sur la Figure 3.28, la distribution des fissures expérimentales et numériques est identique. La position et la direction des zones endommagées, ainsi que les zones de localisation de la déformation reproduisent bien la position et la direction des fissures obtenues sur les poutres d'essais. Il faut noter que la distribution des fissures sur les poutres expérimentales est observée juste avant la rupture totale de ces poutres selon la fissure critique (Figure 3.25). Le comportement des armatures d'acier suit toujours un comportement élastique lors que la fissure critique n'est pas encore formée. Donc, la comparaison sur la Figure 3.28 est bien assurée.

Pour améliorer la précision des résultats numériques, on peut raffiner le maillage, notamment dans les parties défavorables de la poutre. Des zones endommagées et des zones de localisation de la déformation se distinguent alors d'autant mieux et correspondent mieux aux fissures réelles.

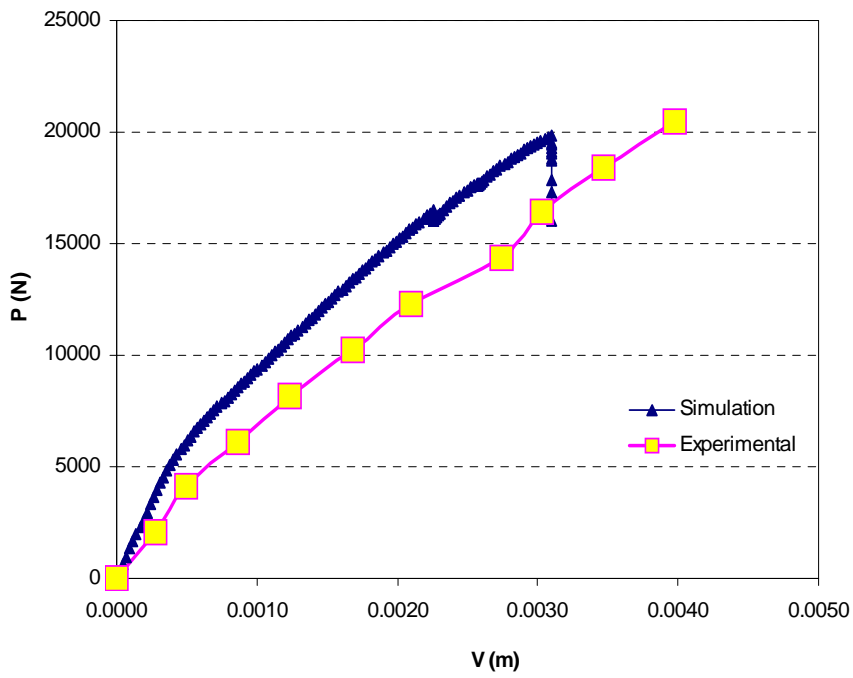


Figure 3.29– Relation "P-V" des poutres sans étrier J0-M25

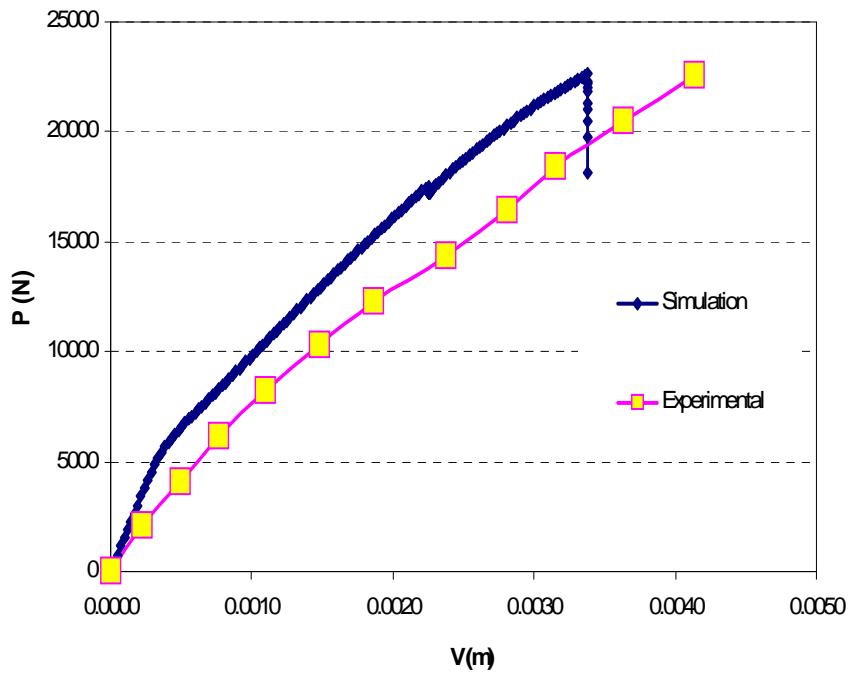
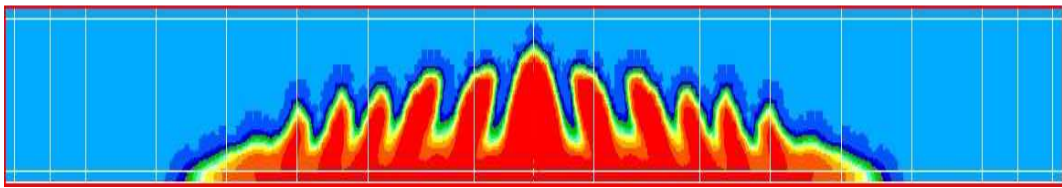
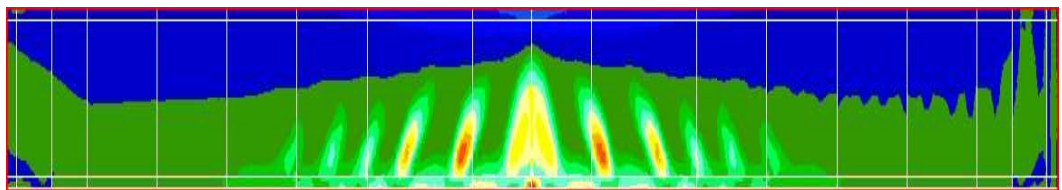


Figure 3.30 – Relation "P-V" des poutres sans étrier J0-M35

En comparant les courbes numériques P-V et les courbes expérimentales sur les Figures 3.29 et 3.30, on constate que la courbe numérique est toujours supérieure à la courbe expérimentale. On peut expliquer ce phénomène par l'hypothèse dans le modèle numérique de contact parfait entre l'acier et le béton, ainsi que par l'hypothèse de comportement isotrope du béton. Ces deux hypothèses ont pour effet d'augmenter la résistance de la poutre simulée numériquement. Cependant, la charge maximale moyenne P_{\max} enregistrée avant la rupture des poutres d'essai correspond bien à la valeur obtenue numériquement dans les simulations. La valeur de la charge au moment où apparaît la première fissure (les capteurs de mesure de la contrainte sont alors pour rappel démontés) est d'environ 5000 N pour le béton M25 et de 5200 N pour le béton M35. Une fois la première fissure observée, on constate l'apparition d'un comportement non linéaire sur la courbe "P-V".



(a)



(b)



(c)

Figure 3.31 – Endommagement et localisation de la déformation comparée avec la distribution expérimentale des fissures des poutres avec étriers:

- (a). Distribution des zones d'endommagement
- (b). Distribution des zones de localisation de la déformation
- (c). Distribution des fissures sur les poutres d'essai

Sur la Figure 3.31 correspondant au cas des poutres avec étriers, on observe numériquement une belle distribution des zones endommagées et des zones de localisation de la déformation. Ces résultats numériques sont meilleures que ceux obtenus précédemment pour les poutres sans étrier. Par rapport à ce dernier cas, il faut également noter que le nombre d'éléments finis a été augmenté à 1640 EFs. Ces zones reproduisent bien les fissures réelles obtenues sur la poutre expérimentale.

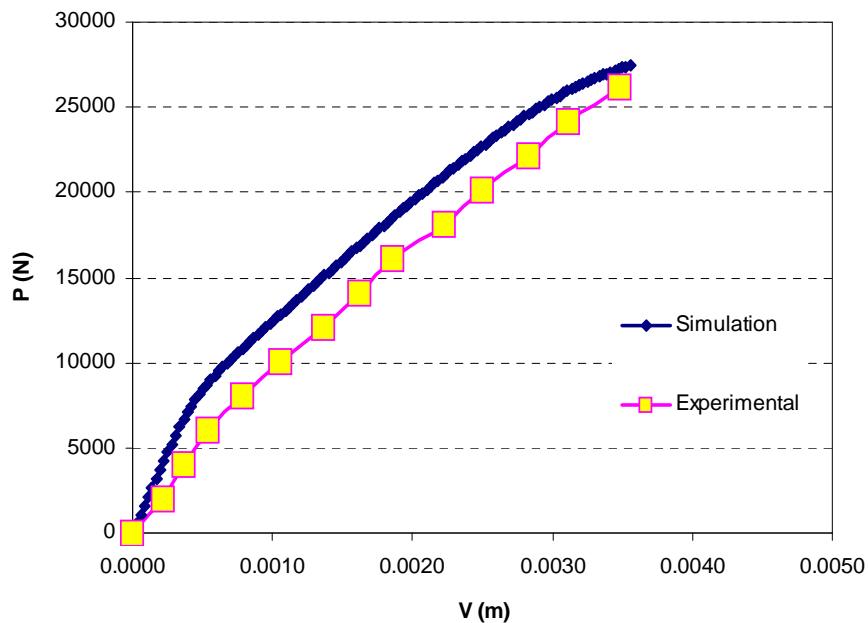


Figure 3.32– Relation "P-V" des poutres avec étriers J1-M25

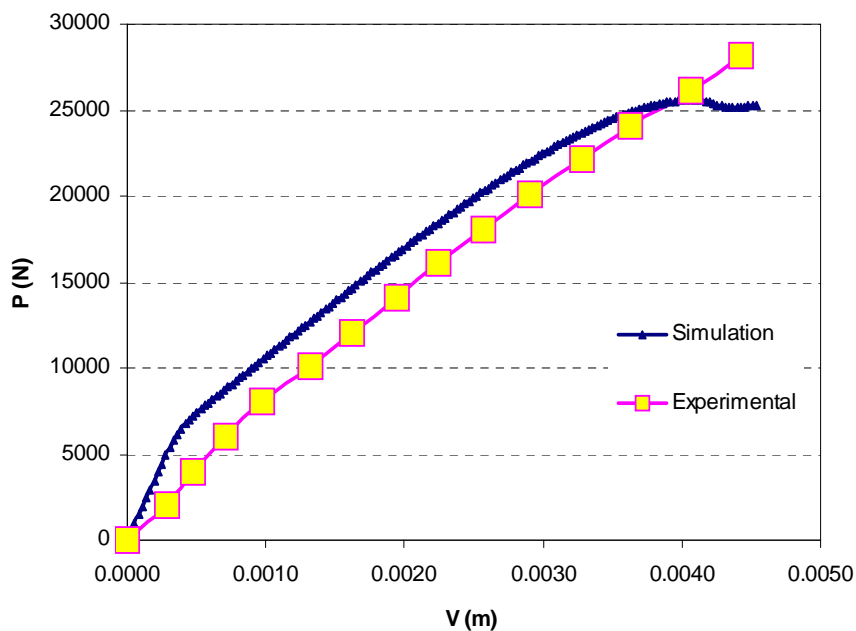


Figure 3.33– Relation "P-V" des poutres avec étriers J1-M35

Sur les Figures 3.32 et 3.33, les courbes numériques sont toujours situées au-dessus des courbes expérimentales. Cependant, la différence entre résultats numériques et expérimentaux est réduite par rapport à celle obtenue pour les poutres sans étrier. On peut expliquer cela par un comportement plus homogène des poutres avec étriers vu la présence des étriers et d'armatures au sein des fibres supérieures. Des armatures supplémentaires vérifient l'hypothèse d'une liaison parfaite entre l'acier et le béton. Ces armatures empêchent le détachement des armatures du béton. La réponse non linéaire structurelle obtenue numériquement est due au comportement non linéaire du béton, comme observé dans le cas des poutres sans étrier.

En comparant ces résultats à ceux des poutres sans étrier, il est possible de mettre en évidence des différences entre les courbes numériques. A partir d'un déplacement V d'environ 0.0015 m à 0.002 m, les courbes numériques des poutres sans étrier ont tendance à se séparer des courbes expérimentales. C'est le moment où plusieurs fissures obliques apparaissent autour la première fissure verticale. La liaison entre l'acier et le béton commence alors à être endommagée. Des microfissures le long des armatures d'acier rendent cette liaison imparfaite. La résistance de la poutre testée expérimentalement est diminuée par rapport à la résistance obtenue numériquement, car ces derniers effets ne sont pas reproduits par notre modèle.

Contrairement au cas précédent, des courbes numériques des poutres avec étriers ont bien suivi de près des courbes expérimentales, car la liaison entre l'acier et le béton est bien assurée jusqu'à la charge maximale.

3.3. CONCLUSIONS DU CHAPITRE III

Dans ce chapitre, l'approche non-local de l'endommagement du béton a été implantée dans le code aux éléments finis Lagamine. Des exemples de simulations ont été réalisés pour valider les lois locale et non- locale pour le comportement du béton. Un processus de calage des paramètres d'endommagement est aussi réalisé pour le cas des poutres en béton armé.

Les résultats de simulations des structures typiques en béton en utilisant une loi locale de l'endommagement ont montré plusieurs inconvénients : une distribution dissymétrique des zones d'endommagement et de déformation, le phénomène "snap-back", la dépendance des résultats numériques au maillage éléments finis.

La loi d'endommagement non-local a prouvé son intérêt, car elle permet de prendre en compte le phénomène de localisation de la déformation dans les zones de rupture. Les difficultés rencontrées avec la loi locale ont ainsi pu être surmontées. Les résultats numériques calculés avec la loi non-locale sont bien conformes aux observations expérimentales du laboratoire.

Les influences des paramètres d'endommagement sur les résultats numériques ont été évaluées. Cette étude de sensibilité a permis le calage des paramètres de six types de béton. Un jeu de paramètres d'endommagement a ainsi été obtenu à partir de ce calage.

Nous avons validé nos résultats obtenus dans la simulation des poutres en béton armé. La distribution des fissures ainsi que les relations "P-V" entre la charge P et la flèche V des poutres numériques sont en accord avec les observations sur les poutres d'essai de même structure.

CHAPITRE IV

Etude expérimentale de la perméabilité au gaz et à l'eau du béton sous l'action mécanique et de la température

CHAPITRE IV

ETUDE EXPERIMENTALE DE LA PERMEABILITE AU GAZ ET A L'EAU DU BETON SOUS L'ACTION MECANIQUE ET DE LA TEMPERATURE

4.1. INTRODUCTION

La perméabilité du béton est un problème en lien avec la microstructure de ce matériau hétérogène. La coexistence de différentes phases au sein de la microstructure du béton influence la valeur de la perméabilité du béton au gaz et à l'eau. La perméabilité du béton est contrôlée par des facteurs relatifs aux difficultés du fluide à s'écouler ou pénétrer à l'intérieur des pores du matériau tels que la porosité, la tortuosité, la connectivité ou la constrictivité. Ces facteurs dépendent de l'état thermo-hydro-mécanique du béton. Sous l'action de contraintes et de températures élevées, le développement de micro-fissures (puis de macro-fissures) ainsi que la diminution de la teneur en eau ont pour effet d'augmenter ces différents facteurs. Par conséquent, la perméabilité intrinsèque du béton augmente également. L'étude de l'influence des actions mécaniques et des hautes températures sur la perméabilité du béton au gaz et à l'eau ont déjà été l'objet de plusieurs recherches (Gérard (1996), Banthia (2000), Picandet (2001), Choinska (2006)...). Les résultats publiés par ces auteurs sont assez divers, vu la dépendance de la perméabilité du béton non seulement aux conditions opératoires lors de la préparation des éprouvettes (le type d'éprouvettes, les composants du béton, la proportion du mélange, la condition de coulage...), mais aussi lors des mesures de la perméabilité (le chargement, la pression de fluide injectée...).

Dans ce chapitre, nous réalisons des travaux expérimentaux pour déterminer la perméabilité du béton au gaz et à l'eau sous chargement mécanique et sous l'effet de la température. Le béton considéré dans ces essais est de type M30, c'est-à-dire un béton typique des six marques de béton utilisées dans les chapitres précédents. Les éprouvettes cylindriques creuses sont utilisées pour la mesure de la perméabilité au gaz. Les éprouvettes cubiques sont utilisées pour la mesure de la perméabilité à l'eau. Les évolutions de la perméabilité du béton en fonction de la contrainte appliquée et de la température sont présentées, estimées et prises comme référence pour l'établissement dans le chapitre V des lois d'interaction endommagement-perméabilité pour le béton endommagé suite à un chargement mécanique et à la température.

4.2. PRÉPARATION POUR LES ESSAIS

4.2.1. Bases pour le planning d'essai

Le planning des essais pour mesurer la perméabilité du béton à l'eau et au gaz est établi en se basant sur les documents nécessaires comme:

- + Des normes Vietnamiennes sur le béton et les structures en béton comme TCN-272-05, TCN18-79, TCVN 3121-97, TCVN3116-93 pour les essais du béton dans le laboratoire.
- + Les prescriptions et les recommandations de RILEM sur les essais de béton.
- + Les normes et les spécifications sur le béton dans le monde (EUROCODE-8, ASSHTO-LRFD-1998, ASTM Standards...).

- + La capacité des laboratoires au Vietnam, notamment du labo LAS-XD125- Ecole Supérieure de Génie Civil de Hanoi et du labo LAS-71-Institut d'hydraulique de Hanoi.
- + La littérature sur la mesure de la perméabilité du béton au gaz et à l'eau jusqu'au 12/2007.

4.2.2. Préparation des éprouvettes

4.2.2.1. Béton

Le béton considéré dans ces essais possède une résistance en compression $f'_c \approx 30$ MPa et est appelé M30. Ce béton est un des types de béton précédemment utilisé dans le chapitre II. Les proportions des constituants de ce type de béton sont données dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Proportion des constituants du béton M30

Constituants	Quantités
Ciment	360 kg/m ³ (PC30)
Eau/Ciment	0.60
Eau	216 kg/m ³
Granulat calcaire (D = 5-10 mm)	460 kg/m ³
Granulat calcaire (D = 10-20 mm)	460 kg/m ³
Sable jaune	800 kg/m ³

4.2.2.2. Éprouvettes

4.2.2.2.1. Fabrication des éprouvettes

Deux types d'éprouvettes sont utilisées pour la détermination de la perméabilité: les cylindres creux pour mesurer la perméabilité au gaz, les cubes pour mesurer la perméabilité à l'eau (Figures 4.1 et 4.2).

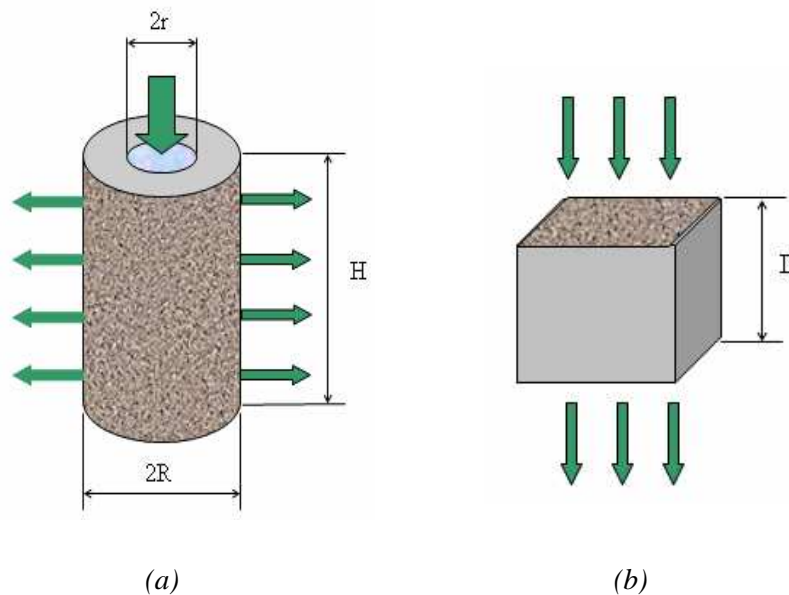


Figure 4.1 – Définition des éprouvettes et l'écoulement du fluide à travers des éprouvettes:

- (a). Mesurer la perméabilité au gaz,
- (b). Mesurer la perméabilité à l'eau.

Les dimensions de ces éprouvettes sont (Figure 4.1): $H = 20 \text{ cm}$; $2R = 10 \text{ cm}$; $2r = 2.5 \text{ cm}$; $D = 15 \text{ cm}$.

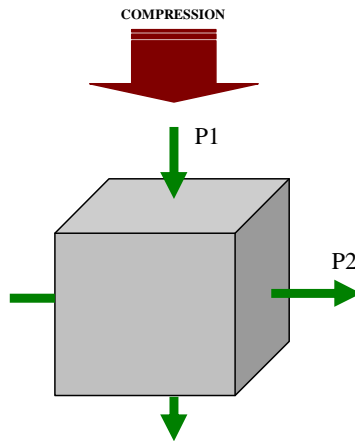


Figure 4.2 – Deux directions de mesure de la perméabilité à l'eau: direction de compression $P1$, direction latérale $P2$

Les cylindres creux sont coulés dans des moules en PVC posés sur des plaques rondes en acier, munie en leur centre d'une barre métallique ronde nécessaire pour créer un trou au centre de l'éprouvette (Figure 4.3a). La pénétration à travers le béton de l'huile du moule est empêchée par des films plastiques anti-adhérents posés entre les surfaces métalliques et le béton.

Les cubes sont coulés dans des moules en acier. La pénétration de l'huile du moule dans le béton est évitée de la même manière que pour les cylindres creux (Figure 4.3.b)



(a)



(b)

Figure 4.3 – Les moules pour fabriquer les éprouvettes

(a). Moules en PVC pour couler les cylindres creux;

(b). Moules en acier pour couler les cubes

Après le coulage, les éprouvettes sont conservées pendant 24h à une température de $25 \text{ }^\circ\text{C}$ et une humidité de 90 %. Les éprouvettes sont ensuite démoulées comme sur la Figure 4.4.



(a)



(b)

Figure 4.4 – Les éprouvettes pour la mesure de la perméabilité du béton:

(a). Les cylindres creux pour la mesure de la perméabilité au gaz,

(b). Les cubes pour la mesure de la perméabilité à l'eau

4.2.2.2.2. Préparation avant les essais

4.2.2.2.2.1. Les cylindres creux

- + 24 heures après le coulage du béton, les éprouvettes sont démoulées et maintenues pendant 24 heures à une température constante de 25 °C, une teneur en eau de 90 %. Ensuite, elles sont plongées dans l'eau durant 1 mois sous une température de 25 °C.
- + Après un mois, les éprouvettes de béton sont enlevées de l'eau et pesées, puis divisées en 4 jeux. Chaque jeu se compose de trois éprouvettes. Un de ces jeux est maintenu à 25 °C, les trois autres sont chauffés à différentes températures (60 °C, 105 °C et 150 °C) durant au moins 1 semaine. Le chauffage est stoppé lorsque la perte de masse des éprouvettes (la différence de la masse après 24 heures de chauffage) devient inférieure à 0.2%. La perte de masse des éprouvettes est mesurée en fonction du temps. Elle correspond à l'évaporation de l'eau interne.
- + Incrément de température de 10 °C / h.
- + Refroidir les éprouvettes à 45 °C sous une humidité inférieure à 5% jusqu'à l'essai.
- + Polir la surface des éprouvettes avant l'essai.

4.2.2.2.2.2. Les cubes

- + 24 heures après le coulage du béton, les éprouvettes sont démoulées et maintenues pendant 24h à une température de 25 °C, une humidité de 90%. Les éprouvettes sont ensuite plongées durant 1 mois dans de l'eau à une température de 25 °C.
- + Après un mois, les éprouvettes sont enlevées de l'eau et pesées, puis divisées en 4 jeux. Chaque jeu se compose de quatre éprouvettes (deux sont utilisées pour mesurer la perméabilité selon la direction P1 et deux pour mesurer la perméabilité selon la direction P2). Ensuite, elles sont chauffées durant une semaine à la température de 60 °C. La perte de masse des éprouvettes d'essai est mesurée régulièrement. Elle correspond à l'évaporation de l'eau interne.
- + Refroidir des éprouvettes à 25 °C.
- + Quatre groupes sont comprimés aux différents niveaux de contraintes: $\sigma = (0.4; 0.7; 0.8 \text{ et } 0.9) \sigma_{\max}$, ($\sigma_{\max} \approx 30 \text{ MPa}$).
- + Polir la surface des éprouvettes.

- + Enduire la colle d'époxy sur les quatre surfaces latérales pour empêcher la pénétration de l'eau autour de chaque éprouvette. Les deux surfaces opposées restantes sont perméables.
- + Pour chaque niveau de charge, la perméabilité résiduelle après le déchargement est mesurée selon deux directions: direction de compression P1 et direction latérale P2 (Figure 4.2). Ceci a pour but d'observer l'effet de l'endommagement sur la perméabilité.

4.2.3. Préparation des équipements de mesure

- + Bouteille contenant de l'azote (N₂) (40 litres).
- + Compresseur.
- + Débitmètre avec capacité de mesure de 1.0 à 100 ml/minute.
- + Débitmètre avec capacité de mesure de 30 à 300 ml/minute.
- + Débitmètre avec capacité de mesure de 100 à 1000 ml/minute.
- + Détendeur de gaz avec capacité de mesure de 0 à 1.5 MPa.
- + Détendeur de gaz avec capacité de mesure de 0 à 20 MPa.
- + Capteur de pression injectée.
- + Brosse d'acier.
- + Machine à meuler.
- + Indicateurs mesurant la déformation.
- + Etuves avec une température maximale de 250 °C.
- + Support des éprouvettes durant l'essai et joints anti-fuite.
- + Autres équipements.

4.3. MESURE DE LA PERMEABILITÉ AU GAZ DU BÉTON

4.3.1. Principe de la détermination de la perméabilité au gaz

Les hypothèses d'un écoulement laminaire sous température constante et la loi Darcy sont utilisées pour le calcul du coefficient de perméabilité apparente K_a (m²). La perméabilité intrinsèque K (m²) est alors déterminée à partir des valeurs de K_a à différents niveaux de pressions de gaz selon le principe Klinkenberg (rubrique 1.4.4.5 du chapitre I). La formule de calcul K_a est identique à celle utilisée par Picandet (2001) et Choinska (2006) pour l'écoulement radial à travers une éprouvette cylindrique creuse:

$$K_a = \frac{Q_i \cdot P_i \cdot \mu \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi \cdot h \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (4.1)$$

Où:

Q_i (m³/s) – Débit du gaz d'injection.

P_i (Pa) – Pression du gaz correspondante.

μ (Pa.s) – Coefficient de viscosité dynamique (avec l'azote: $\mu = 1.74 \cdot 10^{-5}$ Pa.s).

P_{atm} (Pa) – Pression atmosphérique.

R, r (m) - Rayons extérieur et intérieur des éprouvettes ($R = 0.05, r = 0.0125$ m).

H (m) – Hauteur des éprouvettes ($H = 0.2$ m).

4.3.2. Protocole d'essai

Les éprouvettes en cylindre creux sont comprimées par paliers de charge successifs jusqu'à la valeur au pic (P_{\max}). A chaque palier de charge, le débit d'injection de gaz est enregistré en fonction du niveau de pression imposé en amont. La mesure est réalisée après 3 à 5 minutes de charge constante, afin que l'écoulement soit régulier et stable. Cinq niveaux de pression du gaz sont utilisés: 0.15; 0.2; 0.25; 0.3; 0.35 MPa. Six niveaux de contrainte sont prévus en cours de chargement: $\sigma/\sigma_{\max} = 0; 0.35; 0.5; 0.7; 0.85$ et 0.95. Les schémas de mesure et la vue générale des équipements d'essai sont représentés sur les Figures 4.5 et 4.6.

Le processus de mesure de la perméabilité au gaz du béton est réalisé de la façon suivante:

- + La perméabilité initiale est déterminée quand $\sigma = (0 - 0.2) \sigma_{\max}$.
- + L'enregistrement des valeurs est effectué pour chaque palier de charge.
- + La perméabilité sous contrainte est mesurée pendant au moins un jour pour assurer une bonne préparation des équipements nécessaires ainsi que leur démontage pour chaque éprouvette à mesurer.

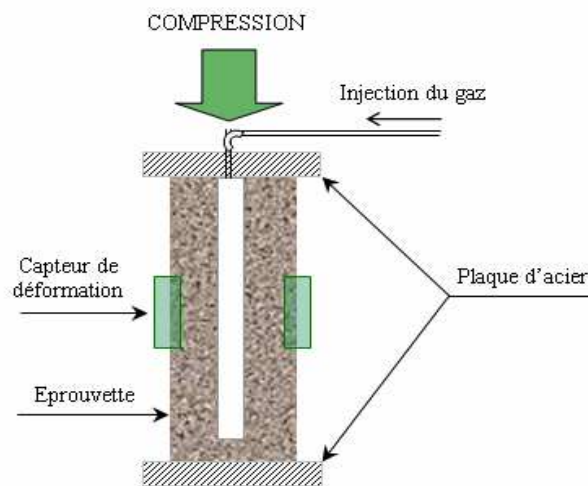


Figure 4.5 – Schéma de disposition de la mesure de la perméabilité au gaz du béton



Figure 4.6 – Vue générale des équipements pour la mesure de la perméabilité au gaz

Les paramètres à enregistrer durant les mesures sont le temps, la force, le déplacement, la pression injectée, la pression atmosphérique et le débit du gaz.

4.3.3. Résultats et discussions

Pour chaque jeu de trois éprouvettes sur lesquelles la perméabilité est mesurée après chauffage à des températures différentes, les valeurs moyennes de la contrainte appliquée, du débit du gaz injecté et de la déformation longitudinale sont reportées sur le Tableau 4.2. La dimension du débit du gaz Q est en ml/minute. La dimension de la pression de gaz P_i est en MPa.

Tableau 4.2 – Valeurs moyennes du débit du gaz et de la déformation longitudinale

Température Considérée T (°C)	Contrainte Relative σ/σ_{\max}	Débit du gaz Q (ml/minute) mesuré correspondant à chaque pression du gaz d'injection (MPa)					Déformation longitudinale ϵ
		0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	
25 °C	0.00	3	5	8	12	16	0
	0.35	3	5	8	11	15	4.95E-04
	0.50	2	5	7	10	14	7.25E-04
	0.70	4	7	11	16	21	1.43E-03
	0.85	19	38	58	81	110	1.83E-03
	0.95	43	80	120	163	219	2.29E-03
60 °C	0.00	3	7	10	14	19	0
	0.35	3	6	9	13	18	4.40E-04
	0.50	3	6	9	13	18	6.45E-04
	0.70	7	12	18	25	32	1.42E-03
	0.85	31	58	85	115	150	1.90E-03
	0.95	46	85	123	163	208	2.36E-03
105 °C	0.00	4	8	12	17	23	0
	0.35	4	7	10	15	20	5.12E-04
	0.50	3	6	9	13	17	7.85E-04
	0.70	6	11	16	22	29	1.52E-03
	0.85	47	89	131	177	234	1.97E-03
	0.95	72	133	193	257	330	2.52E-03
150 °C	0.00	4	9	13	17	22	0
	0.35	4	7	11	15	21	5.41E-04
	0.50	4	7	10	14	19	9.63E-04
	0.70	5	9	13	18	24	1.72E-03
	0.85	34	66	97	132	173	2.24E-03
	0.95	82	151	216	284	357	2.76E-03

A partir des résultats reproduits dans le Tableau 4.2, les valeurs de la perméabilité apparente K_a sont calculées selon (4.1), pour chaque niveau de pression du gaz d'injection P_i (la pression atmosphérique P_{atm} dans ces calculs est prise égale à 1 atm soit 0.1 MPa.). Le Tableau 4.3 suivant présente les valeurs de la perméabilité apparente K_a (m^2).

Tableau 4.3 – Valeurs de la perméabilité apparente K_a

Température Considérée T (°C)	Contrainte relative σ/σ_{max}	Perméabilité apparente K_a (m^2) correspondant à chaque pression du gaz d'injection (MPa)				
		0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
25 °C	0.00	4.15E-17	4.51E-17	4.98E-17	5.53E-17	6.27E-17
	0.35	4.00E-17	4.33E-17	4.76E-17	5.33E-17	6.09E-17
	0.50	3.61E-17	3.96E-17	4.30E-17	4.84E-17	5.52E-17
	0.70	5.81E-17	6.23E-17	6.77E-17	7.45E-17	8.54E-17
	0.85	2.99E-16	3.20E-16	3.51E-16	3.87E-16	4.39E-16
	0.95	6.54E-16	6.85E-16	7.32E-16	7.84E-16	8.73E-16
60 °C	0.00	5.36E-17	5.72E-17	6.19E-17	6.69E-17	7.55E-17
	0.35	4.85E-17	5.14E-17	5.58E-17	6.15E-17	7.03E-17
	0.50	4.95E-17	5.32E-17	5.71E-17	6.31E-17	7.17E-17
	0.70	1.03E-16	1.06E-16	1.11E-16	1.18E-16	1.26E-16
	0.85	4.70E-16	4.92E-16	5.16E-16	5.53E-16	5.96E-16
	0.95	7.07E-16	7.24E-16	7.52E-16	7.84E-16	8.29E-16
105 °C	0.00	6.30E-17	6.76E-17	7.30E-17	8.03E-17	8.99E-17
	0.35	5.55E-17	5.95E-17	6.38E-17	7.14E-17	8.12E-17
	0.50	4.96E-17	5.26E-17	5.56E-17	6.14E-17	6.86E-17
	0.70	9.00E-17	9.45E-17	9.93E-17	1.06E-16	1.16E-16
	0.85	7.18E-16	7.55E-16	7.99E-16	8.50E-16	9.31E-16
	0.95	1.10E-15	1.13E-15	1.18E-15	1.24E-15	1.31E-15
150 °C	0.00	6.84E-17	7.26E-17	7.65E-17	8.21E-17	8.95E-17
	0.35	6.06E-17	6.38E-17	6.86E-17	7.35E-17	8.23E-17
	0.50	5.43E-17	5.84E-17	6.26E-17	6.85E-17	7.63E-17
	0.70	7.18E-17	7.58E-17	8.05E-17	8.64E-17	9.60E-17
	0.85	5.30E-16	5.60E-16	5.89E-16	6.32E-16	6.87E-16
	0.95	1.26E-15	1.29E-15	1.32E-15	1.36E-15	1.42E-15

La perméabilité intrinsèque K_v (ou simplement K) du béton de type M30 est alors déduite à partir des valeurs de la perméabilité apparente K_a selon le principe Klinkenberg:

$$K_a = K_v \left(1 + \frac{\beta}{P_m}\right) \quad (4.2)$$

où β (Pa) est le coefficient de Klinkenberg et $P_m = (P_1+P_2)/2$ la valeur moyenne de la pression en amont ($P_1 = P_i$) et de la pression en aval ($P_2 = P_{atm}$).

Tout d'abord, les valeurs de la pression moyenne $P_m = (P_i+P_{atm})/2$ et leurs inverses $1/P_m$ sont calculées et présentées au Tableau 4.4.

Tableau 4.4 – Valeurs de la pression de gaz moyenne P_m et leurs inverses

Pression de gaz P_i (MPa)	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
Pression atmosphérique P_{atm} (MPa)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Pression moyenne P_m (MPa)	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225
$1/P_m$ (MPa ⁻¹)	4.44	5.00	5.71	6.67	8.00

Selon (4.2), on constate que la perméabilité intrinsèque K du béton tend vers la valeur de la perméabilité apparente K_a lorsque la pression moyenne P_m tend vers l'infini ou $1/P_m$ tend vers zéro (le cas où le gaz devient liquide). Pour extrapoler les valeurs de la perméabilité intrinsèque selon le principe Klinkenberg, les relations entre la perméabilité apparente K_a et l'inverse de la pression moyenne $1/P_m$ pour différents niveaux de contraintes relatives σ/σ_{max} sont ensuite représentées sur les Figures 4.7 à 4.14 pour les différentes températures considérées.

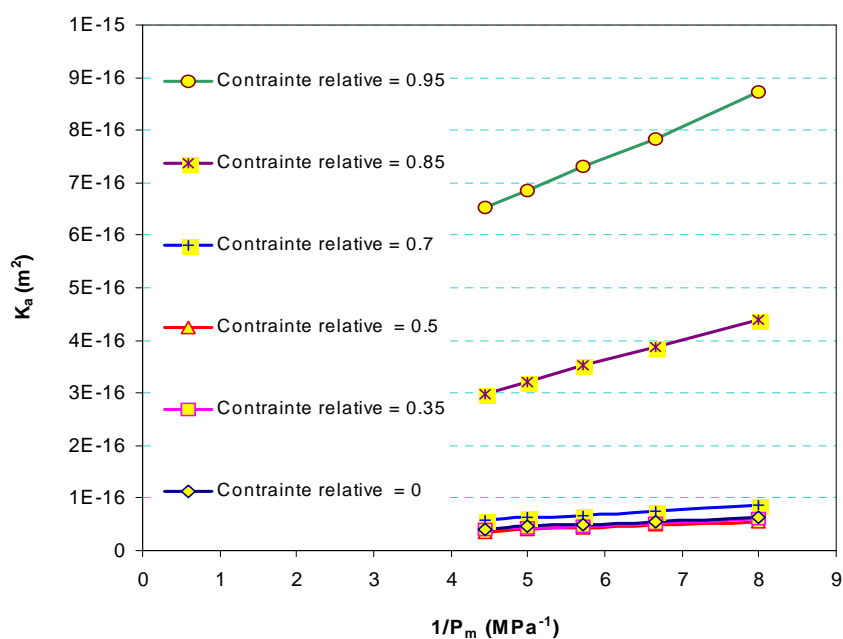


Figure 4.7 – Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T = 25$ °C)

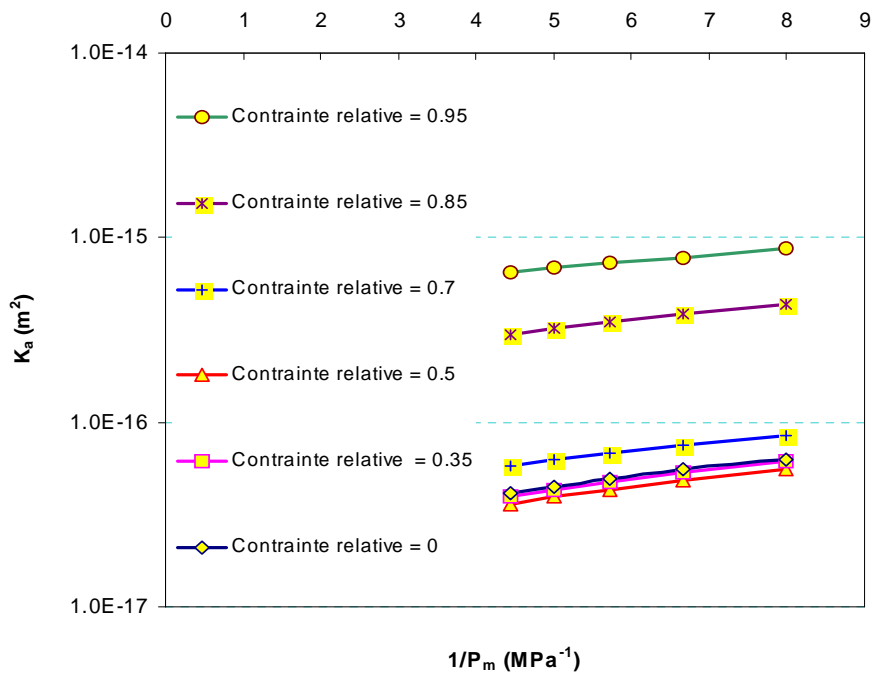


Figure 4.8 – Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T= 25\text{ }^\circ\text{C}$)

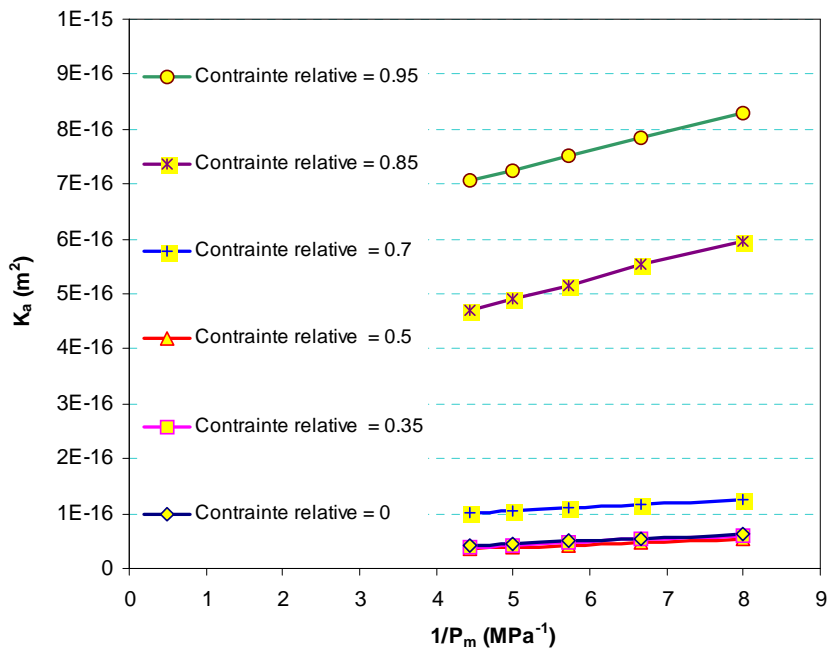


Figure 4.9 – Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T= 60\text{ }^\circ\text{C}$)

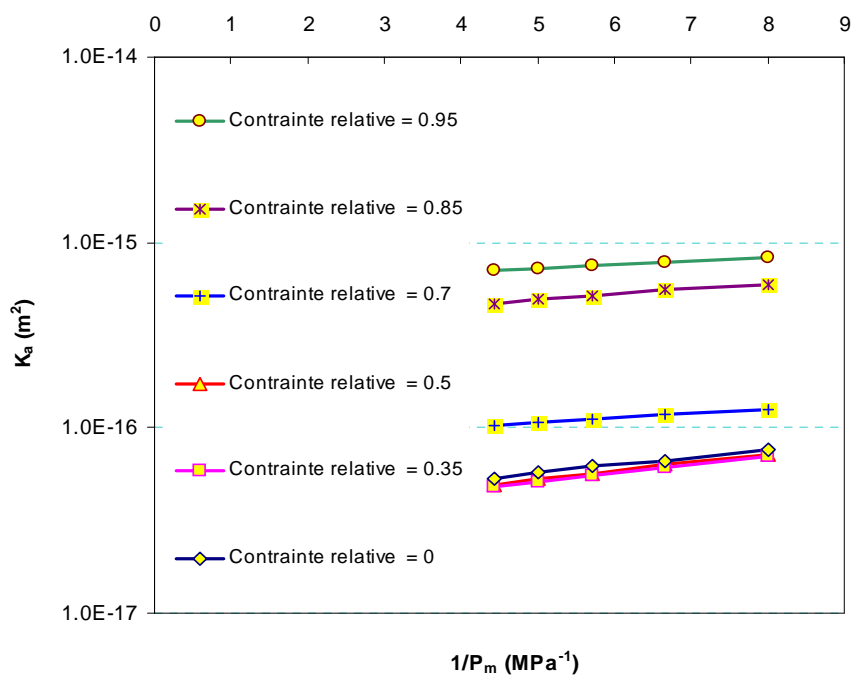


Figure 4.10 – Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T = 60\text{ °C}$)

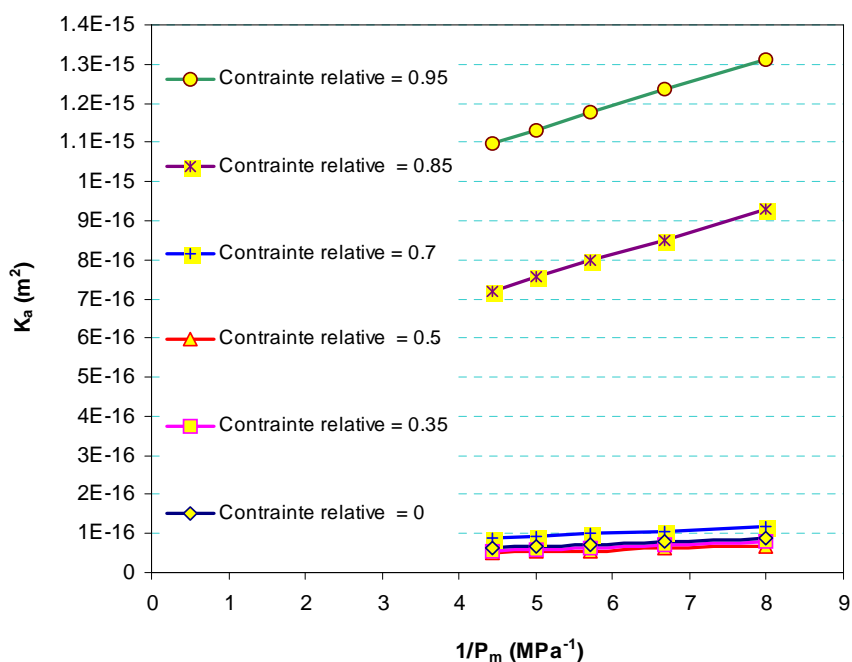


Figure 4.11 – Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T = 105\text{ °C}$)

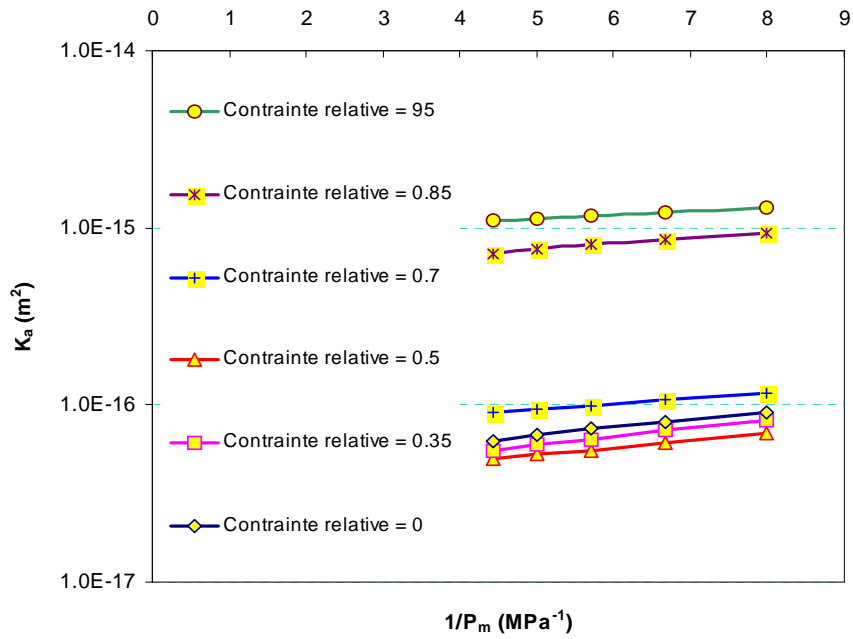


Figure 4.12 – Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T= 105\text{ }^\circ\text{C}$)

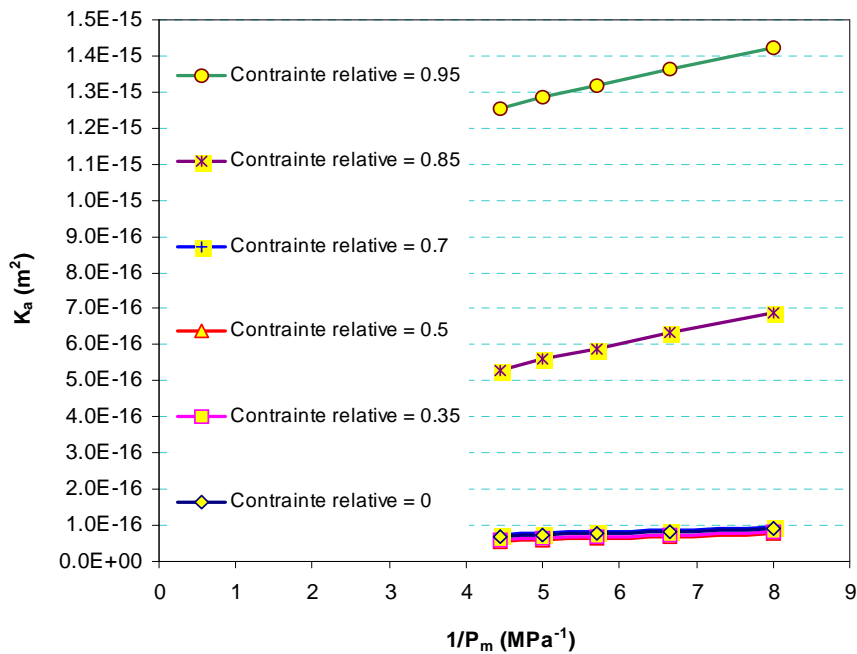


Figure 4.13 – Variation de la perméabilité apparente K_a selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contraintes ($T= 150\text{ }^\circ\text{C}$)

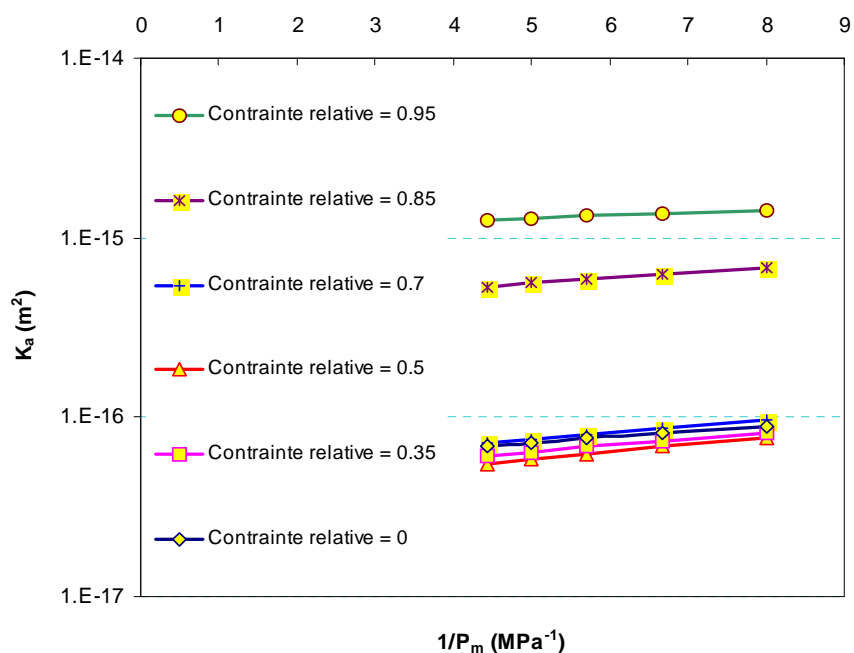


Figure 4.14 – Variation de la perméabilité apparente K_a (échelle logarithmique) selon l'inverse de la pression moyenne P_m pour différents niveaux de contrainte ($T= 150\text{ }^{\circ}\text{C}$)

Finalement, la représentation des relations entre la perméabilité apparente K_a et l'inverse de la pression moyenne $1/P_m$ selon le principe Klinkenberg aux Figures 4.7 à 4.14 fournit les valeurs de la perméabilité intrinsèque K du béton. La perméabilité intrinsèque K est en effet l'intersection avec l'axe des ordonnées de la droite d'extrapolation linéaire des valeurs de K_a en fonction de $1/P_m$.

Les valeurs de la perméabilité intrinsèque K obtenues à différents niveaux de contrainte et à différentes températures sont présentées dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 – Valeurs de la perméabilité intrinsèque K obtenues selon le principe Klinkenberg

Contrainte Relative σ/σ_{\max}	Température considérée ($^{\circ}\text{C}$)			
	25	60	105	150
0.00	1.5E-17	2.1E-17	3.4E-17	4.9E-17
0.35	1.4E-17	2.3E-17	2.6E-17	3.9E-17
0.50	1.4E-17	2.2E-17	2.5E-17	3.6E-17
0.70	2.8E-17	7.3E-17	5.9E-17	4.9E-17
0.85	1.4E-16	3.4E-16	4.6E-16	3.3E-16
0.95	4.0E-16	5.7E-16	8.3E-16	1.1E-15

L'évolution de la perméabilité au gaz K en fonction de la contrainte appliquée σ/σ_{\max} est représentée sur les Figures 4.15 et 4.16 pour différentes températures (25 °C, 60 °C, 105 °C et 150 °C). On constate que la perméabilité du béton diminue légèrement par rapport à la perméabilité initiale K_0 quand la contrainte relative appliquée σ/σ_{\max} reste inférieure à un seuil situé dans l'intervalle de 0.6 à 0.75. La température influence également légèrement la perméabilité dans cette phase de chargement. Sur l'échelle logarithmique (Figure 4.16), cette influence légère de la température sur la perméabilité est bien mise en évidence: lorsque la température augmente, la perméabilité augmente. Cette observation est en accord avec les résultats obtenus par plusieurs auteurs dans la littérature (rubrique 1.4 du chapitre I).

Quand la contrainte appliquée devient supérieure à ce seuil, on observe une forte augmentation de la perméabilité. L'effet de la température sur l'évolution de la perméabilité devient plus net (Figure 4.15). Cependant, l'influence de la température ne se distingue pas aussi clairement que l'influence de la contrainte, notamment pour les températures supérieures à 60 °C. Lorsque la température reste inférieure à 105 °C, toute augmentation de la température provoque une forte augmentation de la perméabilité du béton. Cependant, lorsque l'on compare l'évolution de la perméabilité pour une température de 150 °C avec celle à 105 °C, on constate qu'il existe un intervalle de contrainte $\sigma \approx (0.75-0.9)\sigma_{\max}$ où la perméabilité à 105 °C est plus grande que celle à 150 °C. Ce phénomène est en accord avec les conclusions de Choinska (2006), qui explique cela par la redistribution de la matrice de porosité du béton pour des températures supérieures à 105 °C. Dans la phase où $\sigma = (0.75-0.9)\sigma_{\max}$, la redistribution de la matrice de porosité a pour effet d'augmenter le coefficient de Klinkenberg β (peut être jusqu'à 30 %). Par conséquent, la valeur de la perméabilité diminue. Tandis que pour des températures inférieures à 105 °C, le coefficient β diminue, ce qui fait augmenter la perméabilité. L'action en même temps de l'endommagement mécanique et de l'endommagement thermique lors des températures supérieures à 105 °C peut être considérée comme la raison de la redistribution de la matrice de porosité du béton.

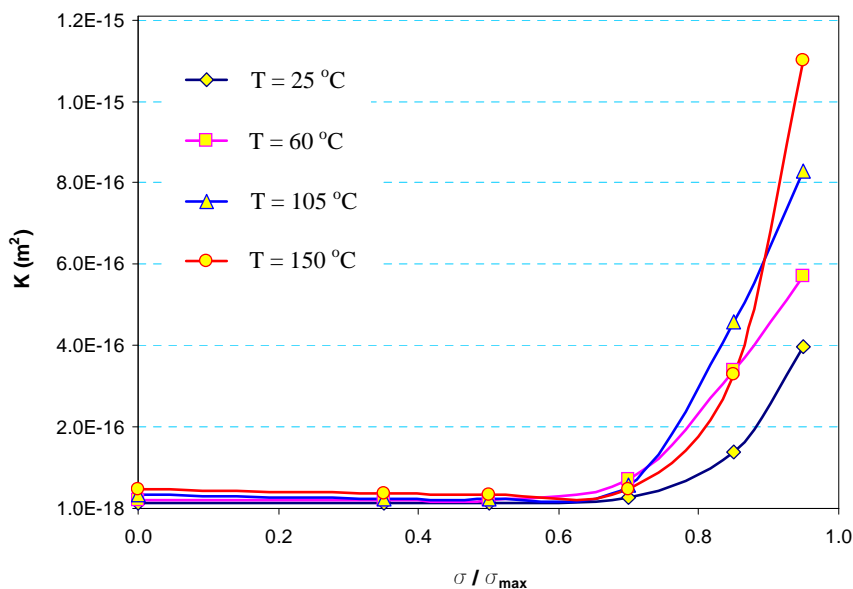


Figure 4.15 – Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative

Compte tenu de ces résultats, on choisit prendre le seuil de $\sigma/\sigma_{\max} = 0.7$ comme référence pour l'augmentation brutale de la perméabilité du béton par rapport à la valeur initiale K_0 lorsque la température $T = 25\text{ °C}$. Pour les calculs dans le chapitre suivant, nous considérons donc que la perméabilité du béton est constante quand $\sigma/\sigma_{\max} < 0.7$.

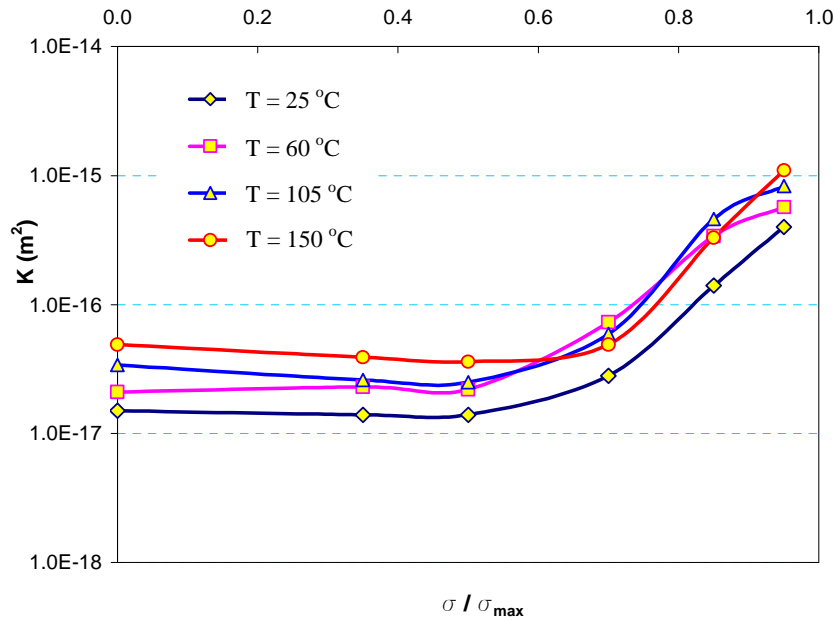


Figure 4.16 – Evolution de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la contrainte relative

La représentation de l'accroissement de la perméabilité K/K_0 (les valeurs de la perméabilité initiale K_0 aux différentes températures sont celles correspondant à la contrainte relative $\sigma/\sigma_{\max} = 0$ du Tableau 4.5) en fonction de la contrainte appliquée (Figures 4.17 et 4.18) montre bien une influence légère de la température sur l'accroissement de perméabilité par rapport à l'influence du chargement mécanique. Cette observation est aussi en accord avec la conclusion de plusieurs auteurs dans la littérature.

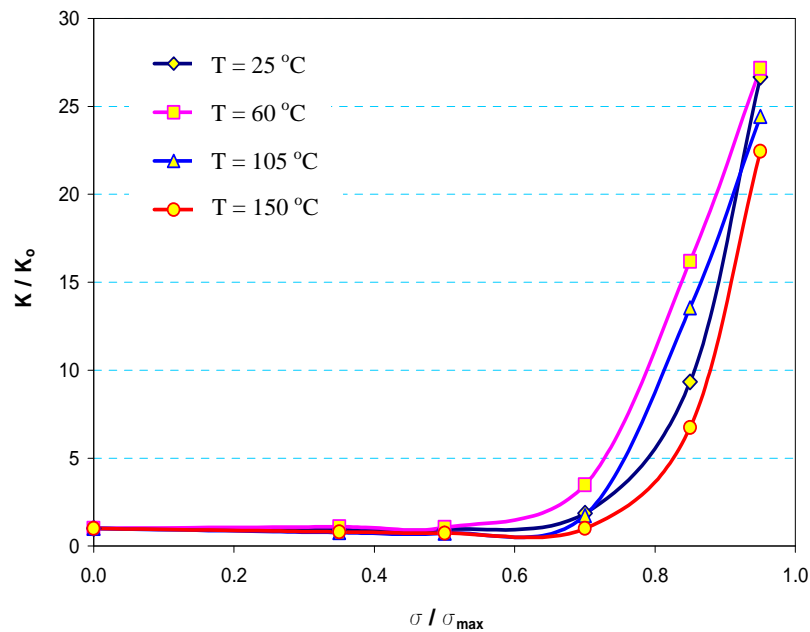


Figure 4.17 – Accroissement de la perméabilité en fonction de la contrainte relative

Sur la Figure 4.17, on constate que les accroissements de la perméabilité à différentes températures ne sont pas beaucoup différents lorsque $\sigma/\sigma_{\max} < 0.6$. Après ce seuil, pour un même niveau de contrainte, l'accroissement de la perméabilité à 60 °C est le plus rapide et

l'accroissement de la perméabilité à 150 °C est le plus lent tandis que les accroissements de la perméabilité à 25 °C et 105 °C sont presque pareils. C'est assez difficile d'expliquer ce phénomène au niveau macroscopique. On suppose que ceci est dû à la redistribution de la matrice de porosité du béton sous température et après le séchage. De plus, une erreur dans la mesure des données expérimentales peut également être la raison.

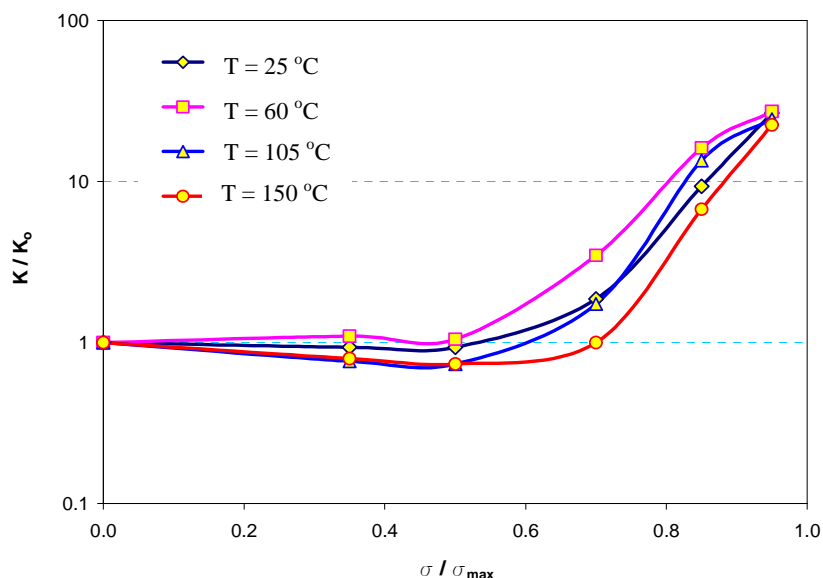


Figure 4.18 – Accroissement de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la contrainte relative

Sur les Figures 4.19, on représente l'évolution des valeurs de la perméabilité initiale au gaz K_0 (mesurées sur les éprouvettes déjà refroidies après les avoir séchées aux différentes températures considérées) en fonction de la température préalablement appliquée aux éprouvettes. On trouve que l'évolution de la perméabilité initiale K_0 avec la température peut être considérée comme quasi-linéaire, avec une pente de $2.5E-18 \text{ m}^2 / 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

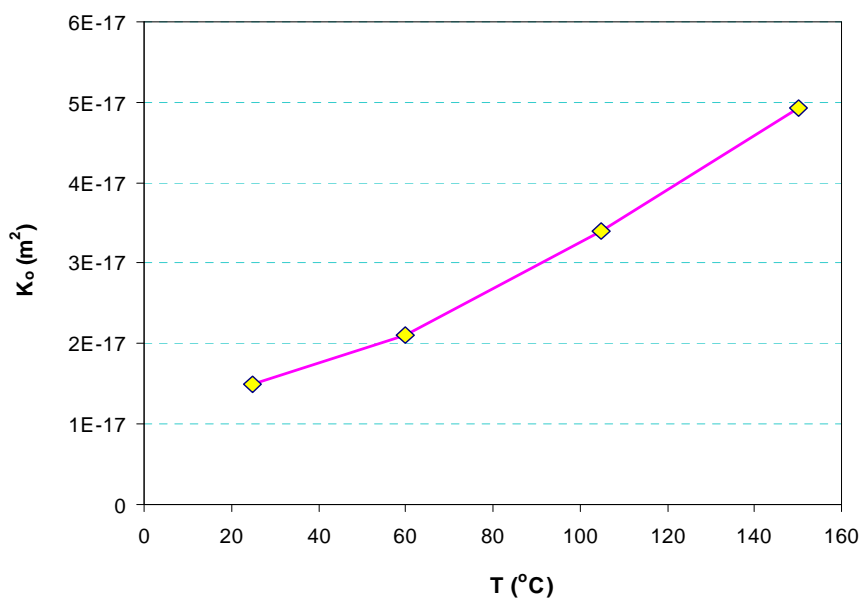


Figure 4.19 – Evolution de la perméabilité (résiduelle) selon la température

Pour évaluer l'influence de la saturation sur la perméabilité au gaz du béton, on suppose que le béton est totalement saturé au moment où l'on enlève les éprouvettes de l'eau après un mois de macération. La saturation diminue lorsque l'on traite les éprouvettes préalablement chauffées à différentes températures: 25 °C, 60 °C, 100 °C et 150 °C. À 150 °C, la saturation peut être considérée comme nulle. Les valeurs de la saturation sont calculées à partir des mesures de la masse moyenne des éprouvettes aux différentes températures (Tableau 4.6).

Tableau 4.6 – Valeurs de la saturation du béton à différentes températures

Le moment où l'on mesure la masse de l'éprouvette	Masse moyenne des éprouvettes (g)	Saturation (%)
À la sortie de l'eau	4800	100.000
Après séchage à 25 °C	4773	90.625
Après séchage à 60 °C	4741	79.513
Après séchage à 105 °C	4526	4.861
Après séchage à 150 °C	4512	0.000

La Figure 4.20 représente la diminution de la saturation du béton avec la température. On constate que la saturation diminue fortement lorsque la température varie entre 60 °C et 105 °C, vu la forte évacuation de l'eau libre et d'une partie de l'eau absorbée par le béton durant cette étape. Pour des températures inférieures à 60 °C, on observe peu d'influence de la température sur l'évacuation de l'eau présente dans le béton. La saturation diminue lentement. A partir de 105 °C, l'eau non liée est presque totalement éliminée. Par conséquent, la saturation diminue plus lentement avec la température. Dans la littérature, on recommande la température de 105 °C comme le seuil à considérer pour caractériser un béton de sec.

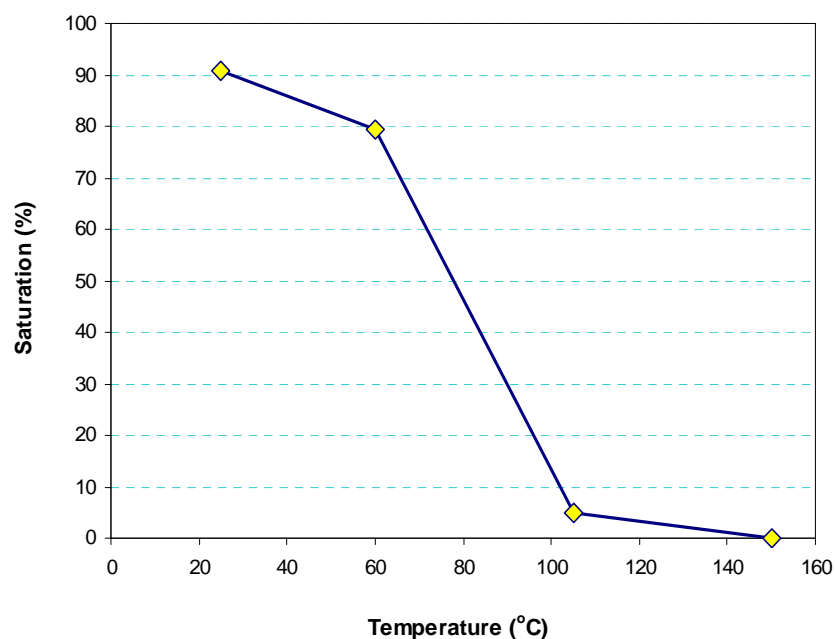


Figure 4.20 – Variation de la saturation du béton en fonction de la température

L'évolution de la perméabilité au gaz du béton avec la saturation est illustrée à la Figure 4.21. On voit que la perméabilité diminue très vite avec la saturation quand cette dernière est approximativement inférieure à 10 %. Cette phase correspond à un traitement du béton à une température supérieure à 105 °C. Cette observation est en accord avec les conclusions de plusieurs auteurs dans la littérature : le béton est considéré comme sec quand la température de traitement atteint un seuil situé entre 105 °C et 120 °C. A partir de ce seuil, la connectivité et puis la porosité du béton augmentent très rapidement au vu des effets thermiques. Par conséquent, la perméabilité augmente fortement. Pour des températures inférieures à 105 °C, seule l'eau non liée est évacuée du béton. La perméabilité augmente donc plus lentement lorsque la saturation diminue.

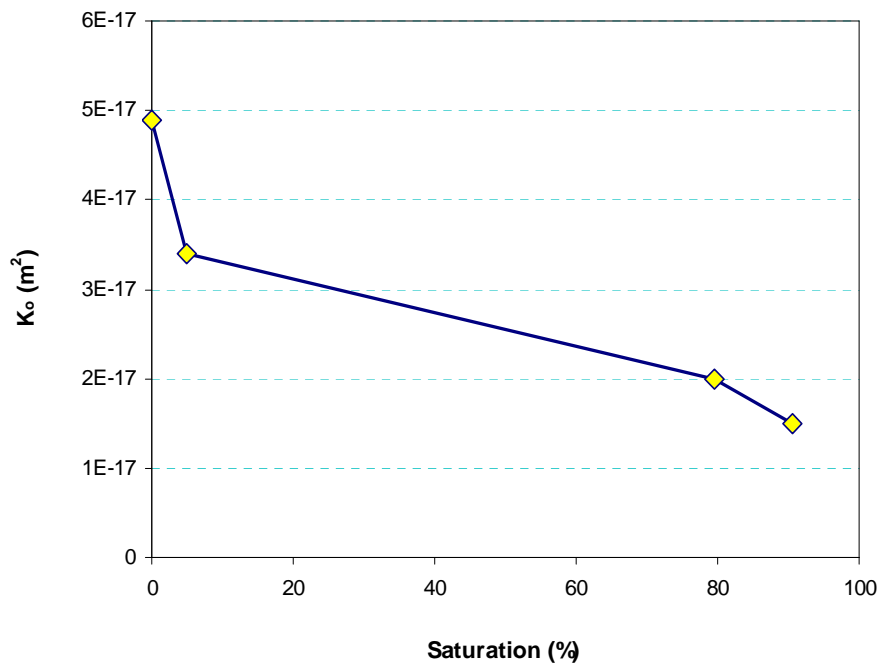


Figure 4.21 – Variation de la perméabilité initiale K_0 en fonction de la saturation du béton

4.3.4. Synthèse

La perméabilité au gaz du béton K diminue lentement par rapport à la perméabilité initiale K_0 quand la contrainte appliquée reste inférieure à un seuil situé dans l'intervalle de 60 % à 75 % de la contrainte maximale. La température a une influence légère sur la perméabilité lors de cette étape de chargement. A partir de ce seuil de contrainte, la perméabilité commence à augmenter fortement. La température influence également la perméabilité. Cependant, au contraire de la contrainte, la température ne provoque pas de forte variation dans l'évolution de la perméabilité du béton. La perméabilité initiale K_0 augmente quasi-linéairement avec la température avec un incrément d'environ $2.510^{-18} m^2 / 10^\circ C$. Le béton peut être considéré comme sec une fois séché à une température supérieure à 105 °C. A partir de ce seuil de température, l'endommagement thermique influence la perméabilité du béton. Pour une saturation inférieure à 5 %, la perméabilité varie fortement alors qu'elle varie faiblement quand la saturation du béton est supérieure de 5 %.

4.4. MESURE DE LA PERMEABILITÉ À L'EAU DU BÉTON

4.4.1. Principe de la détermination de la perméabilité à l'eau

La perméabilité résiduelle du béton à l'eau K (cm/s) (encore appelée le coefficient de Darcy) est déterminée à partir du débit moyen des éprouvettes selon la formule suivante:

$$K = \frac{Q \cdot h}{A \cdot t \cdot P} \quad (4.3)$$

Où:

- Q (cm³) – Débit de l'eau pénétrant l'éprouvette.
- A (cm²) – Surface de perméabilité des éprouvettes.
- h (cm) – Hauteur des éprouvettes.
- t (s) – Temps de mesure de la perméabilité.
- P (cm) – Pression d'eau selon la hauteur de la colonne d'eau.

En tenant compte de la viscosité dynamique de l'eau $\mu = 10^{-3}$ Pa.s dans (4.3) (multiplier par μ), la dimension de K peut être convertie au "m²" comme la perméabilité au gaz ($K = 1$ cm/s = 10^{-9} m²).

4.4.2. Protocole d'essai

- + Mettre les éprouvettes cubiques dans l'enrobage avec des joints de caoutchouc et des boulons de serrage puis les positionner dans les cellules de mesure de perméabilité sur l'équipement de mesure. Pour assurer que l'eau ne puisse pas fuir, il est nécessaire d'y verser de la paraffine liquide. (Figure 4.22, 4.23, 4.24 et 4.25)
- + Remplir d'eau les cellules en s'assurant que les bulles d'air soient totalement éliminées.
- + Augmenter la pression d'eau selon chaque niveau avec un écart de 2 bars (0.2 MPa). Chaque palier de pression est maintenu pendant 16h. On considère 8 niveaux de pression d'eau durant la mesure d'une éprouvette comprenant: 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 bar.
- + Mesurer toutes les 16 h (cette valeur est utilisée pour calculer la perméabilité temporelle K selon (4.2)) le débit d'eau Q pénétrant l'éprouvette et correspondant à chaque niveau de pression.

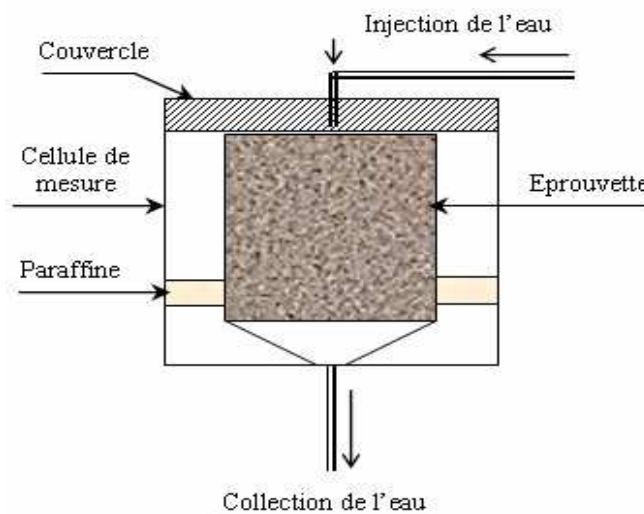


Figure 4.22 – Schéma de disposition de la mesure de la perméabilité à l'eau du béton



Figure 4.23 – Vue générale des équipements pour la mesure de la perméabilité à l'eau



Figure 4.24 – Versement de la paraffine liquide dans la cellule de mesure



Figure 4.25 – Blocage des couvercles des cellules de mesure

Tableau 4.7 – Valeurs de la perméabilité à l'eau mesurées à différentes pressions d'eau selon la direction de compression **P1**

Pression (bar)	2	4	6	8	10	12	14	16
σ/σ_{\max}	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
(1) K-P1-0.4 (cm/s)	8.00E-11	2.13E-10	5.96E-10	5.96E-10	9.70E-10	9.93E-10	1.08E-09	1.11E-09
(2) K-P1-0.4 (cm/s)	7.00E-11	2.38E-10	5.39E-10	8.30E-10	9.87E-10	1.14E-09	1.22E-09	1.38E-09
(M) K-P1-0.4 (cm/s)	7.50E-11	2.26E-10	5.68E-10	8.09E-10	9.79E-10	1.06E-09	1.15E-09	1.24E-09
σ/σ_{\max}	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
(1) K-P1-0.7 (cm/s)	3.00E-10	4.68E-10	2.27E-09	4.26E-09	5.11E-09	5.53E-09	6.57E-09	6.81E-09
(2) K-P1-0.7 (cm/s)	2.50E-10	3.83E-10	1.70E-09	2.98E-09	4.77E-09	6.53E-09	6.08E-09	6.07E-09
(M) K-P1-0.7 (cm/s)	2.75E-10	4.26E-10	1.99E-09	3.62E-09	4.94E-09	6.03E-09	6.32E-09	6.44E-09
σ/σ_{\max}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
(1) K-P1-0.8 (cm/s)	2.50E-10	5.11E-10	3.12E-09	4.68E-09	6.21E-09	6.81E-09	7.42E-09	7.55E-09
(2) K-P1-0.8 (cm/s)	3.00E-10	5.53E-10	2.41E-09	5.11E-09	6.72E-09	7.31E-09	6.93E-09	7.02E-09
(M) K-P1-0.8 (cm/s)	2.75E-10	5.32E-10	2.77E-09	4.89E-09	6.47E-09	7.06E-09	7.17E-09	7.29E-09
σ/σ_{\max}	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
(1) K-P1-0.9 (cm/s)	4.00E-10	8.51E-10	3.69E-09	6.38E-09	6.81E-09	7.52E-09	8.03E-09	7.87E-09
(2) K-P1-0.9 (cm/s)	4.50E-10	6.38E-10	4.26E-09	6.49E-09	8.00E-09	7.80E-09	7.54E-09	7.77E-09
(M) K-P1-0.9 (cm/s)	4.25E-10	7.45E-10	3.97E-09	6.44E-09	7.41E-09	7.66E-09	7.78E-09	7.82E-09

Dans le Tableau 4.7: σ/σ_{\max} est la contrainte relative appliquée avant la mesure de la perméabilité à l'eau.

K- P1-0.4 est la perméabilité mesurée selon la direction de compression P1 avec la contrainte relative $\sigma/\sigma_{\max} = 0.4$

(1) signifie la perméabilité mesurée de l'éprouvette 1,

(2) signifie la perméabilité mesurée de l'éprouvette 2,

(M) signifie la valeur moyenne des deux valeurs mesurées (1) et (2).

Tableau 4.8 – Valeurs de la perméabilité à l'eau mesurées à différentes pressions d'eau selon la direction latérale P2

Pression (bar)	2	4	6	8	10	12	14	16
σ/σ_{\max}	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
(1) K-P2-0.4 (cm/s)	3.00E-11	6.00E-11	6.81E-11	1.00E-10	9.87E-11	1.16E-10	1.20E-10	2.55E-10
(2) K-P2-0.4 (cm/s)	2.00E-11	7.00E-11	1.14E-10	9.36E-11	1.07E-10	1.21E-10	1.24E-10	1.30E-10
(M) K-P2-0.4 (cm/s)	2.50E-11	6.50E-11	9.08E-11	9.68E-11	1.03E-10	1.18E-10	1.22E-10	1.93E-10
σ/σ_{\max}	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
(1) K-P2-0.7 (cm/s)	5.10E-11	1.00E-10	1.70E-10	7.87E-10	1.36E-09	1.56E-09	1.58E-09	1.70E-09
(2) K-P2-0.7 (cm/s)	5.00E-11	1.00E-10	1.84E-10	7.34E-10	1.11E-09	1.28E-09	1.46E-09	1.49E-09
(M) K-P2-0.7 (cm/s)	5.05E-11	1.00E-10	1.77E-10	7.61E-10	1.23E-09	1.42E-09	1.52E-09	1.60E-09
σ/σ_{\max}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
(1) K-P2-0.8 (cm/s)	7.00E-11	1.70E-10	7.09E-10	1.17E-09	1.96E-09	2.27E-09	2.31E-09	2.77E-09
(2) K-P2-0.8 (cm/s)	5.00E-11	1.28E-10	5.39E-10	1.28E-09	1.58E-09	1.84E-09	2.13E-09	2.13E-09
(M) K-P2-0.8 (cm/s)	6.00E-11	1.49E-10	6.24E-10	1.22E-09	1.77E-09	2.06E-09	2.22E-09	2.45E-09
σ/σ_{\max}	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
(1) K-P2-0.9 (cm/s)	8.00E-11	2.98E-10	1.42E-09	2.13E-09	3.06E-09	3.55E-09	3.83E-09	3.83E-09
(2) K-P2-0.9 (cm/s)	6.00E-11	5.53E-10	1.70E-09	3.19E-09	3.75E-09	3.69E-09	3.65E-09	4.04E-09
(M) K-P2-0.9 (cm/s)	7.00E-11	4.26E-10	1.56E-09	2.66E-09	3.41E-09	3.62E-09	3.74E-09	3.94E-09

Dans le Tableau 4.8: σ/σ_{\max} est la contrainte relative appliquée avant la mesure de la perméabilité à l'eau.

K- P2-0.4 est la perméabilité mesurée selon la direction latérale P2 avec la contrainte relative $\sigma/\sigma_{\max} = 0.4$

(1) signifie la perméabilité mesurée de l'éprouvette 1,

(2) signifie la perméabilité mesurée de l'éprouvette 2,

(M) signifie la valeur moyenne des deux valeurs mesurées (1) et (2).

4.4.3. Résultats et discussions

Les résultats de la perméabilité à l'eau sont donnés dans les Tableaux 4.7 et 4.8. Les évolutions de la perméabilité en fonction de la pression d'eau sont représentées sur les Figures de 4.26 à 4.33.

Les Figures 4.26 et 4.27 montrent que la perméabilité résiduelle après le déchargement de la contrainte relative $\sigma/\sigma_{max} = 0.4$ (préalablement appliquée) augmente légèrement en fonction de la pression d'eau appliquée. La perméabilité selon la direction de compression P1 est nettement plus grande que celle selon la direction latérale P2.

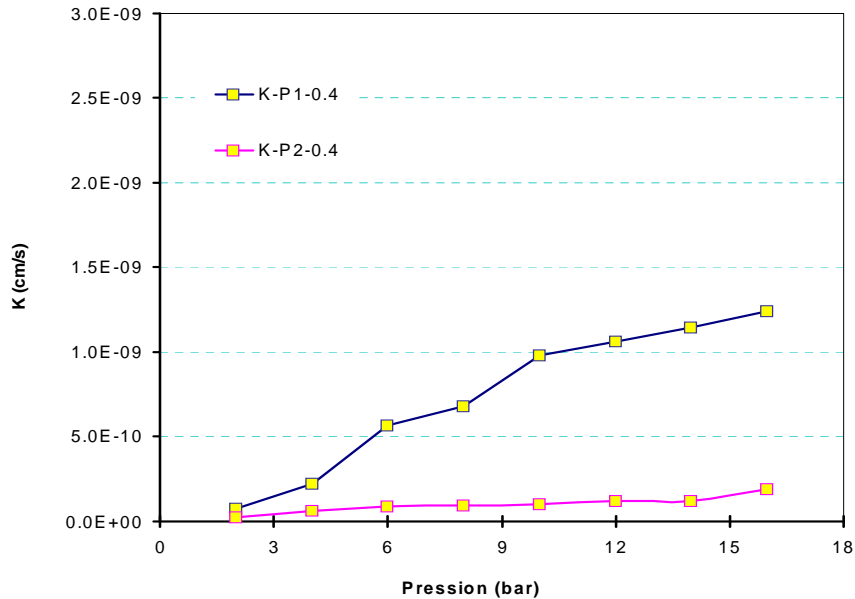


Figure 4.26 – Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.4\sigma_{max}$

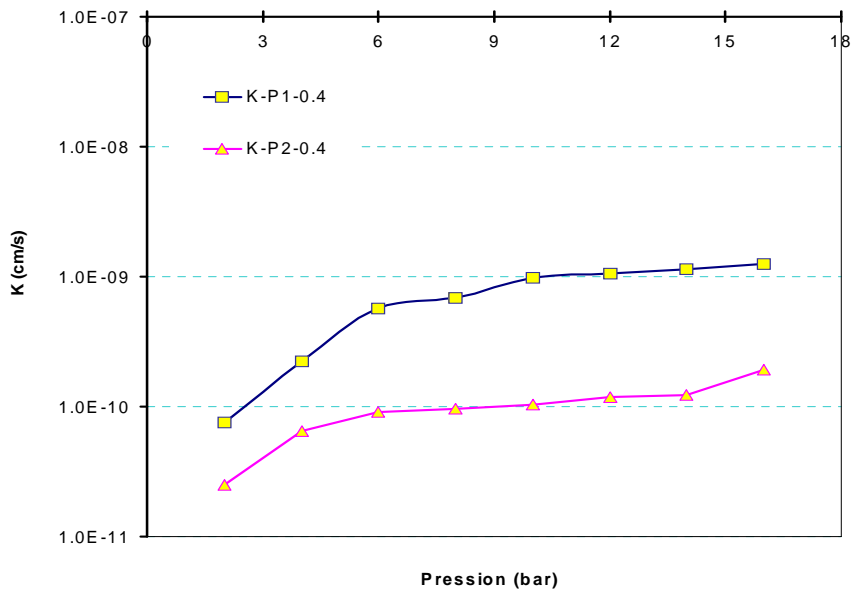


Figure 4.27 – Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.4\sigma_{max}$

Sur les Figures 4.28 et 4.29, Pour une contrainte de $0.7\sigma_{max}$, les perméabilités mesurées selon les deux directions considérées augmentent simultanément. La perméabilité selon la direction de compression P1 est toujours plus grande que celle selon la direction latérale P2. La valeur maximale de la perméabilité P1 est au moins cinq fois plus grande que celle obtenue pour le cas précédent $\sigma = 0.4\sigma_{max}$.

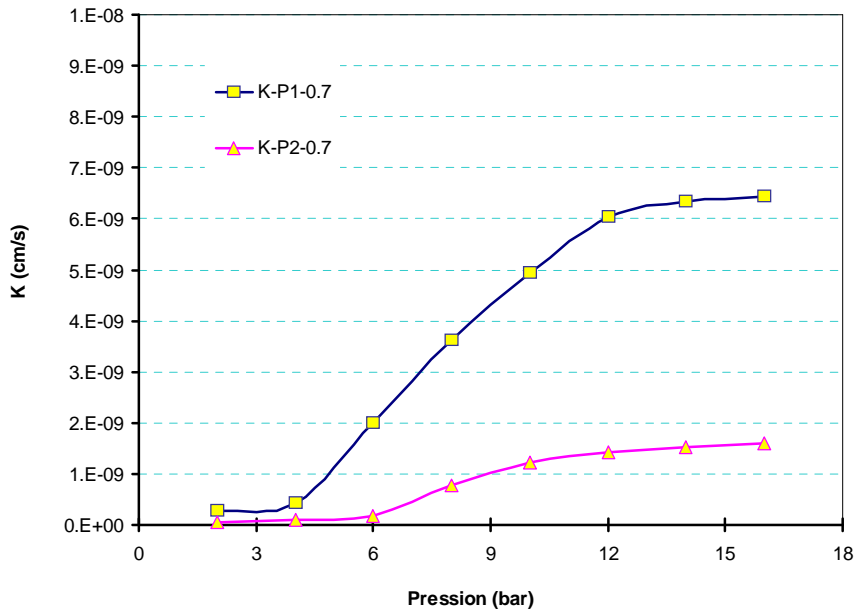


Figure 4.28 – Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.7\sigma_{max}$

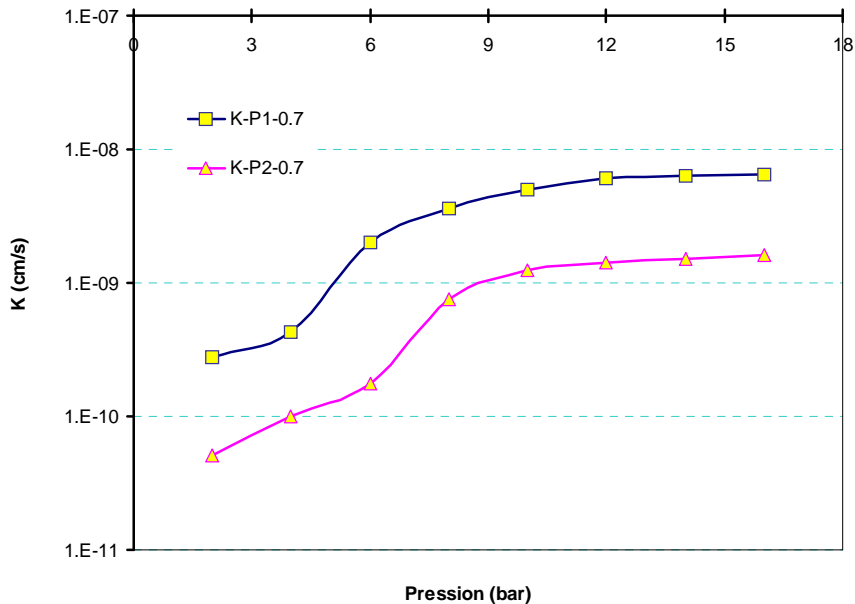


Figure 4.29 – Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.7\sigma_{max}$

La courbe d'évolution de la perméabilité comporte deux seuils, à partir de des quels, la perméabilité augmente plus au moins rapidement. Le seuil inférieur est approximativement égal à 4 bars et le seuil supérieur est approximativement égal à 12 bars pour la direction P1. Pour la direction P2, ces deux seuils sont respectivement égaux à 6 et 10 bars.

Quand la contrainte appliquée augmente, les seuils supérieurs ont tendance à diminuer tandis que les seuils inférieurs ont tendance de augmenter (Figures 4.30, 4.31, 4.32 et 4.33). Pour les pressions d'eau se trouvant entre les seuils supérieur et inférieur, l'évolution de la perméabilité selon la direction P1 est plus grande que celle selon la direction P2. En de hors de ces deux seuils, l'allure des courbes d'évolution de la perméabilité à l'eau selon la direction P1 et la direction P2 est quasiment identique.

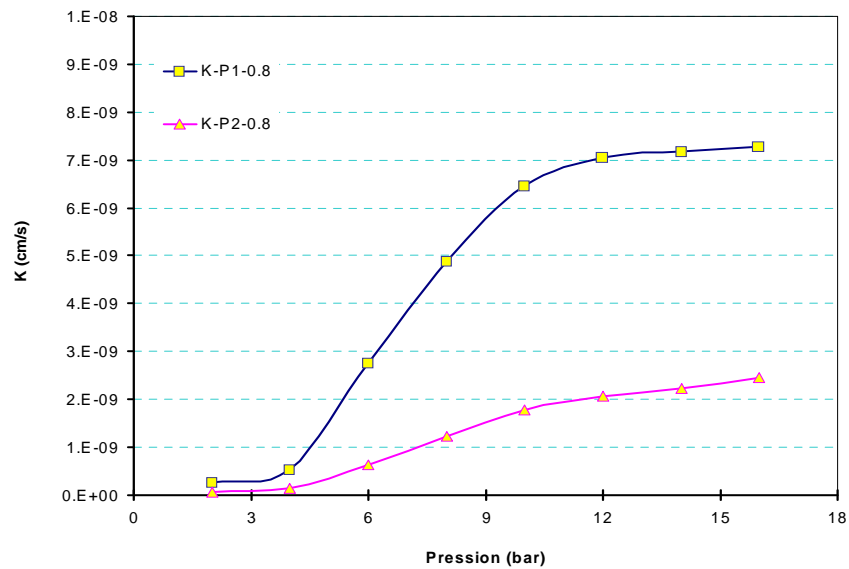


Figure 4.30 – Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.8\sigma_{max}$

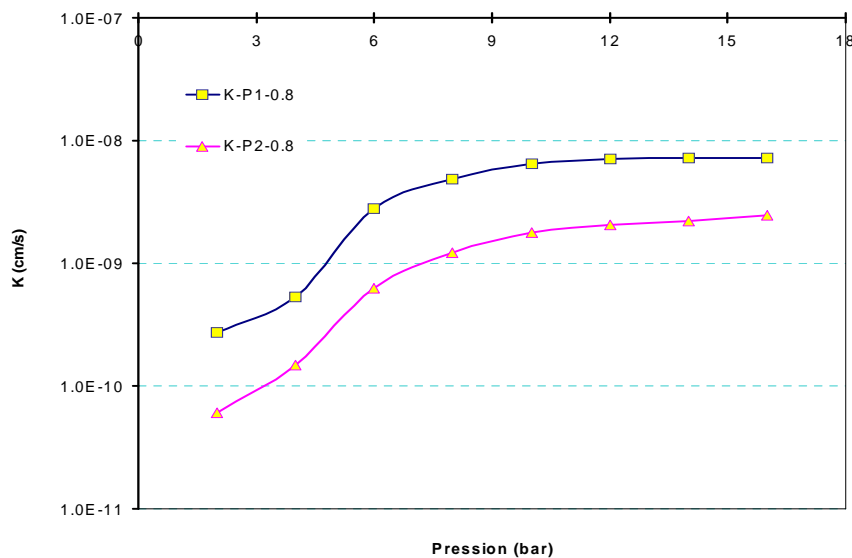


Figure 4.31 – Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.8\sigma_{max}$

Les Figures de 4.26 à 4.33 présentent des paliers supérieurs et inférieurs de la perméabilité à l'eau; ceux-ci correspondent aux pressions d'eau se trouvant hors de l'intervalle limité par les seuils supérieurs et les seuils inférieurs.

On peut premièrement expliquer le palier inférieur par notre processus d'essai pour mesurer la perméabilité à l'eau. On commence à appliquer d'abord les pressions inférieures à 4 bars pour le premier temps de mesure (16h par pression); dans cette étape, l'eau commence à pénétrer à travers le béton et à réagir avec la microstructure de celui-ci. Le temps nécessaire aux éprouvettes de s'imprégner d'eau est assez long et peut durer une grande partie des 16h considérées, alors que la perméabilité ne change pas beaucoup dans cette première étape de mesure. De plus, la basse pression de l'eau ne peut bien pas "nettoyer" la matrice de porosité du béton qui est fortement remplie de produits engendrés par les réactions entre l'eau et la microstructure du béton.

A partir de la pression de 4 bars, l'écoulement de l'eau à travers le béton est plus stable et continu. La pression d'eau située dans l'intervalle limité par le seuil inférieur et le seuil supérieur est suffisante pour augmenter la connectivité et la porosité du béton et ainsi faciliter l'écoulement de l'eau dans l'éprouvette de béton. Par conséquent, la perméabilité du béton à l'eau dans cette étape augmente fortement en fonction de la pression d'eau appliquée. Il faut noter que l'influence de la contrainte préalablement appliquée est toujours considérable à cette étape, car accompagnée de l'action de l'eau, elle facilite l'augmentation de la matrice de porosité du béton. En effet, l'endommagement mécanique dans le béton augmente la perméabilité. La perméabilité pour un chargement $\sigma \geq 0.7 \sigma_{\max}$ est beaucoup plus grande que celle sous $\sigma < 0.7 \sigma_{\max}$ (Figures 4.34, 4.35).

Au niveau du palier supérieur, la pression trop forte de l'eau a tendance à créer de plus en plus produits minéraux dans la matrice du béton, dus aux réactivités entre l'eau et la microstructure du béton. Ces "poudres de béton" obturent la matrice de porosité du béton et donc diminue la perméabilité du béton à l'eau. Plus l'endommagement du béton est grand, plus les poudres de béton se produisent et donc plus le seuil du palier supérieur apparaît tôt (Figures 4.34, 4.35).

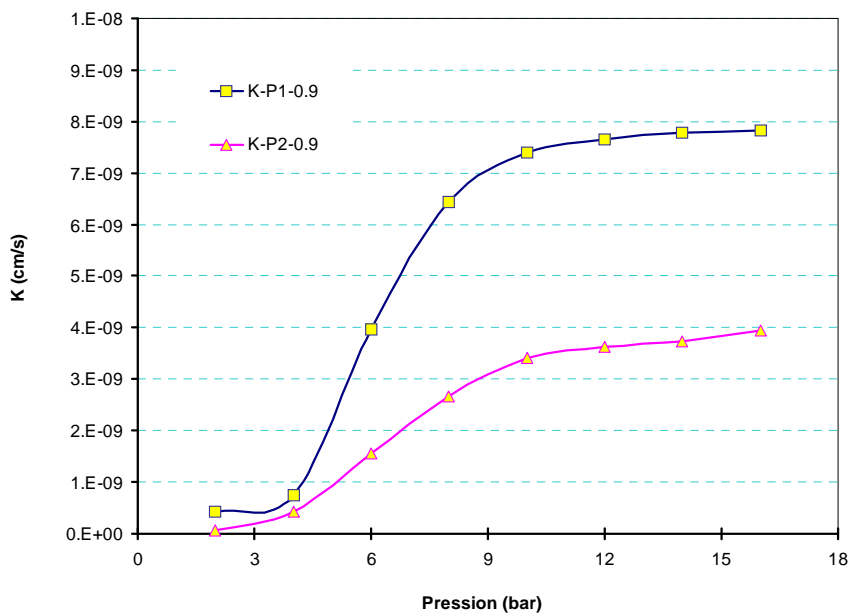


Figure 4.32 – Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.9 \sigma_{\max}$

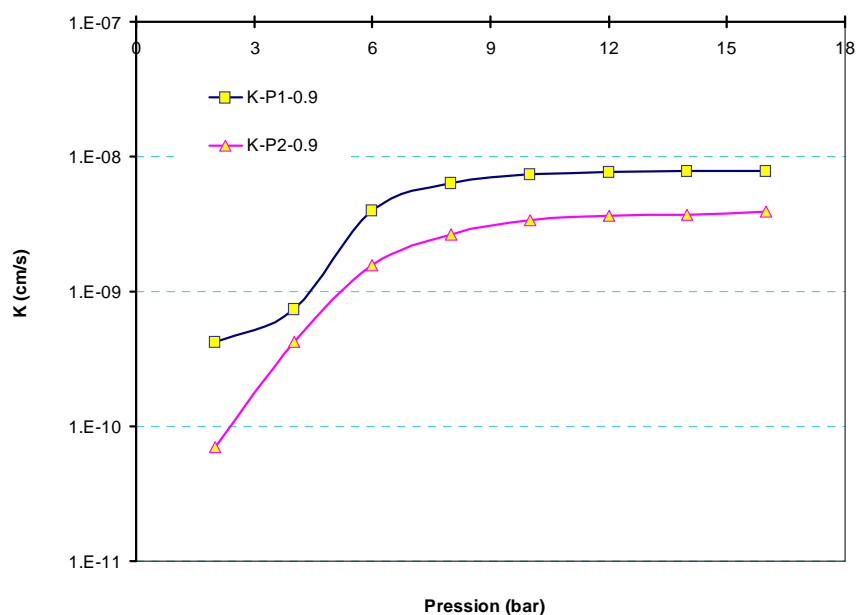


Figure 4.33 – Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau pour $\sigma = 0.9\sigma_{max}$

Les Figures de 4.26 à 4.33 tout comme les Figures 4.34 et 4.35 représentant les évolutions de la perméabilité en fonction de la pression d'eau mettent en évidence les influences de la direction de mesure et de la contrainte préalablement appliquée sur la perméabilité à l'eau.

Concernant la différence de la perméabilité à l'eau selon les deux directions considérées P1 et P2, les Figures 4.34 et 4.35 montrent que les valeurs de la perméabilité selon la direction de compression P1 sont considérablement plus grandes que celles obtenues selon la direction latérale P2 et ce pour différents niveaux de contrainte préalablement appliquée. Cela démontre que les facteurs primaires comme la porosité, la tortuosité, la connectivité du béton selon la direction de chargement sont fortement influencés par la contrainte appliquée, tandis que cette influence selon la direction latérale est plutôt modérée. En effet, la connectivité et la porosité du béton selon la direction latérale P2 ont tendance de se contracter sous l'action de la contrainte de compression verticale tandis que la matrice de porosité du béton grandit due aux effets de la contrainte de traction selon la direction P1. La perméabilité selon la direction P1 est donc plus importante que celle selon la direction latérale P2.

En se basant sur ces figures, on propose un seuil commun pour les évolutions de la perméabilité à différentes pressions d'eau: le seuil inférieur est approximativement égal à 4 bars et le seuil supérieur est approximativement égal à 9 bars.

Les Figures 4.34 et 4.35 montrent aussi que les valeurs obtenues de la perméabilité à l'eau du béton se trouvent dans l'intervalle de 10^{-11} à 10^{-8} cm/s (soit de 10^{-20} à 10^{-17} m² quand on tient compte de la viscosité dynamique μ de l'eau dans la formule (4.3)). En comparant avec les valeurs de la perméabilité au gaz du même béton M30 (Tableau 4.5), on trouve que la perméabilité au gaz est approximativement de deux ordres de grandeur plus importante que la perméabilité à l'eau. Cette différence entre la perméabilité au gaz et celle à l'eau peut

s'expliquer par la réactivité de l'eau avec le milieu poreux du béton ainsi que l'effet de la succion capillaire qui font diminuer la porosité du béton mouillé.

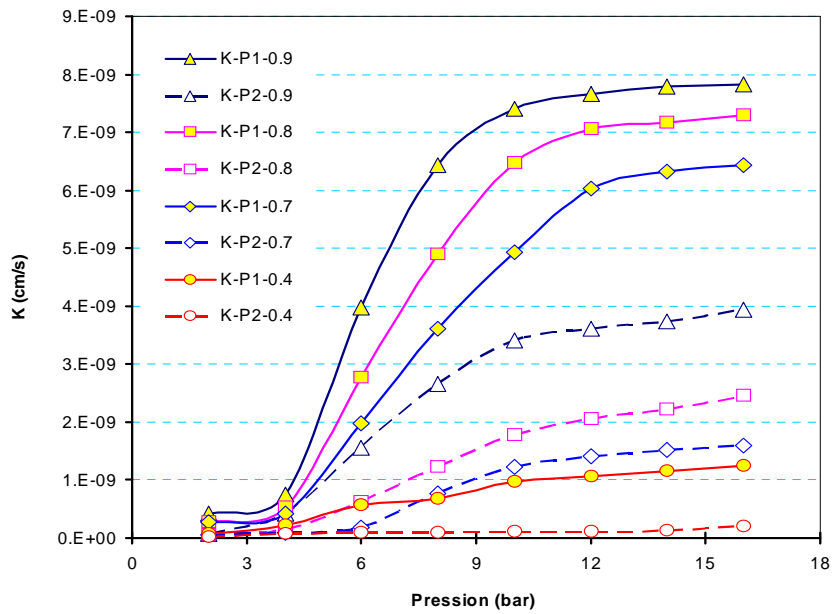


Figure 4.34 – Variation de la perméabilité en fonction de la pression d'eau

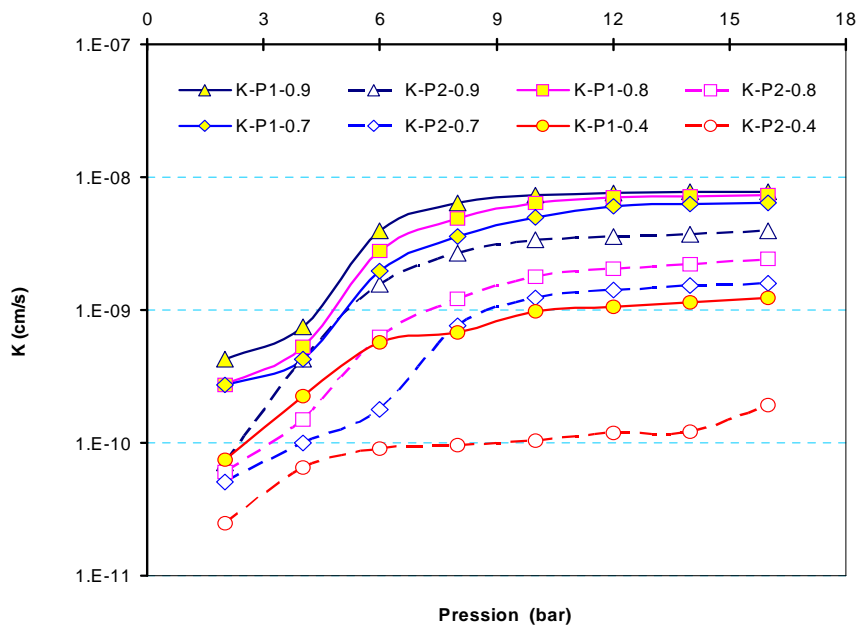


Figure 4.35 – Variation de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la pression d'eau

Pour le béton considéré M30, la perméabilité initiale au gaz K_0^{gaz} à température ambiante est proche de la valeur de référence égalant à 10^{-17} m^2 . On peut donc prendre la valeur de la

perméabilité initiale à l'eau K_o^{eau} de ce béton: $K_o^{\text{eau}} \approx 10^{-19} \text{ m}^2$ ou bien 10^{-11} cm/s . Cette considération est bien en accord avec l'idée de plusieurs auteurs dans la littérature.

Sur les Figures 4.36 à 4.37, on représente les évolutions de la perméabilité à l'eau du béton considéré en fonction de la contrainte relative préalablement appliquée $\sigma/\sigma_{\text{max}}$. Les évolutions de la perméabilité selon les deux directions considérées P1 et P2 sont représentées séparément sur ces deux figures.

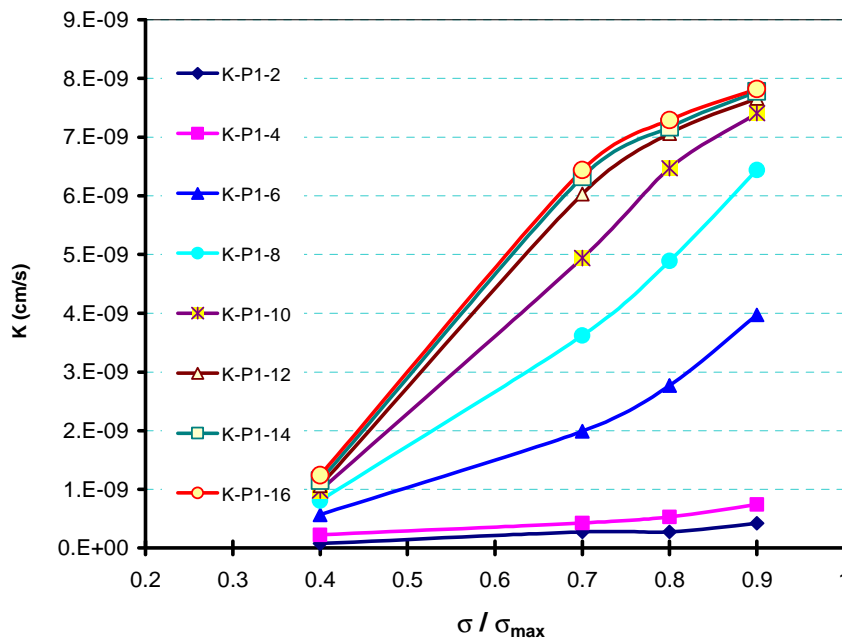


Figure 4.36 – Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte relative (direction P1)

On constate que le seuil $\sigma \approx (0.4 - 0.5)\sigma_{\text{max}}$ marque une augmentation forte de la perméabilité à l'eau du béton quand les pressions d'eau appliquées sont suffisamment grandes (≥ 6 bars). Ce seuil est en accord avec le résultat de Kermani (1991). Cette observation démontre que la contrainte préalablement appliquée au béton a des effets sur la microstructure de celui-ci. Ce sont ces effets qui facilitent la pénétration de l'eau à travers le béton sous grande pression. Pourtant, on trouve aussi que la perméabilité augmente plus vite que précédemment quand $\sigma \geq 0.7\sigma_{\text{max}}$, c'est-à-dire que l'endommagement mécanique a toujours une grande influence sur la perméabilité.

Quand la pression est trop grande (> 10 bars), on trouve une convergence des courbes d'évolution de la perméabilité à l'eau à la courbe correspondant à la pression de 16 bars. Cette convergence coïncide totalement avec le palier supérieur de la perméabilité que l'on a déjà expliqué ci-dessus. Contrairement aux cas précédents, les courbes d'évolution de la perméabilité ne s'éloignent pas beaucoup du palier inférieur de la perméabilité.

Les deux seuils de la pression d'eau sont une fois de plus mis en évidence sur la Figure de 4.36. En effet, pour une pression d'eau inférieure à 4 bars ou supérieure à 10 bars, la perméabilité ne varie pas beaucoup. Pour la pression d'eau se trouve dans l'intervalle de 4 bars à 10 bars, la distribution des courbes d'évolution de la perméabilité est étendue.

Sur les Figures 4.36 et 4.37, on trouve également une différence entre l'allure des courbes d'évolution de la perméabilité du béton selon la direction P1 et la direction P2 lorsque la pression d'eau est grande (> 10 bars) et $\sigma \geq 0.7\sigma_{\max}$. La perméabilité selon la direction P2 continue à augmenter plus vite, tandis que la perméabilité selon la direction P1 augmente plus lentement par rapport à la phase précédente. Cela signifie que l'endommagement mécanique du béton du à une forte pression de l'eau a des influences importantes sur la perméabilité selon les deux directions considérées. On suppose qu'il y a une grande quantité de poudres de béton qui se produit par réactivités de l'eau sous grande pression avec la matrice du béton selon la direction P1 car selon cette direction l'endommagement est plus grand que celui selon la direction P2. Ce sont ces poudres qui empêchent l'augmentation rapide de la perméabilité selon cette direction P1. Par contre, selon la direction P2, l'endommagement est plus petit, la quantité de poudres de béton est par conséquent petite et la perméabilité selon cette direction continue à augmenter rapidement.

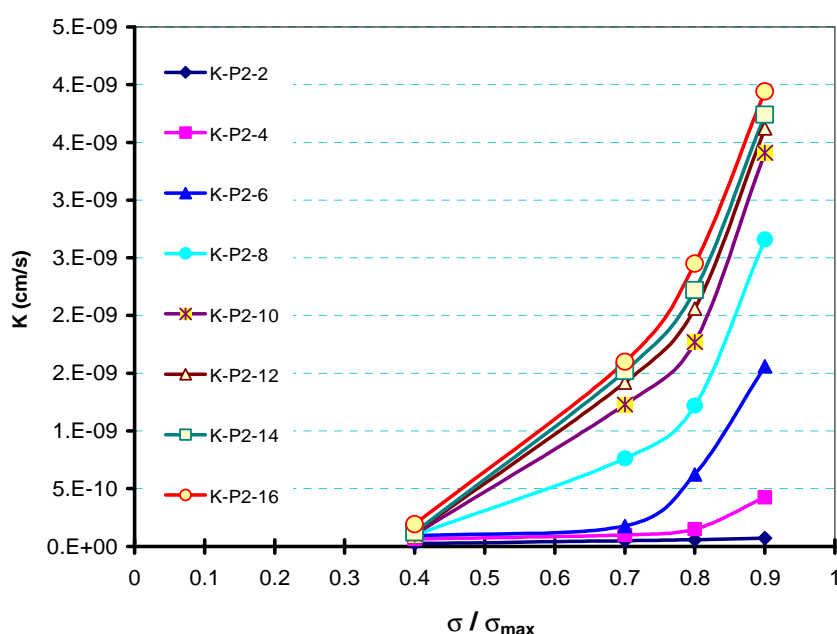


Figure 4.37 – Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte relative (direction P2)

4.4.4. Synthèse

La perméabilité à l'eau dépend fortement à la contrainte préalablement appliquée et la pression d'eau appliquée au cours des essais. Une pression d'eau trop basse ou trop élevée empêche l'augmentation rapide de la perméabilité du béton. Le début de l'endommagement du béton marque aussi l'augmentation rapide de la perméabilité à l'eau comme de la perméabilité au gaz. La perméabilité à l'eau du béton selon la direction de compression P1 est plus grande que celle selon la direction latérale P2. La perméabilité à l'eau varie de 10^{-11} à 10^{-8} cm/s correspondant à un intervalle de 10^{-20} à 10^{-17} m².

La perméabilité à l'eau du béton est plus petite que celle au gaz du même béton. On a montré un écart de deux ordres grandeurs entre ces deux valeurs. On a montré aussi que la perméabilité initiale du béton au gaz $K_0 \approx 10^{-17}$ m², alors qu'on peut prendre la valeur initiale de la perméabilité à l'eau du béton $K_0 \approx 10^{-19}$ m² = 10^{-11} cm/s.

4.5. CONCLUSION DU CHAPITRE IV

Dans ce chapitre, nous avons réalisé un programme d'essais pour déterminer la perméabilité à l'eau et au gaz du béton sous l'action de la contrainte et de la température.

Le béton typique M30 parmi six types de béton déjà considérés dans le chapitre II est utilisé dans ces essais. Les éprouvettes cylindriques creuses sont choisies pour la mesure de la perméabilité au gaz, tandis que les éprouvettes cubiques sont choisies pour la mesure de la perméabilité à l'eau.

Les résultats de la mesure de la perméabilité au gaz montrent que la perméabilité du béton reste presque constante quand la contrainte appliquée est approximativement inférieure à 70% de la contrainte maximale au pic. Pour un niveau de contrainte plus grand, on observe une forte augmentation des valeurs de la perméabilité en fonction du niveau de contrainte appliquée. Ces résultats sont bien en accord avec des résultats publiés dans la littérature par plusieurs auteurs.

La température n'a qu'une légère influence sur l'évolution de la perméabilité du béton au gaz. Cependant, cette influence n'entraîne pas une variation forte de l'évolution de la perméabilité du béton comme c'est le cas de la contrainte appliquée. La température de 150 °C montre une influence spéciale sur la matrice poreuse du béton au niveau microstructurel, qui fait que la vitesse d'évolution de la perméabilité à cette température est moins grande que celle à la température de 105°C, l'action en même temps de l'endommagement mécanique et l'endommagement thermique peut être considérée comme la raison de la redistribution de la matrice de porosité du béton. Notre observation est bien conforme avec les résultats de Choinska (2006).

Pour la perméabilité à l'eau, quant à elle, elle augmente considérablement en fonction de la pression de l'eau lors que l'écoulement de l'eau à travers du béton est stable et continu. Cependant, la pression d'eau trop grande (> 10 bar) accompagnant avec l'endommagement mécanique dans le béton ont des effets qui font diminuer la perméabilité à l'eau du béton. La contrainte préalablement appliquée a aussi de grandes influences sur la perméabilité à l'eau, notamment lors de l'apparition de l'endommagement mécanique dans le béton.

La perméabilité selon la direction de compression est plus grande que la perméabilité selon les directions latérales.

On constate que la valeur de la perméabilité au gaz du béton est environ cent fois supérieure à celle de la perméabilité à l'eau.

Les résultats d'essais de la perméabilité du béton dans ce chapitre seront la base du développement de modèle mécanique et thermo-mécanique pour évaluer numériquement la perméabilité du béton dans le chapitre V suivant.

CHAPITRE V

Modélisation de l'évolution de la perméabilité au gaz du béton sous l'action mécanique et de la température

CHAPITRE V

MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AU GAZ DU BETON SOUS L'ACTION MECANIQUE ET DE LA TEMPERATURE

5.1. LOIS D'INTERACTION PERMEABILITE-ENDOMMAGEMENT DU BETON

5.1.1. Introduction

La perméabilité du béton évolue avec sa micro-fissuration que nous représentons par la variable d'endommagement D . Nous avons montré dans le chapitre IV l'évolution de la perméabilité avec le niveau de contrainte, on souhaite de même montrer l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement, mais ceci s'avère très difficile au laboratoire car la mesure expérimentale de D n'est pas aisée.

Plusieurs lois d'interaction mécanique et thermo-mécanique de la perméabilité du béton ont été proposées par plusieurs auteurs dans la littérature. Comme nous l'avons déjà analysé dans le chapitre I, ces lois sont bien adaptées quand l'endommagement du béton reste homogène (endommagement diffus). Lorsque l'endommagement est important et la localisation de la déformation apparaît, l'application de ces lois dans la prédiction de la perméabilité du béton devient délicate car l'évolution de la perméabilité est soit trop rapide soit trop lente par rapport aux phénomènes observés. Choinska & al (2006) ont essayé de chercher une loi de raccordement pour décrire l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de l'endommagement quand le matériau passe de l'état sain à l'état totalement endommagé (rupture). Toutefois, cette loi n'est pas parfaite car l'auteur se base sur la loi Poiseuille (discontinue) pour représenter la perméabilité à travers le béton fissuré en fonction de l'endommagement (continu). Dans cette loi, l'effet de la constrictivité sur la perméabilité est alors négligé. De plus, la représentation complexe de cette loi ne facilite pas la détermination de ses paramètres. Pour ailleurs, la recherche d'une loi universelle pour tous les types de béton comme Picandet (2001) n'est pas bien appréciée car il convient de tenir compte des différentes caractéristiques des différents types de béton, notamment la différence entre les bétons ordinaires et les bétons à haute performance. Les méthodes d'établissement des lois phénoménologiques de la perméabilité en fonction du niveau d'endommagement posent des problèmes, car la mesure des valeurs de la perméabilité dans la phase post-pic du comportement du béton est très délicate à estimer car l'écoulement du fluide ne respecte plus l'hypothèse laminaire. En outre, la détermination expérimentale des valeurs de la variable d'endommagement est aussi assez délicate et peut conduire à une imprécision sur la détermination des relations entre la perméabilité et l'endommagement.

Dans cette partie, nous proposons tout d'abord une loi d'évolution de la perméabilité au gaz du béton en fonction de l'action mécanique, basée sur les résultats d'essais que nous avons obtenus au chapitre IV. D'autres résultats expérimentaux publiés dans la littérature sont aussi consultés. Dans cette loi, l'évolution de la perméabilité est représentée en fonction de l'endommagement diffus du béton et peut être considérée séparément pour différents types de béton, notamment pour le béton ordinaire (BO) et pour le béton à haute performance (BHP). L'évolution de la perméabilité selon la loi proposée est d'abord comparée à celle obtenue par d'autres lois déjà proposées dans la littérature. Ensuite, une extension de la loi proposée est effectuée pour vérifier la valeur de la perméabilité à travers le béton fissuré. La

loi discontinue de la perméabilité de Poiseuille est utilisée dans le calcul de la valeur de référence pour vérifier la valeur critique de la perméabilité quand la variable d'endommagement D égale à 1. La validation de cette loi par nos résultats d'essais est réalisée pour vérifier l'évolution de la perméabilité au gaz en fonction de l'endommagement du béton considérée M30. Nous proposons aussi un processus pour déterminer, à partir des résultats d'essais, les paramètres matériels de la perméabilité dans la phase pré-pic du comportement du béton. Pour tenir compte de l'influence de la température sur la perméabilité, nous proposons une loi thermo-mécanique de la perméabilité en couplant la loi mécanique proposée avec la loi thermique de Choinska (2006). Des exemples de simulation numérique de la perméabilité structurelle du béton sont finalement effectués pour valider des lois déjà proposées.

5.1.2. Proposition d'une loi couplant la perméabilité et l'endommagement du béton

Plusieurs lois d'interaction couplant la perméabilité au gaz et l'endommagement du béton ont déjà été proposées dans la littérature. Les plus connues et récentes sont les lois de Bourdarot (1999), Picandet (2001), Gawin (2003) et Choinska (2006).

Bourdarot (1999) a proposé une loi couplant la perméabilité et l'endommagement où la perméabilité est calculée en fonction de la perméabilité initiale K_0 (matériau sain), la perméabilité ultime K_u (matériau complètement détérioré) et l'endommagement du béton D : $K = K_0(K_u/K_0)^D$. L'inconvénient de cette loi réside dans la difficulté à déterminer de façon précise la perméabilité ultime K_u .

Gawin (2003) a proposé une loi assez simple de l'interaction entre la perméabilité et l'endommagement du béton: $K = K_0 10^{A_D D}$ avec le paramètre $A_D \approx 4$. Cette loi est valable pour l'endommagement diffus, lors que l'endommagement devient localisé, l'évolution de la perméabilité selon cette loi est trop lente par rapport avec l'évolution observée.

Picandet (2001) a proposé une loi de type exponentielle: $K = K_0 \exp[(\alpha D)^\beta]$, où $\alpha = 11.3$ et $\beta = 1.64$ sont des paramètres matériels obtenus des bétons de résistance en compression f'_c plus grande de 60 MPa, K_0 la perméabilité initiale et D l'endommagement. Cette loi est satisfaisante lorsque l'endommagement du béton est diffus. Lorsque l'endommagement devient localisé, l'évolution de la perméabilité selon cette loi est trop rapide par rapport avec l'évolution observée.

Choinska (2006) a modifié la loi de Picandet (2001) pour le béton ordinaire. Les paramètres matériels de cette loi sont alors: $\alpha = 6.2$ et $\beta = 1.7$. Cette loi de Choinska suit la loi de Gawin lorsque l'endommagement reste homogène. Cependant, quand l'endommagement est plus important, l'évolution de la perméabilité selon cette loi est plus rapide que l'évolution souhaitée.

Pour pallier à ces inconvénients, Choinska (2006) a proposé une loi de raccordement qui relie l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus K_p (calculée selon la loi Picandet) et la valeur de la perméabilité calculée selon la loi Poiseuille K_f : $\log(K) = (1-D)\log(K_p) + D\log(K_f)$. Le but est d'avoir alors une représentation complète de l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement de l'état diffus à l'état localisé et notamment à l'état fissuré du béton. Cependant, cette approche présente quelques inconvénients compte tenu de la complexité de la formulation. De plus, elle suppose d'utiliser la valeur de la perméabilité calculée selon la loi discontinue de Poiseuille tout en la représentant dans une approche continue, pour laquelle la loi d'endommagement de Mazars est utilisée pour modéliser l'ouverture des fissures dans le béton. Enfin, la détermination des paramètres matériels de cette loi n'est pas aisée. Les résultats calculés de la perméabilité du béton selon cette loi de raccordement ne sont pas convaincants. Il convient donc de bien

discuter l'utilisation de cette loi de raccordement dans l'estimation de l'évolution de la perméabilité du béton.

En analysant les inconvénients des diverses lois proposées dans la littérature, nous avons eu l'idée de chercher une loi continue qui peut représenter précisément l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de l'endommagement non seulement quand celui-ci est diffus mais aussi quand il devient localisé. De plus, la formule de représentation de cette loi doit être simple et facile à caler à partir du travail expérimental dans la phase pré-pic du comportement du béton, phase durant laquelle l'hypothèse laminaire de l'écoulement du gaz est satisfaite. La valeur approximative de la perméabilité calculée selon la loi discontinue de Poiseuille par l'approche continue utilisant la loi d'endommagement non-local de Mazars n'est prise que comme une valeur de référence. Cette dernière permet de vérifier la valeur critique de la perméabilité du béton quand la variable d'endommagement D est égale à l'unité (le béton est fissuré).

Nous proposons donc une nouvelle formulation de type exponentielle couplant la perméabilité au gaz et l'endommagement du béton dans l'esprit de la loi de Picandet et pour la quelle l'interaction de la perméabilité et de l'endommagement diffus du béton est représentée comme suit:

$$K = K_0 \alpha \exp(\beta D) \quad (5.1)$$

où K est la perméabilité (m^2), K_0 est la perméabilité initiale (m^2), D est l'endommagement diffus et α et β sont des paramètres matériels.

Le calage de ce modèle sur les résultats expérimentaux de Picandet (2001) et Choinska (2006) donne (Figure 5.1)):

- + Pour le béton ordinaire BO (Choinska (2006)): $\alpha = 0.69$, $\beta = 11.232$.
- + Pour le béton à haute performance BHP (Picandet (2001)): $\alpha = 0.9644$, $\beta = 14.223$.

La formule (5.1) pour les deux cas ci-dessus est présentée sur la Figure 5.1, cette loi est comparée avec les lois de Picandet (2001), Gawin (2003) et Choinska (2006), ainsi qu'avec les résultats d'essais de Picandet et Choinska.

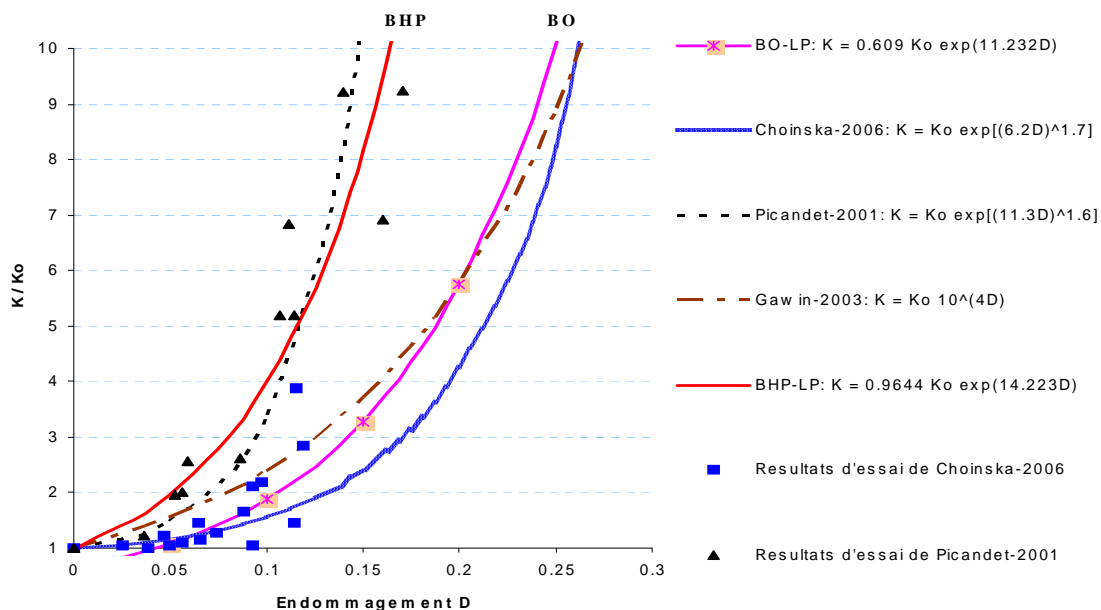


Figure 5.1- Relations entre l'accroissement de la perméabilité et l'endommagement diffus (BO-LP: loi proposée (LP) pour BO; BHP-LP: loi proposée (LP) pour BHP)

Sur la Figure 5.1, on trouve que deux branches d'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus sont bien distinctes pour les deux types de béton: BO et BHP. Pour une même valeur de l'endommagement, l'accroissement de la perméabilité de BHP est plus important que celui de BO. La fragilité du béton peut être considéré comme la cause de cette différence. En effet, cette fragilité plus grande de BHP rend la propagation des microfissures plus rapide et par conséquent la connectivité puis la porosité du béton augmente plus vite, les valeurs de la perméabilité de BHP deviennent alors plus grandes. La loi proposée pour les deux types de béton est très proche de celles proposées par Choinska (2006), Gawin (2003) pour le BO et celle de Picandet (2001) pour le BHP.

On en déduit que l'endommagement diffus D varie de 0 à 0.15 pour les BHP et de 0 à 0.25 pour les de BO. L'intervalle de variation de l'endommagement diffus du BO est bien accord avec la constatation des résultats numériques de Chatzigeorgiou (2005) (Figure 1.57).

Pour vérifier l'évolution de la perméabilité pour un endommagement plus important, nous réalisons une extension de la loi proposée en se basant sur la loi discontinue de Poiseuille. Selon la théorie de la mécanique de l'endommagement non-local, la rupture du béton a lieu quand la variable d'endommagement $D = 1$. Dans ce cas la localisation de la déformation est maximale bien que le milieu de calcul reste toujours continu. En réalité, la rupture du béton entraîne une discontinuité du milieu et la perméabilité à travers un milieu fissuré est plus importante que la valeur à travers un milieu continu. La loi de Poiseuille permet d'évaluer une borne supérieure de la perméabilité du béton fissuré dans ce cas. Pour simplifier les calculs de la valeur de référence de la perméabilité, nous représentons la loi de Poiseuille en fonction de la variable d'endommagement D à l'image de Choinska (2006). Ainsi, une loi discontinue est représentée par des variables continues.

Nous supposons qu'il existe une équivalence entre la perméabilité à travers une macrofissure, dont l'ouverture est notée $[u]$ et la valeur d'endommagement dans une bande de largeur $h = \lambda l_c$ (Figure 5.2). (l_c est la longueur interne du modèle d'endommagement non-local de Mazars, λ est un coefficient que l'on peut prendre égale à 3).

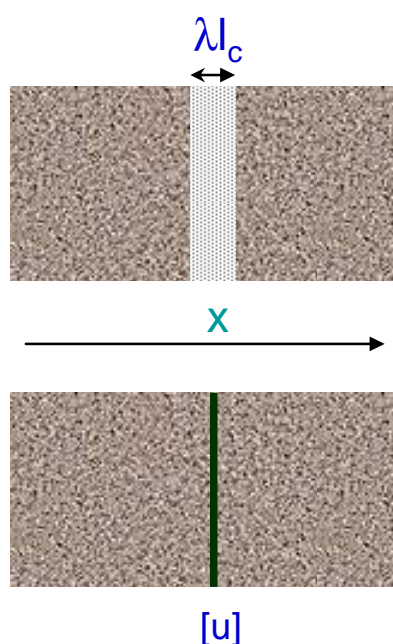


Figure 5.2 - Hypothèse de l'équivalence entre une bande de microfissures et une macrofissure

La loi de Poiseuille pour la perméabilité du béton K_f à travers une fissure unique d'ouverture $[u]$ est donnée par:

$$K_f = \frac{[u]^2}{12} \quad (5.2)$$

La largeur h de la bande des microfissures est proportionnelle à la longueur interne l_c utilisée dans le modèle d'endommagement non-local. L'ouverture de la macrofissure équivalente $[u]$ est calculée en cumulant des microfissures selon l'approche de l'endommagement non-local:

$$[u] = \int_0^{l_c} (\bar{\epsilon} - \epsilon_{D_0}) dx = (\bar{\epsilon} - \epsilon_{D_0}) \lambda l_c \quad (5.3)$$

où, ϵ_{D_0} est le seuil initial de l'endommagement et $\bar{\epsilon}$ est la déformation équivalente non-locale (formule (1.40) du chapitre I):

$$\bar{\epsilon}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \Psi(x-s) \tilde{\epsilon}(s) ds \quad (5.4)$$

Pour $\lambda \approx 3$ (Choinska (2006)), la formule (5.2) devient:

$$K_f = \frac{3l_c^2}{4} (\bar{\epsilon} - \epsilon_{D_0})^2 \quad (5.5)$$

Selon le modèle Mazars non-local (§ 1.3.2.2.1):

$$D_{T,C} = 1 - \frac{\epsilon_{D_0}(1 - A_{T,C})}{\bar{\epsilon}} - \frac{A_{T,C}}{\exp[B_{T,C}(\bar{\epsilon} - \epsilon_{D_0})]} \quad (5.6)$$

Pour simplifier la représentation de la déformation équivalente non-locale en fonction de l'endommagement D , on pose que $D = D_T$ et $A_T = 1$ quand le béton travaille principalement en traction et $D = D_C$ et $A_C = 1$ quand le béton travaille principalement en compression. On obtient alors:

+ Béton en traction:

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_{D_0} - \frac{\ln(1-D)}{B_T} \quad (5.7)$$

+ Béton en compression :

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_{D_0} - \frac{\ln(1-D)}{B_C} \quad (5.8)$$

La valeur de K_f est finalement représentée selon l'endommagement D :

$$K_f = \frac{3l_c^2}{4} \left(\frac{\ln(1-D)}{B_{T,C}} \right)^2 \quad (5.9)$$

La loi proposée pour le cas du béton en traction quand l'endommagement D tend vers 1 est comparée avec d'autres lois sur la Figure 5.3. Les paramètres d'endommagement du béton sont tout à fait identiques à ceux de Choinska (2006) lorsque: $B_T = 15600$ et $l_c = 0.02$ m. La perméabilité initiale K_0 est prise égale à 10^{-17} m^2 .

Sur la Figure 5.3, on trouve que les valeurs critiques de la perméabilité calculées par la loi (5.1) pour les deux types de béton considérés BO et BHP lors de l'endommagement total du béton ($D \approx 1$) sont plus proches de la valeur calculée selon la loi de Poiseuille (5.9) que les valeurs calculées par d'autres lois comme celles de Picandet, Choinska et Gawin.

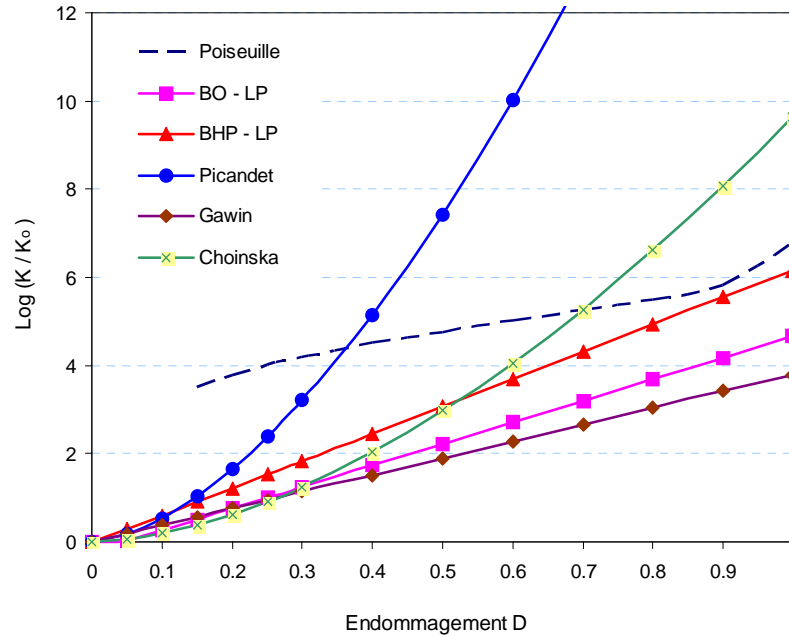


Figure 5.3 - Extension des lois proposées pour l'endommagement plus grand
 BO-LP (Loi proposée pour le béton ordinaire)
 BHP-LP (Loi proposée pour le béton à haute performance)

Il faut noter que sur la Figure 5.3, la partie de loi de Poiseuille correspondant à un endommagement $D < 0.9$ n'est pas à comparer avec la valeur critique des lois continues, car cette loi n'est considérée que pour un fort endommagement. L'erreur entre la valeur critique de la perméabilité du béton BHP et la valeur de référence peut être négligeable. Cependant, l'erreur entre la valeur critique de la perméabilité du béton ordinaire BO et la valeur de référence est encore assez grande. On suppose que cette erreur est due à la dispersion assez importante de la relation entre l'endommagement diffus et l'accroissement de la perméabilité au gaz du béton ordinaire que Choinska a obtenue (Figure 5.1). Cette grande dispersion nous donne les valeurs d'ajustement des coefficients α et β de la loi (5.1) peu précises.

5.1.3. Loi perméabilité – endommagement pour le béton M30

Le béton M30 déjà utilisé dans le chapitre IV est choisi dans cette partie pour valider la loi proposée. L'influence de la température n'est pas prise en compte ici ($T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$). Sur la Figure 5.4, on représente l'évolution de la perméabilité au gaz du béton en fonction de la contrainte relative σ/σ_{\max} à $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$. On trouve que, la perméabilité K reste presque constante lorsque $\sigma/\sigma_{\max} < 0.7$. Ainsi, par simplification, on peut considérer $K = K_0$ dans cette partie.

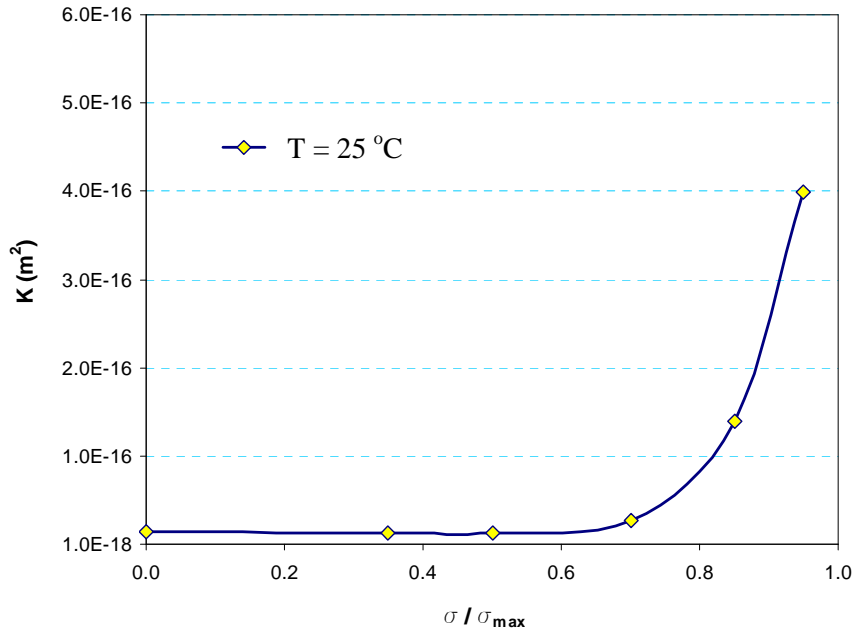


Figure 5.4 – Evolution de la perméabilité du béton au gaz à $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ avec la contrainte relative

Pour la partie de la courbe d'évolution de la perméabilité du béton correspondant à $\sigma/\sigma_{\max} \geq 0.7$, on constate qu'il y a deux types de fonction mathématique pouvant bien représenter l'évolution de la perméabilité du béton dans cette partie: l'une de type exponentielle et l'autre de type puissante. En ajustant la partie considérée avec ces deux types de fonction, on obtient les formules représentant l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte relative comme sur les Figures 5.5 et 5.6.

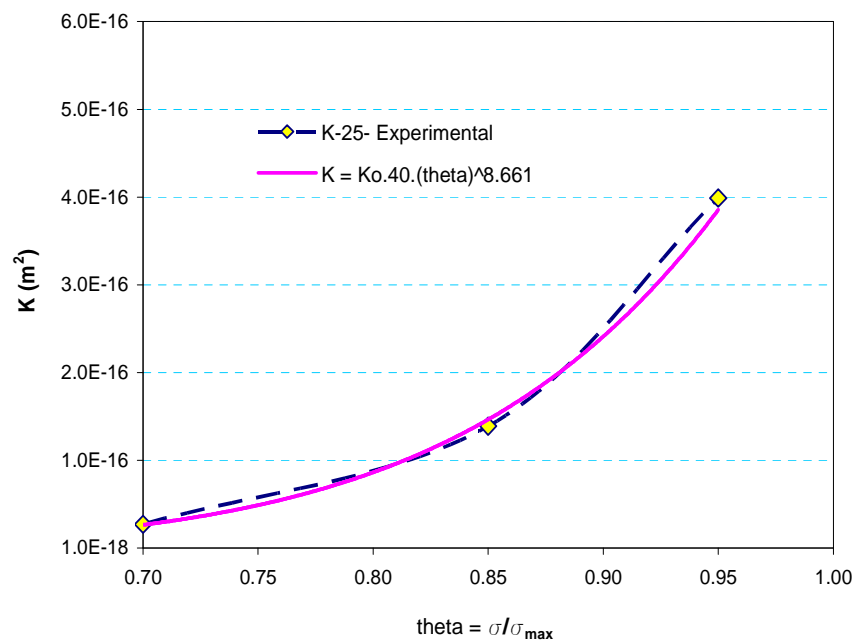


Figure 5.5 – Ajustement d'une fonction puissante de l'évolution de la perméabilité ($\theta \geq 0.7$)

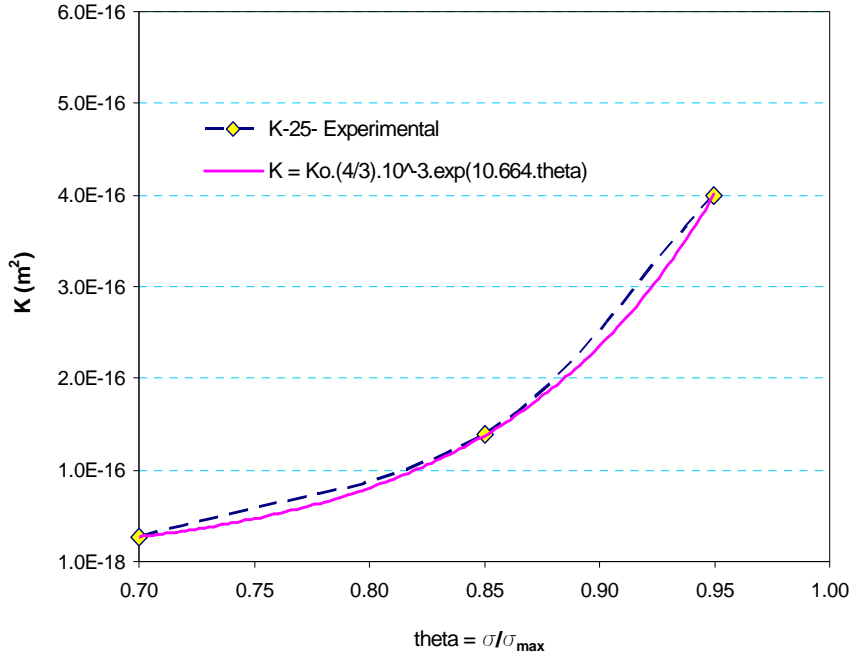


Figure 5.6 – Ajustement d'une fonction exponentielle de l'évolution de la perméabilité ($\theta \geq 0.7$)

Sur la Figure 5.5, la formule puissante obtenue est comme suit:

$$K = K_0 \cdot 40 \cdot \theta^{8.661} \quad (5.10)$$

Sur la Figure 5.6, la formule exponentielle obtenue est comme suit:

$$K = K_0 \cdot (4/3) \cdot 10^{-3} \cdot \exp(10.664 \theta) \quad (5.11)$$

Dans ces formules: K_0 est la perméabilité initiale du béton considéré $K_0 = 1.5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$, θ est la contrainte relative $\theta = \sigma/\sigma_{max} \geq 0.7$.

Lorsque la contrainte appliquée atteint la valeur maximale $\sigma = \sigma_{max}$, selon (5.10) et (5.11) on obtient les différentes valeurs maximale K_{max} de la perméabilité suivantes:

- + Selon (5.10): $K_{max} = 6 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$.
- + Selon (5.11): $K_{max} = 8.56 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$.

Ces valeurs de K_{max} sont des extrapolations des mesures expérimentales basées sur les deux formules (5.10) et (5.11).

Pour pouvoir établir la relation entre la perméabilité et l'endommagement diffus, nous nous basons sur les corrélations entre l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte pré-pic et celle en fonction de l'endommagement diffus. A partir de nos résultats représentés sur les Figures 5.4, 5.5 et 5.6 ainsi que les résultats expérimentaux de l'évolution de la perméabilité du béton de plusieurs auteurs de la littérature (Picandet (2001), Choinska (2006)...) on constate qu'il existe un intervalle de la contrainte pré-pic $[0.7\sigma_{max}, \sigma_{max}]$ où la variation de contrainte de $0.7\sigma_{max}$ à σ_{max} correspond à une variation de l'endommagement homogène (ou diffus) de 0 à 0.25. Ainsi, l'endommagement diffus dans le béton commence à partir d'une contrainte appliquée $\sigma = 0.7\sigma_{max}$ et atteint la valeur de 0.25 quand $\sigma = \sigma_{max}$. Ceci justifie l'observation d'une forte augmentation de la perméabilité du béton au gaz dans l'intervalle $[0.7\sigma_{max}, \sigma_{max}]$ due aux effets de l'endommagement diffus. Le seuil $D = 0.25$ ici

de l'endommagement diffus est une donnée phénoménologique que l'on retrouve dans la littérature (Figure 5.1). Il est à noter qu'une valeur plus précise du seuil de l'endommagement diffus peut être obtenue par des vérifications de benchmark via des simulations numériques selon les différents modèles d'endommagement du béton.

L'équivalence entre la contrainte pré-pic et l'endommagement diffus ainsi que la phase post-pic et l'endommagement localisé et la rupture est alors représentée sur la Figure 5.7.

Il faut noter que, sur la Figure 5.7, la notation de ϵ_{D_0} (la valeur positive) n'est que symbolique pour décrire le seuil d'endommagement. A partir de celui-ci, l'endommagement du béton débute, tandis que la valeur de l'abscisse ϵ est négative.

Selon Mazars (1984), la déformation équivalente lorsque le béton travaille en compression uni-axiale est donnée par:

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{2(\epsilon_2)^2} = -\nu\epsilon_1\sqrt{2} \quad (5.12)$$

où, $\epsilon_1 \equiv \epsilon$ sur la Figure 5.7 est la déformation négative selon la direction de compression, ϵ_2 est la déformation latérale positive et ν est le coefficient Poisson.

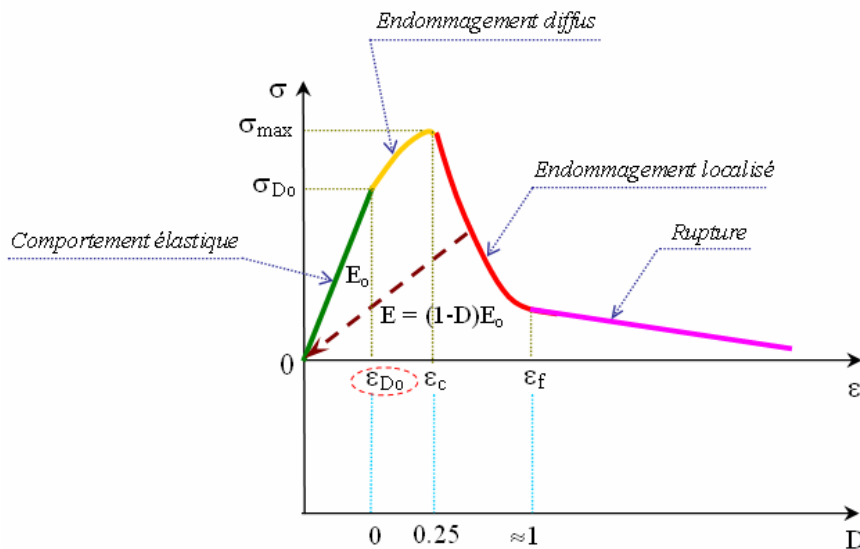


Figure 5.7 - Corrélation entre la contrainte pré-pic et l'endommagement diffus

L'endommagement du béton commence quand la déformation équivalente atteint le seuil initial de l'endommagement:

$$\tilde{\epsilon} = \epsilon_{D_0} \quad (5.13)$$

De (5.12) et (5.13), on a (avec $\nu = 0.2$, $\epsilon_1 \equiv \epsilon$ (Figure 5.7)):

$$\epsilon_{D_0} = -\nu\epsilon_1\sqrt{2} \approx -0.282\epsilon \quad (5.14)$$

Nos résultats d'essais ainsi que les résultats expérimentaux de la littérature (Picandet (2001), Choinska (2006)) montrent que la perméabilité augmente fortement dès l'initiation de l'endommagement pour le seuil de déformation uniaxiale:

$$\epsilon \approx (0.65 - 0.75) \epsilon_c. \quad (5.15)$$

Cette valeur du seuil de déformation uniaxiale correspond à la valeur de la contrainte $\sigma \approx 0.7\sigma_{\max}$ (Figure 5.7).

De (5.14) et (5.15), on a:

$$\varepsilon_{Do} \approx -0.2 \varepsilon_c \quad (5.16)$$

La valeur de ε_c est obtenue à partir des résultats expérimentaux et numériques (chapitre III) se trouvant dans l'intervalle de $2.0 \cdot 10^{-3}$ à $2.5 \cdot 10^{-3}$, soit $\varepsilon_{Do} \approx 0.4 \cdot 10^{-3} - 0.5 \cdot 10^{-3}$. En comparant avec les valeurs du seuil d'endommagement initial des bétons dans le Tableau 3.3, on trouve que le seuil d'endommagement en compression est plus petit que le seuil d'endommagement déduit des calages des poutres en flexion.

De cette corrélation entre la relation "contrainte relative – perméabilité" et la relation "endommagement diffus – perméabilité". On peut en déduire l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus à partir de la relation entre la perméabilité et la contrainte pré-pic.

En effet, lorsque la contrainte relative σ/σ_{\max} varie de 0.7 à 1, la perméabilité du béton varie d'une valeur minimale K_{\min} correspondant à $\sigma = 0.7\sigma_{\max}$ à une valeur maximale K_{\max} correspondant à $\sigma = \sigma_{\max}$. La valeur minimale que nous avons obtenue dans le chapitre IV (Tableau 4.5) $K_{0.7} = 2.8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$, est plus grande que la valeur initiale de la perméabilité $K_o = 1.5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. Cependant, par simplification, on peut prendre $K_{\min} = K_o = 1.5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. La valeur maximale est prise ici comme la valeur moyenne de deux valeurs maximales obtenues selon (5.10) et (5.11); on a donc: $K_{\max} = (6 \cdot 10^{-16} + 8.56 \cdot 10^{-16}) / 2 = 7.28 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$.

Pour déterminer les paramètres de la loi (5.1) pour le béton M30, on prend les deux bornes de la perméabilité comprenant la borne inférieure $K_{\min} = K_o$ et la borne supérieure $K_{\max} = 7.28 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ comme les conditions frontières de la formule (5.1); ces bornes correspondent respectivement à l'endommagement diffus minimal $D = 0$ et maximal $D_{\max} = 0.25$.

En remplaçant $K = K_o$ et $D = 0$ dans la formule (5.1), on obtient facilement la valeur du paramètre $\alpha = 1$. Puis, en remplaçant $\alpha = 1$ dans (5.1) lorsque $K = K_{\max}$, $D = 0.25$, on obtient $\beta = 15.529$.

La formule (5.1) pour le béton M30 devient alors:

$$K = K_o \exp(15.529 D) \quad (5.17)$$

Il faut noter que, si on utilise $K_{\min} = K_{(0.7)} = 2.8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ au lieu de $K = K_o = 1.5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$, puis qu'on remplace les deux conditions limites $K_{\min} = 2.8 \cdot 10^{-17}$ et $K_{\max} = 7.28 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ dans (5.1), on obtient un autre jeu des paramètres α et β : $\alpha = 1.86$ et $\beta = 13.03$. La formule (5.1) est alors:

$$K = K_o [1.86 \exp(13.03 D)] \quad (5.18)$$

Les deux formules (5.17) et (5.18) sont représentées sur la Figure 5.8.

Sur la Figure 5.8, on constate que la courbe d'évolution de la perméabilité (5.18) se situe plus haut que la courbe (5.17), l'écart maximal de $4 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ environ entre ces deux courbe se trouvant dans l'intervalle $D \in [0.14, 0.15]$ est de 2.73 fois plus grand par rapport à la perméabilité initiale K_o .

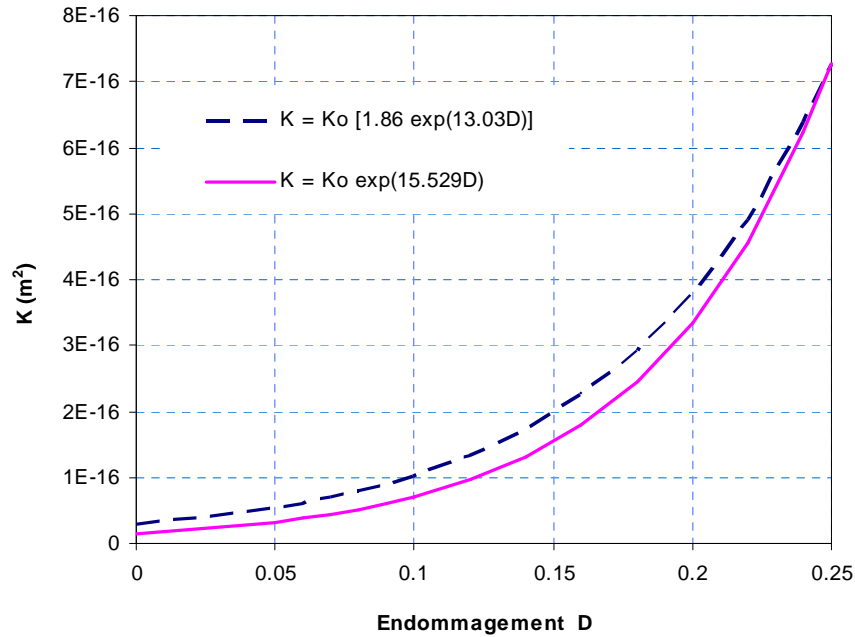


Figure 5.8 – Evolution de la perméabilité du béton en fonction de l'endommagement diffus

En comparant les accroissements de la perméabilité K/K_0 avec l'endommagement diffus obtenus par les formules (5.17) et (5.18), la loi de Picandet (2001) et la version modifiée de Choinska (2006) pour le béton ordinaire (Figure 5.9), on trouve que les accroissements de la perméabilité de notre proposition est plus rapide que celui de la loi de Picandet quand l'endommagement diffus $D \leq 0.15-0.16$, et se trouvent entre les lois de Picandet et Choinska lors que $0.15-0.16 < D < 0.25$. Notre résultat est différent de celui de Choinska à cause de la différence entre les valeurs de la perméabilité initiale K_0 utilisées dans la formule de représentation des lois: dans sa loi, Choinska prend $K_0 = 10^{-17} \text{ m}^2$ tandis que nous prenons $K_0 = 1.5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ (Tableau 4.5) dans notre proposition.

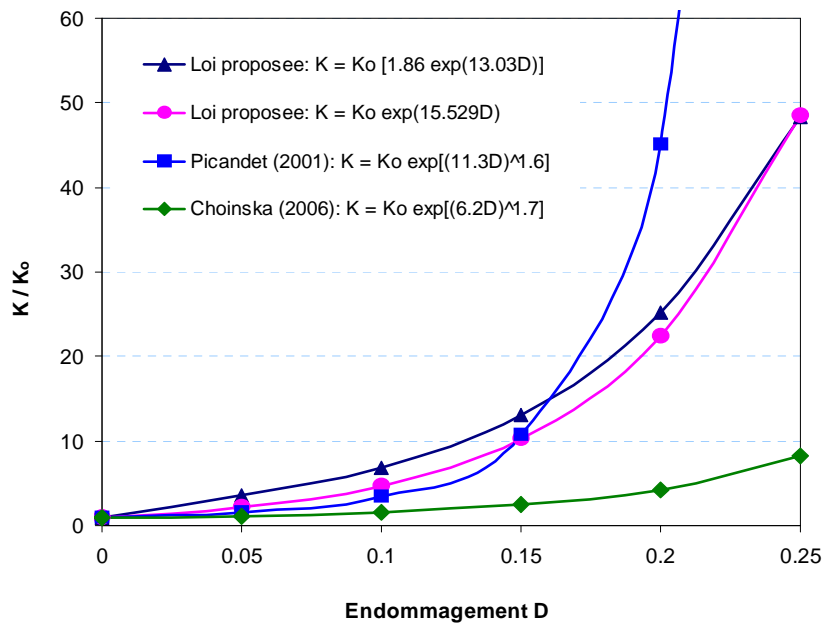


Figure 5.9 – Accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus

L'extrapolation des accroissements de la perméabilité selon les formules (5.17) et (5.18) lors de l'endommagement localisé est représentée sur la Figure 5.10. Les paramètres d'endommagement du béton M30 sont obtenus à partir du Tableau 3.3 du chapitre III pour le béton M30: $B_T = 15000$, $l_c = 0.02$ m et $K_o = 1.5 \cdot 10^{-17}$ m².

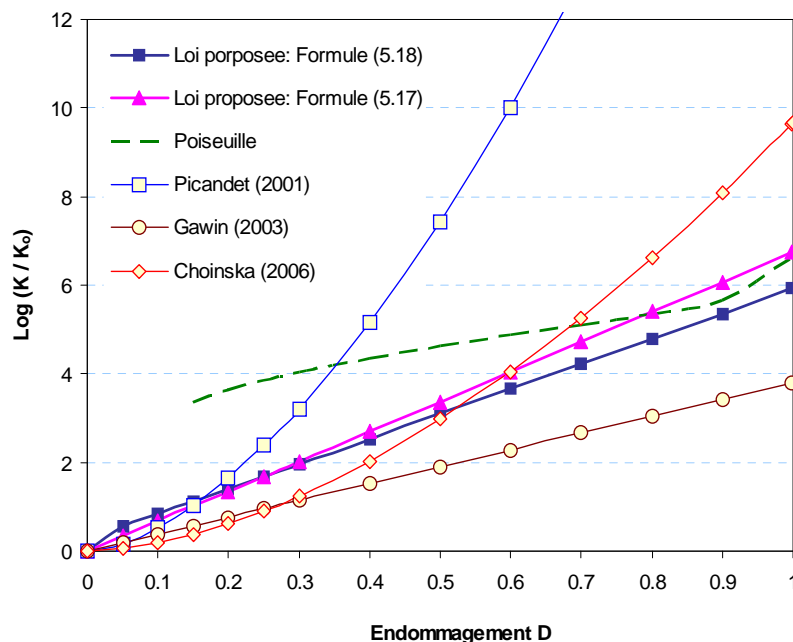


Figure 5.10 - Extension de la loi proposée pour l'endommagement plus grand (diffus et localisé)

La Figure 5.10 montre que les valeurs critiques de la perméabilité calculées selon la loi proposée (5.1) sont très proches de la valeur de référence calculée selon la loi de Poiseuille lorsque $D \approx 1$. L'accroissement de la perméabilité selon la loi de Picandet (2001) ou de Choinska (2006) est trop rapide. Les valeurs critiques de la perméabilité calculées selon ces lois sont toujours plus importantes que la valeur de référence. Au contraire, l'accroissement trop lent de la perméabilité selon la loi de Gawin (2003) donne une valeur critique considérablement plus petite par rapport avec la valeur de référence.

Il est difficile d'évaluer laquelle des formules (5.17) ou (5.18) est la meilleure, cependant, il semble que l'utilisation de la formule (5.17) est plus raisonnable car celle-ci supporte bien l'hypothèse que $K = K_o$ lorsque $\sigma < 0.7\sigma_{max}$; de plus, la valeur critique de la perméabilité selon (5.17) lorsque $D = 1$ est la plus proche de la valeur de référence. On prend alors désormais, la formule (5.17) comme la loi proposée (5.1) pour le béton M30.

Au plan théorique, la perméabilité au gaz du béton à travers de différentes parties d'une structure en béton sous l'action mécanique est déterminée séparément comme suit:

- + Pour le béton sain: $K = K_o$ - la perméabilité du béton sain.
- + Pour le béton endommagé: $K = K_D$ - la perméabilité du béton endommagé.
- + Pour le béton fissuré: $K = K_f$ - la perméabilité du béton fissuré.

Cependant, avec la démonstration de la possibilité d'application de la loi (5.1) pour l'endommagement localisé jusqu'à $D \approx 1$, la perméabilité du béton sous charge peut être calculée par une approche continue en utilisant les modèles d'endommagement du béton. Ainsi la perméabilité d'une structure en béton est déterminée comme suit:

- + Pour le béton sain: $K = K_0$ - la perméabilité initiale du béton.
- + Pour le béton endommagé: $K = K_D = K_0 \alpha \exp(\beta D)$.

Les valeurs des paramètres α et β sont facilement obtenus à partir des résultats de mesure de la perméabilité dans la phase pré-pic du comportement du béton et de la corrélation entre l'intervalle de variation entre l'endommagement diffus et la contrainte pré-pic. Les étapes pour obtenir les paramètres α et β suivent le processus que nous avons présenté ci-dessus pour le béton M30. L'extrapolation de ces résultats à la phase post-pic permet d'éviter les difficultés de mesure de la perméabilité dans cette phase.

5.1.4. Couplage perméabilité-température-endommagement du béton

Nous proposons une loi thermo-mécanique d'évolution de la perméabilité de type combinaison, tout comme la méthode de Gawin (2003) et celle de Choinska (2006). La perméabilité totale $K(D,T)$ sous l'action couplée thermo-mécanique est ainsi calculée de manière générale de la façon suivante:

$$K(D, T) = K_0 f(D) g(T) \quad (5.19)$$

où: K_0 est la perméabilité initiale ;

$f(D)$ est une fonction représentant l'influence de l'endommagement du béton sur la perméabilité totale. Sa forme est identique à la formule (5.1):

$$f(D) = \alpha \exp(\beta D) \quad (5.20)$$

avec $\alpha = 1$, $\beta = 15.529$ (formule (5.17)).

$g(T)$ est une fonction représentant l'influence de la température sur la perméabilité totale. On propose utiliser la fonction thermique proposée par Choinska (2006):

$$g(T) = \exp [C_T (T - T_0)] \quad (5.21)$$

avec $T_0 = 20^\circ\text{C}$, $C_T = 0.001$ (Choinska (2006)).

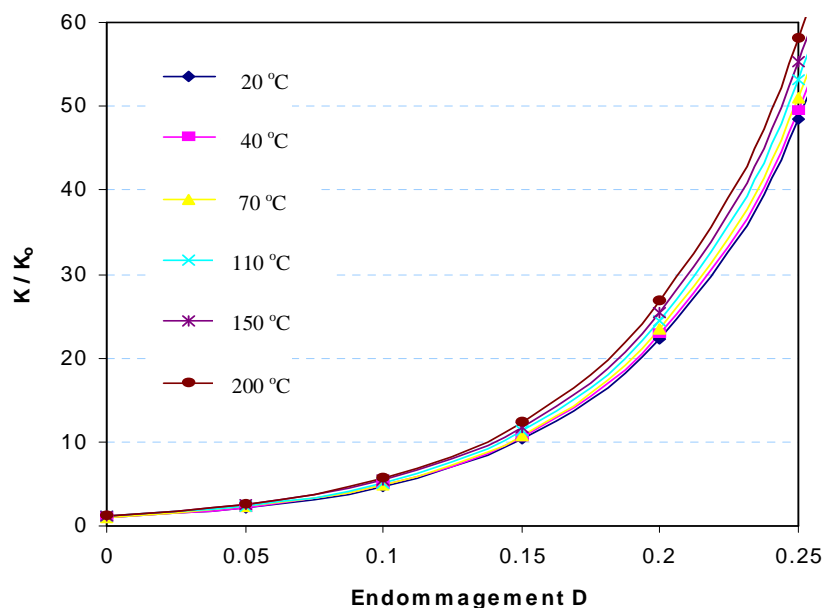


Figure 5.11 – Accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus pour différentes températures

L'accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement calculé selon (5.19) est représenté pour différentes températures sur les Figures 5.11 et 5.12.

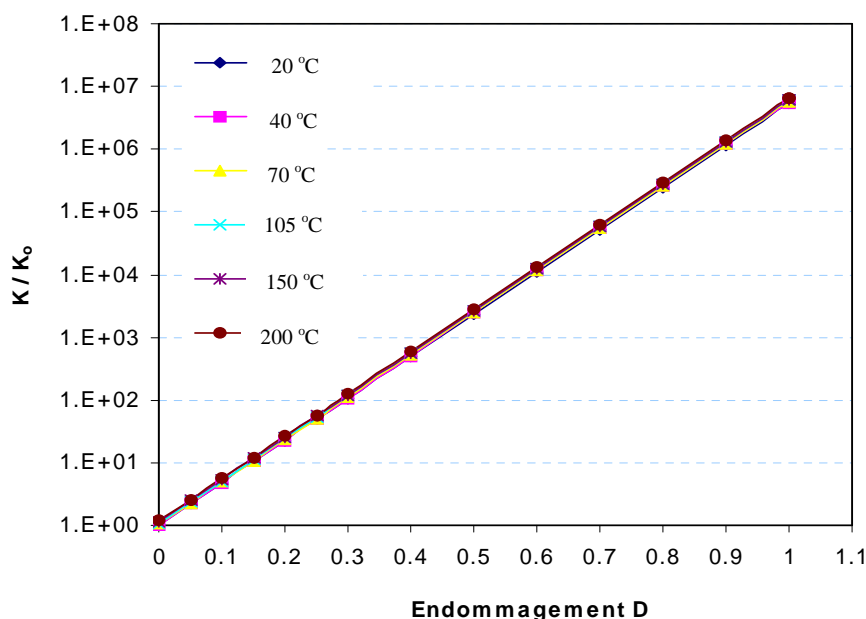


Figure 5.12 – Accroissement de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de l'endommagement pour différentes températures

Sur les Figures 5.11 et 5.12, on constate que la température influence peu la perméabilité du béton. En comparant avec l'influence de l'action mécanique (endommagement), l'influence de la température est très faible. Sur l'échelle logarithmique (Figure 5.12), les courbes d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement pour différentes températures coïncident. La formule (5.19) donne donc une conclusion que l'accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement du béton est quasi-indépendant à la température. Ces résultats vérifient bien notre conclusion du chapitre IV, ainsi que la conclusion de plusieurs auteurs dans la littérature comme Picandet (2001) et Choinska (2006), sur la quasi-indépendance de la perméabilité au gaz du béton avec la température lors de la détermination de la perméabilité sous l'action simultanée de la mécanique et de la température.

5.1.5. Exemples de calcul de l'évolution de la perméabilité dans les structures en béton

Dans cette partie, des simulations numériques sont réalisées pour valider la loi (5.1) en calculant la perméabilité au gaz de structures en béton sous chargement. On considère un disque en béton soumis à la traction par fendage (Figure 5.13a). Le béton est de marque M30, c'est-à-dire celui utilisé ci-dessus. Deux cales en acier sont utilisées aux points de contact supérieur et inférieur du disque, afin d'éviter des ruptures locales dues à la charge concentrée appliquée P . L'évolution de la perméabilité au gaz est simulée dans la direction axiale du disque.

Le maillage des éléments finis est représenté sur la Figure 5.13b. La loi d'endommagement non-local de Mazars est utilisée pour le béton. Les paramètres de cette loi sont donnés au Tableau 5.1.

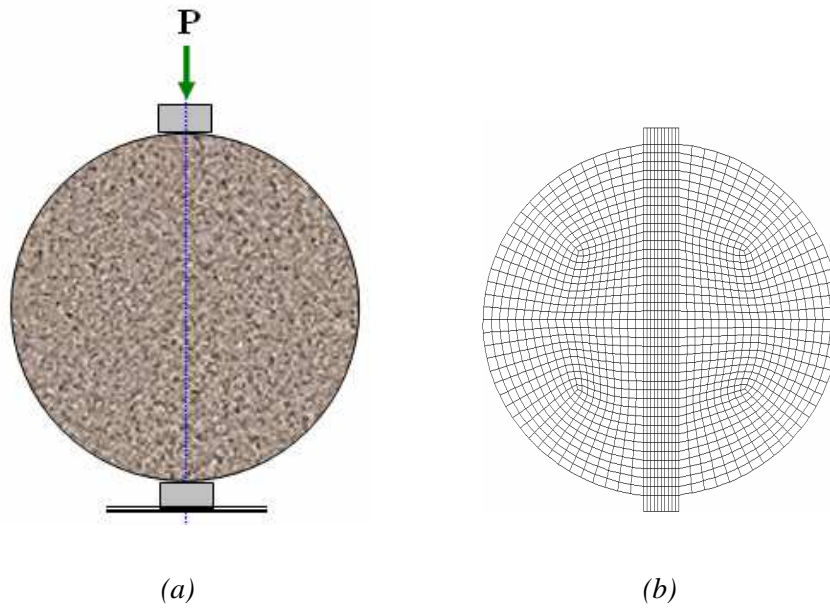


Figure 5.13 - Définition du disque en traction par fendage (a) et le maillage des éléments finis (b)

Tableau 5.1 – Les paramètres mécaniques du béton M30

E (Pa)	ν	A_T	B_T	A_C	B_C	ϵ_{D_0}	β	l_c (m)
$2.87 \cdot 10^{10}$	0.2	0.6	15000	1.2	1500	$0.7 \cdot 10^{-3}$	1	0.02

Une loi élastique est utilisée pour les cales d'acier. Le module de Young et le coefficient de Poisson valent respectivement $E = 30$ GPa et $\nu = 0.2$.

Les résultats numériques obtenus sont présentés sur les Figures 5.14, 5.15 et 5.16. La localisation de la déformation est bien illustrée à la Figure 5.14, où une fissure critique se développe le long de l'axe du disque. La position et la direction de cette fissure coïncident avec l'observation expérimentale de cet essai de laboratoire.

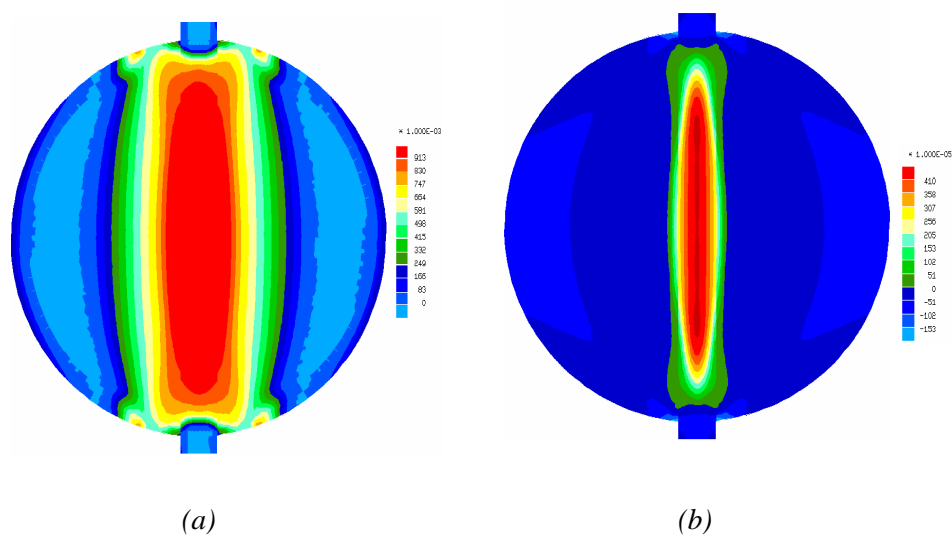


Figure 5.14 – Zones endommagées $D \in [0,1]$ (a), Zone de localisation de la déformation $\epsilon \in [-0.2\%, 0.46\%]$ (b)

Pour vérifier la convergence des réponses numériques, pour les relations entre la charge P et le déplacement vertical Dy et entre la charge P et le déplacement latéral Dx , nous avons utilisé différents nombres d'éléments finis pour quatre simulations du disque: 1625 EFs, 2745 EFs, 3413 EFs et 4965 EFs. Les résultats obtenus sur les Figures 5.15 et 5.16 montrent une bonne convergence des réponses numériques.

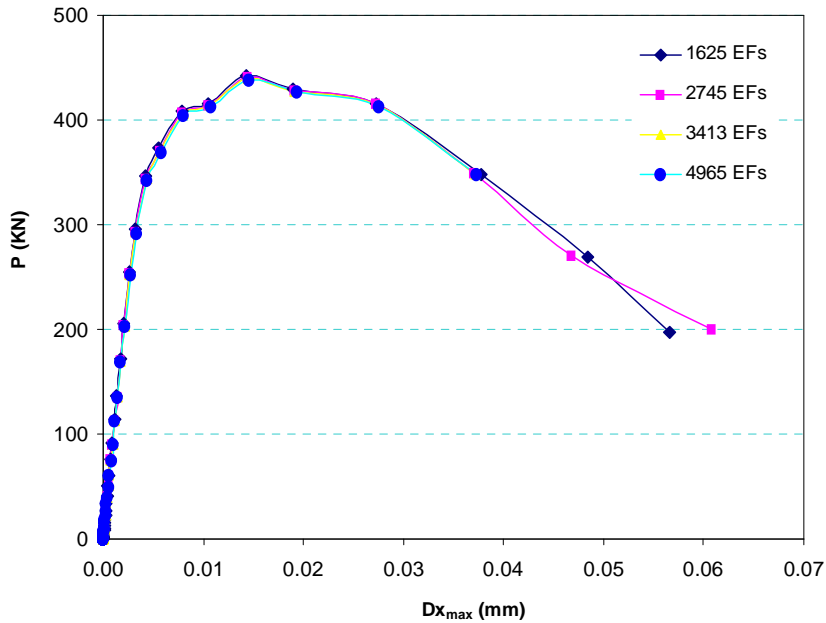


Figure 5.15 – Relation entre la charge P et le déplacement latéral maximal Dx_{max} pour différents maillages

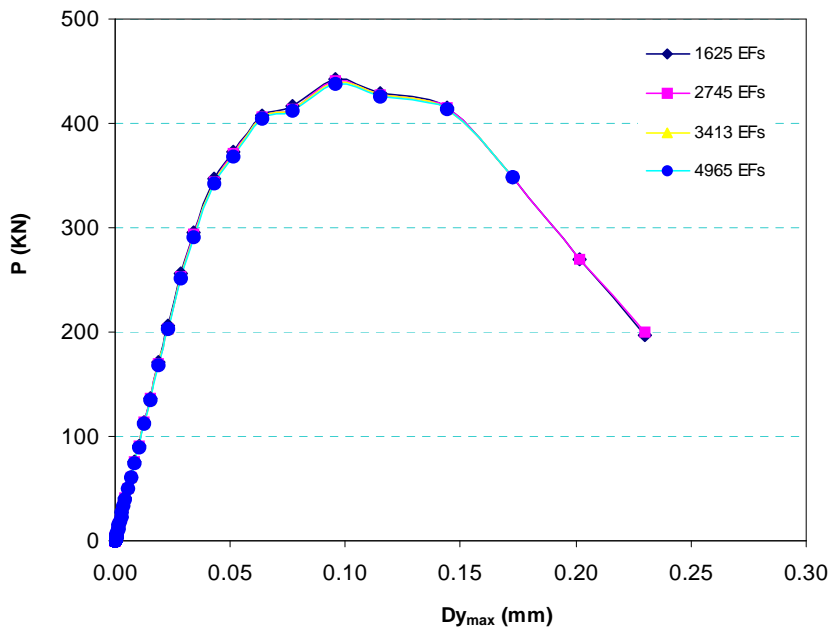


Figure 5.16 - Relation entre la charge P et le déplacement vertical maximal Dy_{max} pour différents maillages

La perméabilité du béton est calculée en fonction de l'endommagement D du disque selon la formule (5.1) pour le béton M30 avec les paramètres $\alpha = 1$, $\beta = 15.529$. Dans ces calculs, la perméabilité initiale K_o est prise égale à 10^{-17} m^2 .

La distribution de la perméabilité à travers des zones saines et des zones endommagées du disque pour un niveau d'endommagement maximal considéré $D_{\max} = 0.72$ est représentée sur la Figure 5.17.

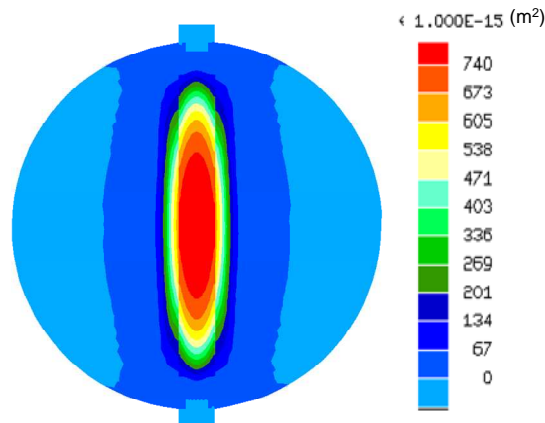


Figure 5.17 - Distribution des valeurs de la perméabilité à travers le disque en béton

Sur cette Figure, on constate une augmentation de la perméabilité du béton à partir de la valeur initiale $K_o = 10^{-17} \text{ m}^2$ jusqu'à une valeur maximale d'environ $8 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$, soit un accroissement de près de 5 ordres de grandeur. Cet accroissement vérifie bien l'évolution de la perméabilité relative présentée à la Figure 5.10 (Formule (5.17)).

Nous évaluons à présent la perméabilité moyenne K_{moy} du béton à travers le disque dans la direction axiale. Une moyenne pondérée en fonction des aires des zones saines et des zones endommagées du béton est utilisée (Choinska (2006)):

$$K_{\text{moy}} = \frac{K_o \cdot S_o + K_D \cdot S_D}{S_T} \quad (5.22)$$

- Où :
- K_{moy} est la perméabilité structurelle
 - K_o est la perméabilité initiale
 - K_D est la perméabilité à travers les zones endommagées
 - S_o est l'aire des zones saines ($D = 0$)
 - S_D est l'aire des zones endommagées
 - S_T est l'aire totale.

Le flux total de gaz K_T à travers le disque en béton est alors donnée par:

$$K_T = K_{\text{moy}} \cdot S_T \quad (5.23)$$

La valeur de K_T est prise comme la somme des flux dans différentes zones de l'ensemble de la structure sous chargement. C'est cette valeur qui est comparée aux résultats d'essais de perméabilité à travers des structures en béton.

Différents maillages sont comme précédemment utilisés afin de vérifier l'influence des aires des zones d'endommagement sur la perméabilité structurelle. Les évolutions des valeurs de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du maillage sont représentées sur les Figures de 5.18 à 5.25. On constate tout d'abord que la perméabilité moyenne ne dépend pas du nombre d'éléments finis.

Sur les Figures 5.18 et 5.19, on observe que la perméabilité moyenne K_{moy} ne varie pas beaucoup lorsque la charge P reste inférieure à 260 kN. Cette valeur de la charge correspond approximativement à $0.6 P_{max}$, un seuil déjà constaté auparavant et dans plusieurs résultats expérimentaux de la littérature. Après ce seuil, la perméabilité augmente fortement avec la charge appliquée P jusqu'à atteindre la valeur maximale P_{max} approximativement égale à 440 kN. Après ce pic, la charge diminue d'abord lentement, tandis que la perméabilité augmente toujours aussi vite. Puis, malgré la forte diminution de la charge, l'accroissement de la perméabilité diminue. Cet accroissement plus lent peut être expliqué par l'apparition de la localisation de la déformation. L'endommagement du béton augmente donc plus vite et le béton tend vers un état correspondant à l'apparition des macrofissures. Dès lors, vu l'apparition de ces macrofissures, la perméabilité devient la conductivité et reste donc quasiment constante.

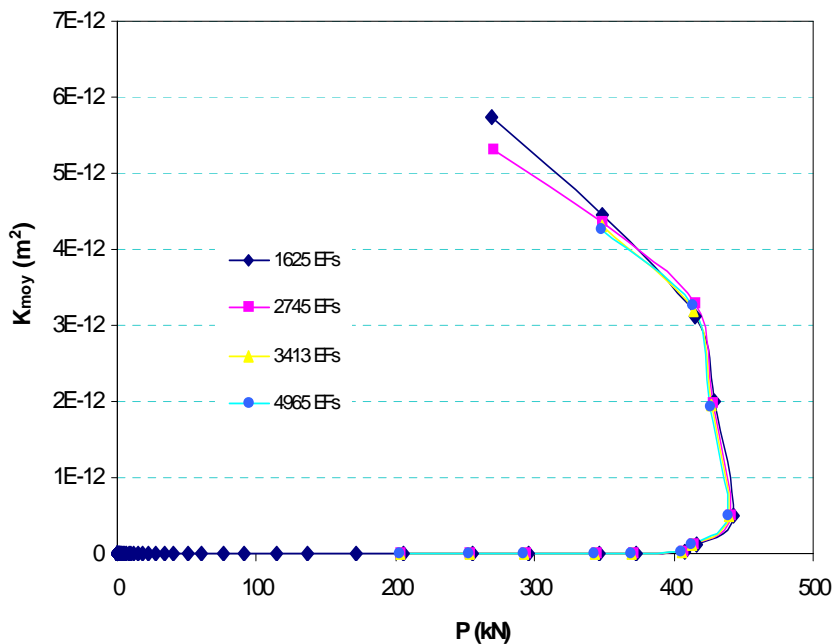


Figure 5.18 - Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de la charge appliqué P

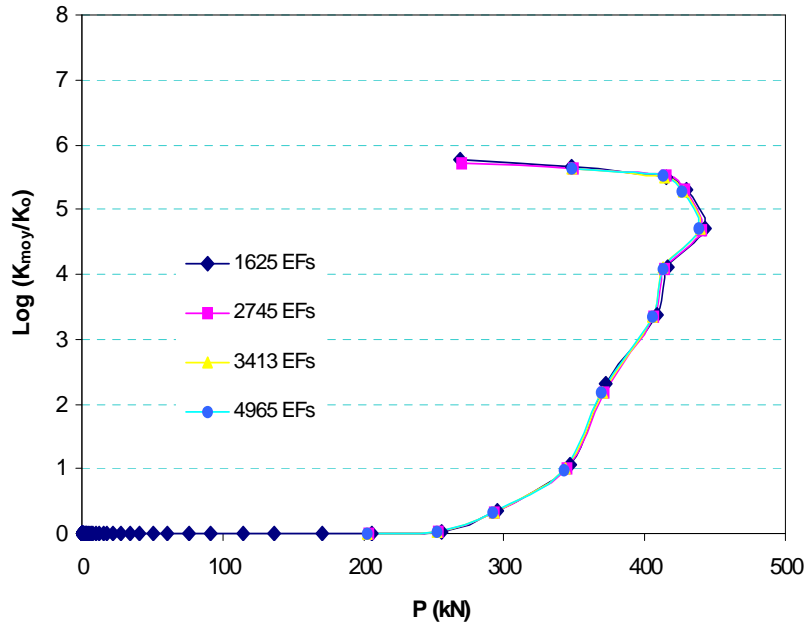


Figure 5.19 - Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de la charge appliquée P

Sur la Figure 5.20, l'accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de l'endommagement maximal D_{max} suit la même évolution que celui obtenu sur la Figure 5.10. L'augmentation de perméabilité lorsque le béton est totalement endommagé ($D = 1$) est de six ordres de grandeur. Sur la Figure 5.21, la valeur maximale de la perméabilité moyenne est approximativement égale à $6 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$.

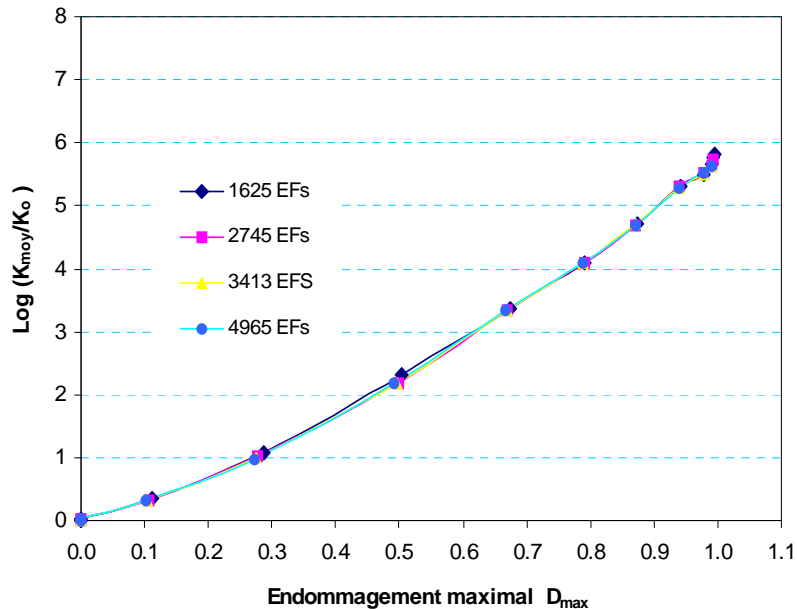


Figure 5.20 - Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de l'endommagement maximal D_{max}

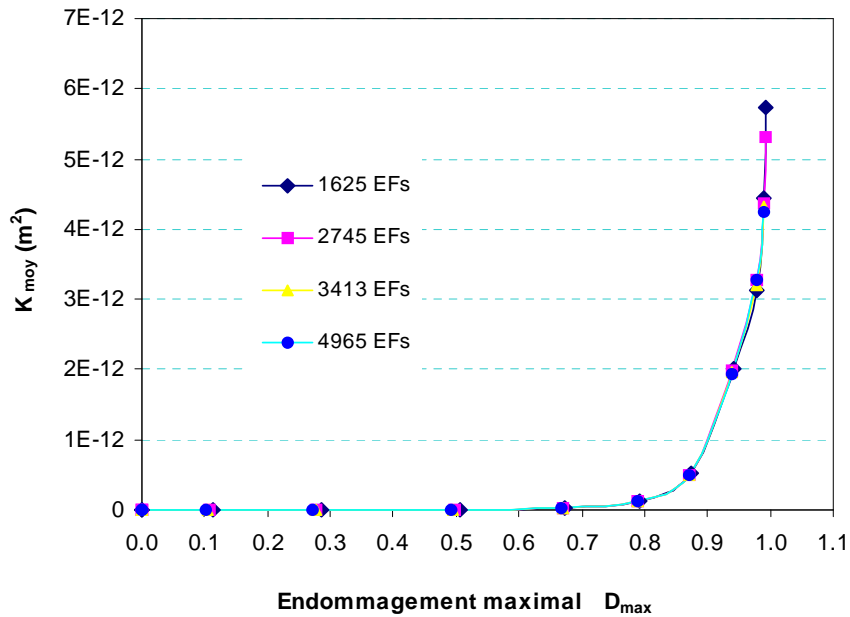


Figure 5.21 - Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction de l'endommagement maximal D_{max}

Sur la Figure 5.22, la perméabilité moyenne relative K_{moy}/K_o reste presque constante (≈ 1) quand le déplacement vertical Dy est inférieur à un seuil approximativement égal à 0.025 mm ou quand le déplacement latéral Dx est inférieur à 0.003 mm (Figure 5.24). Ces deux seuils correspondent une fois de plus au seuil de chargement $P/P_{max} \approx 0.6$. Après ce seuil, la perméabilité augmente très vite jusqu'à atteindre 5 à 6 ordres de grandeur de plus que la perméabilité initiale K_o quand $Dy \approx 0.12$ mm et $Dx \approx 0.02$ mm. Ensuite, la perméabilité augmente plus lentement. Cette diminution de l'accroissement de la perméabilité lorsque $Dy > 0.12$ mm et $Dx > 0.02$ mm est expliquée par la forte localisation de la déformation qui apparaît à ce moment. Le béton est totalement endommagé et se retrouve dans un état qui peut être considéré comme fissuré.

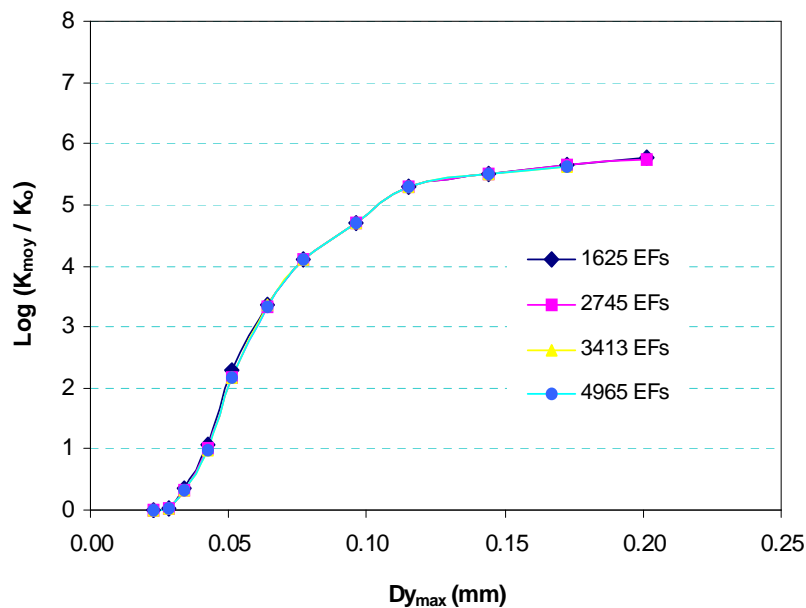


Figure 5.22 - Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement vertical maximal Dy_{max}

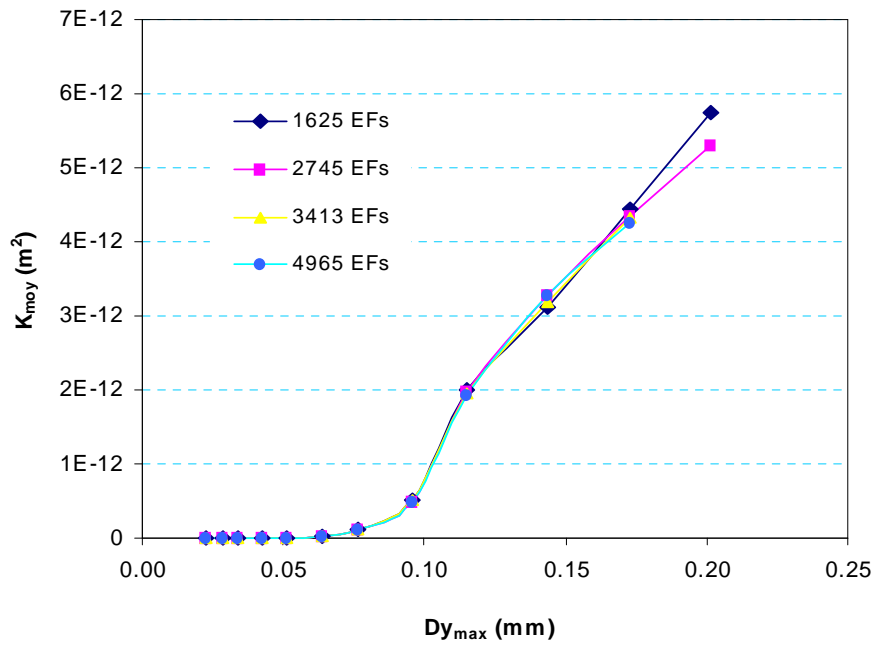


Figure 5.23 - Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement vertical maximal Dy_{max}

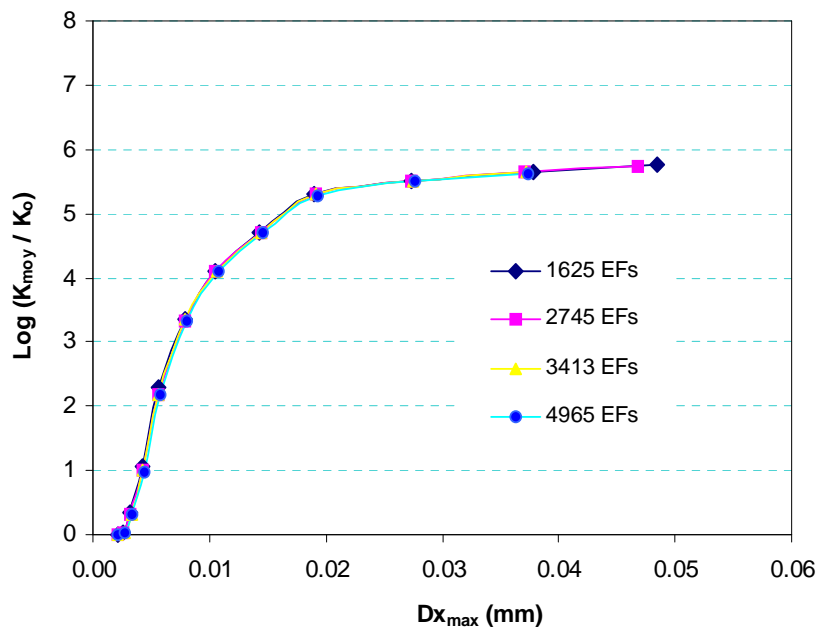


Figure 5.24 - Accroissement de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement latéral maximal Dx_{max}

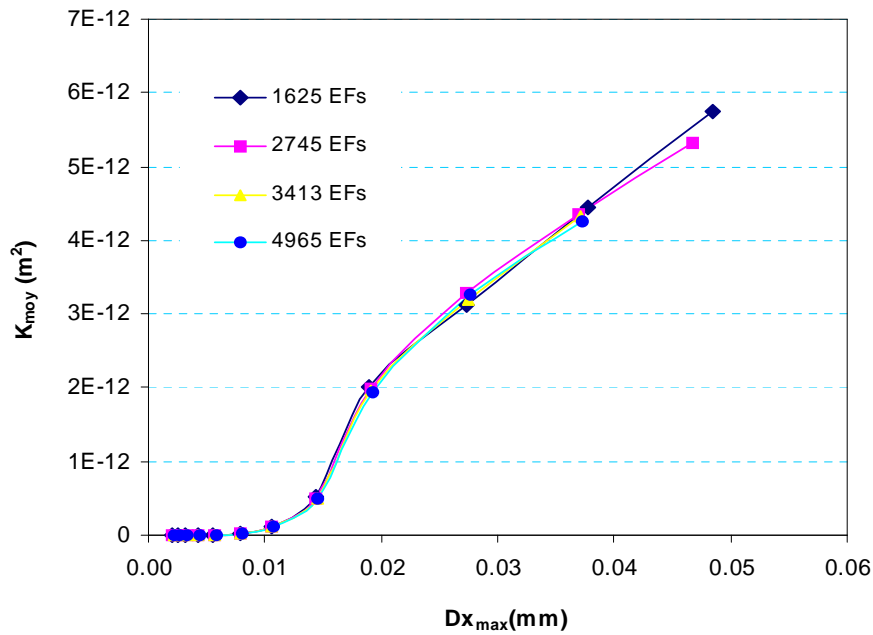


Figure 5.25 - Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du déplacement latéral maximal Dx_{max}

Sur la Figure 5.26, on représente l'évolution de la perméabilité moyenne K_{moy} (échelle logarithmique) avec le COD (Crack Opening Displacement). Le COD est définie comme le double du déplacement latéral maximal Dx_{max} .

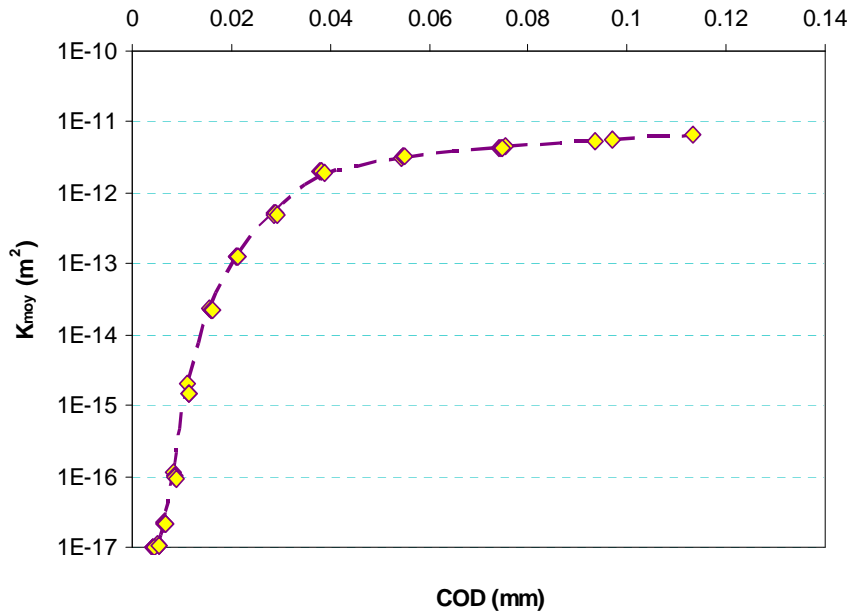


Figure 5.26 – Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du COD

On observe que la forme de la courbe numérique de l'évolution de la perméabilité moyenne K_{moy} en fonction du COD (Figure 5.26) est assez similaire à la forme de la courbe d'ajustement des résultats expérimentaux de l'évolution de la perméabilité au gaz du béton de Choinska & al (2008) (Figure 5.27). Cependant, les résultats numériques sont plus grands que les résultats expérimentaux.

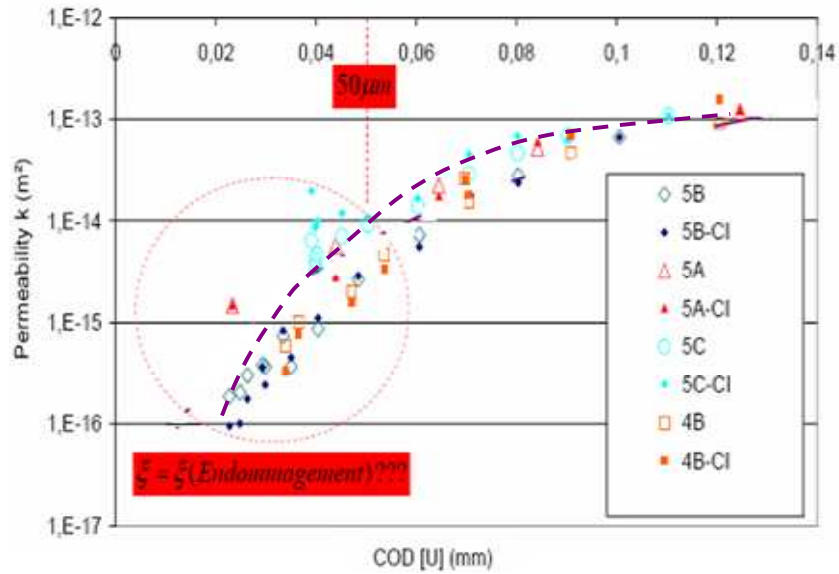


Figure 5.27 – Courbe d’ajustement des résultats expérimentaux de Choinska & al (2008)

On peut expliquer la différence entre notre courbe numérique et cette courbe expérimentale par la différence entre le diamètre de mesure du disque de 7.73 cm et le diamètre du disque de notre simulation qui est de 11 cm. De plus, que le béton utilisé dans l’essai de Choinska est de marque M75, un béton à haute résistance tandis que notre béton est de marque M30, un béton ordinaire.

Sur la Figure 5.28, on représente la courbe d’évolution du flux totale K_T en fonction du COD. On trouve que le flux total du gaz à travers le disque en béton augmente rapide lorsque le $COD \leq 0.04$ mm, cette phase correspond à une localisation faible de la déformation. Quand $COD > 0.04$, la localisation de la déformation est suffisamment forte pour pouvoir considérer le béton comme fissuré, la perméabilité est alors principalement contrôlée par les valeurs de l’endommagement D proche de 1, or l’aire de la zone de forte localisation de déformation n’évolue rapidement, l’évolution du flux devient lentement par conséquent.

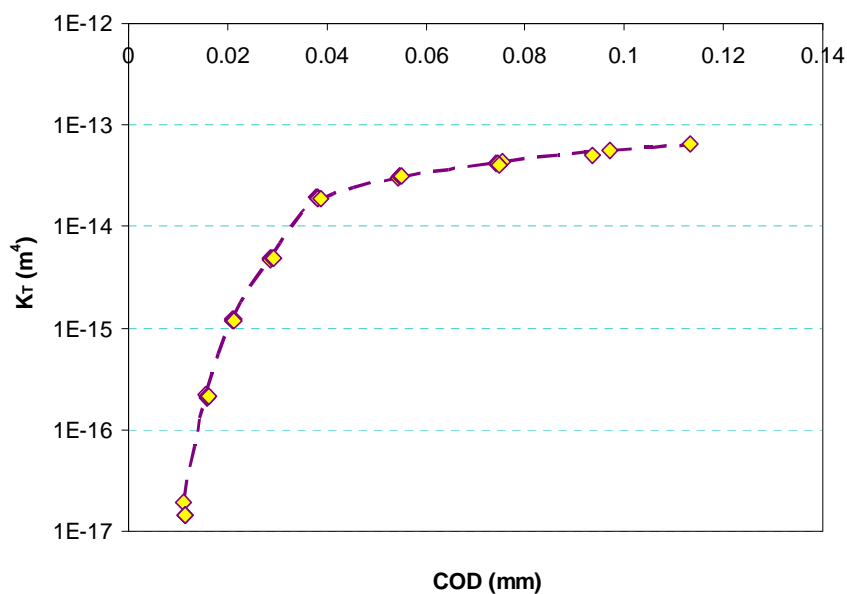


Figure 5.28 – Evolution de du flux total du gaz K_T en fonction du COD

5.1.6. Synthèse

Nous avons proposé dans cette partie une loi d'interaction mécanique entre l'endommagement du béton et sa perméabilité au gaz. Cette loi a été utilisée pour interpréter les résultats d'essai présentés dans le chapitre IV. Un jeu de paramètres de cette loi a ainsi été obtenu pour le béton de type M30. Une vérification de cette loi a également été effectuée sur base de résultats d'essais publiés dans la littérature.

Un processus de détermination des paramètres matériels de cette loi mécanique de la perméabilité est ensuite proposé. Ce processus simple se base uniquement sur les résultats de mesure de la perméabilité du béton dans la phase pré-pic pour extrapoler à la phase post-pic. Les difficultés liées à la mesure de la perméabilité dans la phase post-pic sont alors évitées. Pour pouvoir obtenir les valeurs exactes des paramètres de la loi proposée, il nous faut déterminer précisément le seuil maximal D_{\max} de l'endommagement diffus. Une vérification de benchmark par plusieurs lois d'endommagement peut être utilisée dans ce cas.

Ces résultats sont alors étendus à la définition d'une loi thermo-mécanique de la perméabilité afin de prédire l'évolution de la perméabilité au gaz du béton sous l'action simultanée de la température et du chargement mécanique.

Puis, nous avons proposé un processus pour déterminer la perméabilité structurelle du béton endommagé par une approche continue en utilisant le modèle d'endommagement non-local. La perméabilité structurelle totale d'une structure en béton est ainsi définie comme la moyenne pondérée des perméabilités des différentes zones endommagées ou non du béton de cette structure. Les zones endommagées sont simulées par la loi non-locale de Mazars de l'endommagement déjà utilisée dans le chapitre III.

Enfin, nous avons validé la loi couplant la perméabilité au gaz et l'endommagement du béton via des simulations numériques de la perméabilité structurelle à travers un disque en béton soumis à un essai de traction par fendage, qui est un cas typique de l'endommagement du béton.

5.2. VERS UNE MÉTHODE POUR DÉTERMINER LA PERMÉABILITÉ DU BÉTON FISSURÉ PAR L'APPROCHE CONTINUE

5.2.1. Une approche pour déterminer la perméabilité structurelle du béton fissuré

Quand le béton est fissuré ($D = 1$), la loi de Poiseuille est utilisée comme l'approche discontinue dans la détermination de la perméabilité K_f . Selon l'expression (5.2) de cette loi, la valeur de la perméabilité à travers une fissure parfaite ne dépend que de l'ouverture $[u]$ de celle-ci.

En réalité, le milieu fissuré peut se composer de plusieurs fissures de formes quelconques. Pour simplifier la détermination de la perméabilité à travers un milieu fissuré, on peut supposer que les fissures sont parallèles et d'écart constant. L'ouverture des fissures, la rugosité de la surface des fissures et la distance moyenne entre elles sont alors des paramètres constituant la formule représentant la perméabilité (1.93) (Picandet (2001)).

Nous allons rechercher une méthode nous permettant de déterminer par une approche continue la perméabilité du béton fissuré (milieu discontinu) et qui peut être introduite dans des codes aux éléments finis (qui considèrent le milieu comme continu). Nous supposons que la perméabilité à travers plusieurs fissures réelles est égale à la valeur à travers une fissure unique de largeur $[u]$ et de longueur l_f (Figure 5.29). La rugosité des surfaces des fissures est négligée. La loi de Poiseuille est bien adaptée pour déterminer la perméabilité dans ce cas.

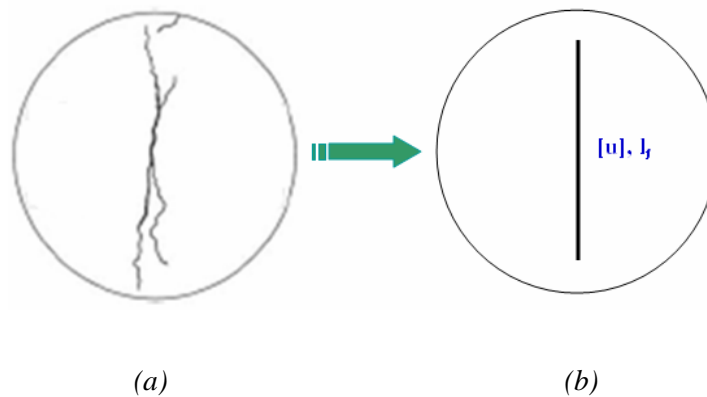


Figure 5.29 – Hypothèse de l'égalité de la perméabilité à travers un milieu fissuré
 (a). Des fissures réelles (Picandet (2001)); (b). La fissure supposée

Au niveau structurel, la perméabilité d'une structure en béton sous chargement est la somme des valeurs de la perméabilité à travers les différentes parties correspondant à différents états du matériau. L'aire de ces parties est le facteur prépondérant de la valeur de la perméabilité totale. Théoriquement, la valeur moyenne de la perméabilité d'une structure en béton sous chargement est calculée comme suit:

$$K_{\text{moy}} = \frac{K_o \cdot S_o + K_D \cdot S_D + K_f \cdot S_f}{S_T} \quad (5.24)$$

- Où:
- K_{moy} est la perméabilité moyenne.
 - K_o est la perméabilité initiale.
 - K_D est la perméabilité à travers des zones endommagées,
 - K_f est la perméabilité à travers des zones fissurées.
 - S_o est l'aire des zones saines.
 - S_D est l'aire des zones endommagées.
 - S_f est l'aire des zones fissurées.
 - S_T est l'aire totale.

Selon l'approche continue de la perméabilité (on considère le modèle d'endommagement de Mazars non-local), la perméabilité structurelle est calculée comme suit (Figure 5.30):

$$K_{\text{moy}} = \frac{K_o \cdot S_o + K_{D<1} \cdot S_{D<1} + K_{D=1} \cdot S_{D=1}}{S_T} \quad (5.25)$$

- Où :
- K_{moy} est la perméabilité structurelle.
 - K_o est la perméabilité initiale.
 - $K_{D<1}$ est la perméabilité à travers des zones endommagées.
 - $K_{D=1}$ est la perméabilité à travers des zones fissurées imaginées.
 - S_o est l'aire des zones saines.
 - $S_{D<1}$ est l'aire des zones endommagées.
 - $S_{D=1}$ est l'aire des zones fissurées imaginées.
 - S_T est l'aire totale.

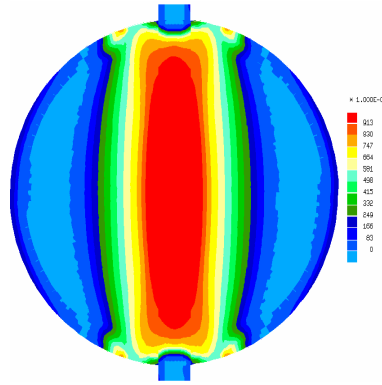


Figure 5.30 - Trois zones de comportement du béton selon la loi d'endommagement non-local:
 Zone saine ($D = 0$) - Zone endommagée ($0 < D < 1$) - Zone fissurée imaginée ($D \approx 1$)

Les résultats d'essais de Picandet (2001) ont montré que la valeur de la perméabilité à travers des fissures domine les valeurs à travers des zones endommagées et à travers des zones saines. De plus, l'observation expérimentale des essais de béton au laboratoire a montré que les zones endommagées sont très petites (Figure 2.14, Figure 5.29a). La formule (5.24) peut être donc réécrite en négligeant les parties endommagées:

$$K_{\text{moy}} = \frac{K_o \cdot S_o + K_f \cdot S_f}{S_T} \quad (5.26)$$

De (5.25) et (5.26), la perméabilité à travers des fissures imaginées quand $D = 1$ est calculée comme suit:

$$K_{D=1} = \frac{K_f \cdot S_f - \sum_{i=1}^n K_{D_i < 1} \cdot S_{(D_i < 1)}}{S_{D=1}} \quad (5.27)$$

On suppose que l'aire de la zone totalement endommagée $S_{D=1}$ correspond numériquement aux valeurs de D supérieures ou égales à 0.99. C'est-à-dire, lorsque $D < 0.99$, la perméabilité structurelle n'est que la moyenne des valeurs de la perméabilité à travers des zones saines et des zones endommagées; au contraire, quand $D \geq 0.99$, la perméabilité à travers de la zone fissurée imaginée sera prise en compte dans la formule (5.22).

Pour la détermination de K_f et S_f , il nous faut connaître l'évolution de la longueur de la fissure l_f et l'ouverture de la fissure $[u]$ en cours de propagation des fissures dans la structure en béton. Deux approches peuvent être utilisées:

- + Approche expérimentale: La longueur l_f et l'ouverture $[u]$ de la fissure sont mesurées en fonction de la déformation qui contrôle ces deux paramètres. Les relations phénoménologiques entre l_f , $[u]$ et cette déformation sont les bases pour obtenir la perméabilité du béton fissuré. Cette approche est simple mais peu précise. Lors de l'implantation dans un code aux éléments finis des modèles d'endommagement, la déformation équivalente non-locale $\bar{\epsilon}$ peut être prise comme le paramètre qui contrôle l_f et $[u]$ en cours de chargement.
- + Approche micromécanique: La longueur l_f et l'ouverture $[u]$ de la macrofissure considérée sont prises comme les valeurs accumulées à partir des longueurs et des ouvertures des microfissures. Cette approche est compliquée mais plus précise et plus générale.

Pour la première approche, on va réaliser un exemple simple constitué d'un disque en béton travaillant en traction par fendage. Picandet (2001) a réalisé des essais de fendage au cours desquels, il a mesuré la progression de l'ouverture et de la longueur de la fissure; sur cette base nous établissons des relations phénoménologiques "ouverture de la fissure $[u]$ – déplacement latéral δ_x " et "longueur de la fissure l_f – déplacement latéral δ_x " (Figures 5.31 et 5.32).

A partir des hypothèses de Picandet:

$$[u] = \Sigma [u_i] = \delta_{rés} = f(\delta_x) \quad (5.28)$$

où: $[u_i]$ est l'ouverture de la fissure i ,

$\delta_{rés}$ est le déplacement résiduel, une fonction du déplacement latéral δ_x .

Des relations phénoménologiques peuvent être représentées sur les Figures 5.31 et 5.32. On obtient alors des courbes d'ajustement:

$$[u] = 0.5871 \delta_x - 15.621 \quad (5.29)$$

$$l_f = 40382 \ln(\delta_x) - 110071 \quad (5.30)$$

La déformation latérale ϵ_x est calculée à partir de la valeur du déplacement latéral mesurée δ_x sur l'éprouvette:

$$\epsilon_x = \delta_x / \Delta \quad (5.31)$$

Où: Δ est l'étalon de mesure, ($\Delta \approx 9\text{cm}$).

En remplaçant dans (5.29) et (5.30), ces deux formules deviennent:

$$[u] = 5.28 \cdot 10^4 \epsilon_x - 15.62 \quad (\mu\text{m}) \quad (5.32)$$

$$l_f = 40382 \ln(9 \cdot 10^4 \epsilon_x) - 110071 \quad (\mu\text{m}) \quad (5.33)$$

Dans le cas général, en utilisant l'approche continue non-locale de l'endommagement, nous suggérons l'utilisation de la déformation équivalente non-locale $\bar{\epsilon}$ au lieu de ϵ_x .

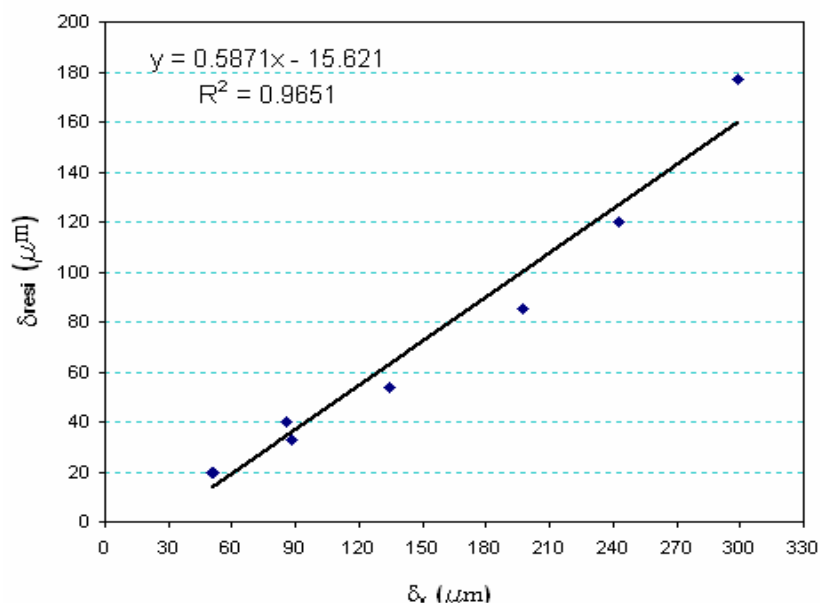


Figure 5.31 - Relation entre les déplacements $\delta_{rés}$ (μm) et δ_x (μm)

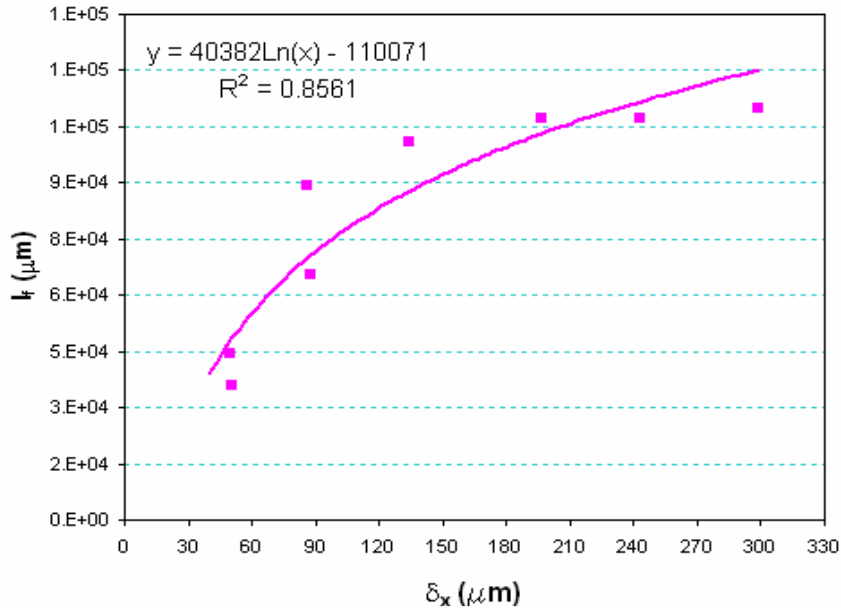


Figure 5.32 - Relation entre la longueur de la fissure l_f (μm) et le déplacement δ_x (μm)

5.2.2. Exemple de calcul de la perméabilité structurelle du béton fissuré

On considère le même disque en béton que dans les calculs précédents (§ 5.16, Figures 5.13, 5.15). La perméabilité structurelle moyenne K_{moy} à travers le disque fissuré le long de la direction axiale est calculée selon la formule (5.26) et l'aire de la zone saine S_o est considérée comme égale à l'aire totale S_T . Les valeurs de l'ouverture de la fissure u_f et la longueur de la fissure l_f sont calculées en fonction de la contrainte équivalente non-locale $\bar{\epsilon}$ du modèle de Mazars non-local quand l'endommagement $D \geq 0.99$ selon les formules (5.32) et (5.33) en remplaçant ϵ_x par $\bar{\epsilon}$:

$$[u] = 5.2839 \cdot 10^4 \bar{\epsilon} - 15.621 \quad (\mu\text{m}) \quad (5.34)$$

$$l_f = 40382 \ln(9 \cdot 10^4 \bar{\epsilon}) - 110071 \quad (\mu\text{m}) \quad (5.35)$$

L'aire de la zone fissurée $S_f = [u] \cdot l_f$ (μm^2):

$$S_f = (5.2839 \cdot 10^4 \bar{\epsilon} - 15.621) \cdot (40382 \ln(9 \cdot 10^4 \bar{\epsilon}) - 110071) \quad (5.36)$$

La valeur de la perméabilité à travers de la zone fissurée K_f est calculée selon la loi de Poiseuille en fonction de l'ouverture de la fissure $[u]$:

$$K_f = \frac{[u]^2}{12} = \frac{(5.2839 \cdot 10^4 \bar{\epsilon} - 15.621)^2}{12} \cdot 10^{-12} \quad (\text{m}^2) \quad (5.37)$$

Selon (5.37), les valeurs de K_f peuvent être obtenues à partir des valeurs de la déformation équivalente non-locale $\bar{\epsilon}$, qui est reliée à l'endommagement D par la loi non-locale de Mazars. L'évolution de K_f en fonction de l'endommagement D est alors représentée sur la Figure 5.33.

La perméabilité du béton fissuré K_f varie selon (5.37) de $3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$ à $6.5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$ quand l'endommagement D varie de 0.991 à 0.999. En comparant les valeurs de K_f avec les valeurs

de la perméabilité du béton endommagé K_D , calculées selon la formule (5.17) aux mêmes valeurs de l'endommagement sur la Figure 5.34, on constate que l'augmentation de K_f est plus rapide que K_D . On constate aussi que la perméabilité du béton fissuré K_f est d'environ deux ordres de grandeur plus importante que la perméabilité du béton endommagé K_D .

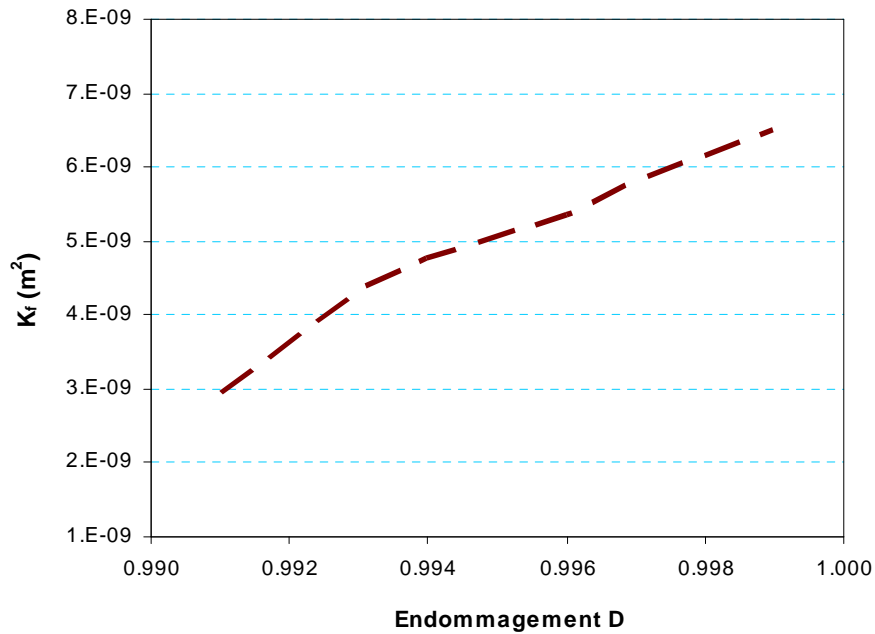


Figure 5.33 - Evolution de la perméabilité du béton fissuré K_f avec l'endommagement D

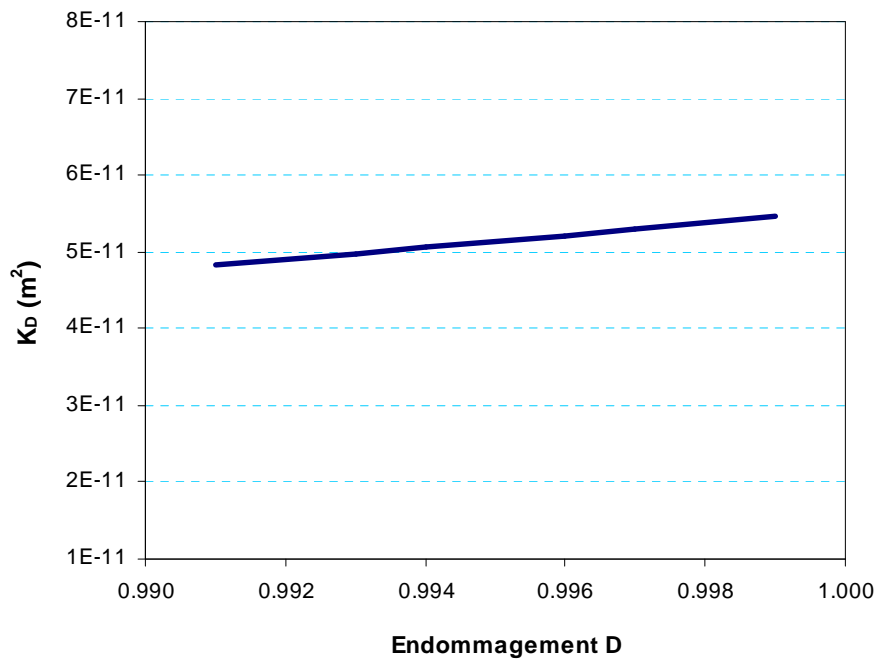


Figure 5.34 - Evolution de la perméabilité du béton endommagé K_D avec l'endommagement D

Sur la Figure 5.35, on trouve aussi une évolution plus rapide de la perméabilité moyenne K_{moy} calculée selon la formule (5.26) lorsque le disque est considéré comme fissuré par rapport à l'évolution de la perméabilité moyenne K_{moy} calculée selon la formule (5.22) lorsque le disque est considéré comme endommagé. La perméabilité moyenne du béton fissuré est aussi plus élevée que la valeur moyenne de la perméabilité du béton endommagé.

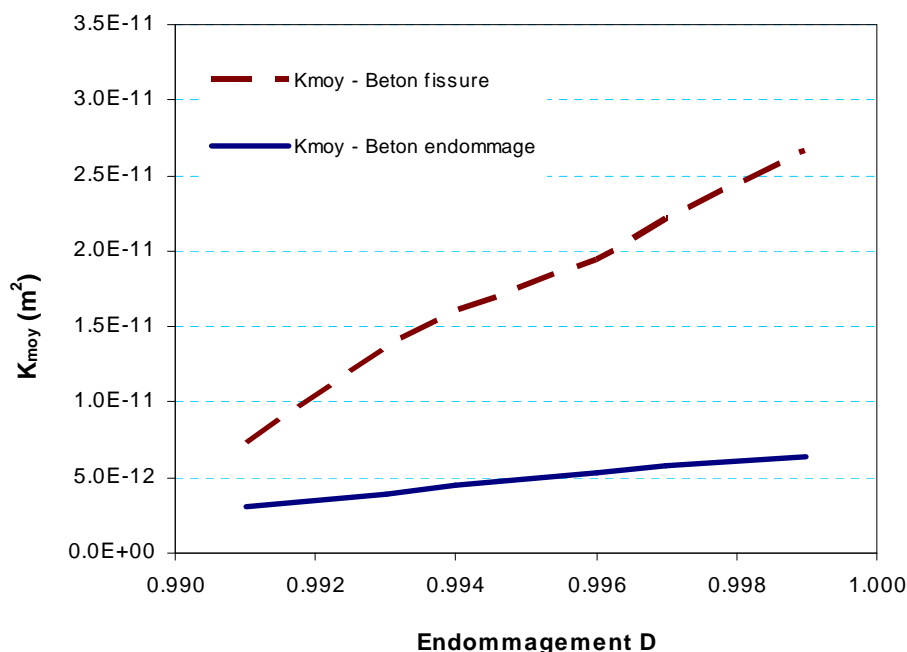


Figure 5.35 - Evolution de la perméabilité moyenne K_{moy} du béton en fonction de l'endommagement maximal D selon deux approches de calcul

L'exemple de calcul de la perméabilité du béton fissuré selon (5.37) ci-dessus a montré une évolution plus rapide de celle-ci par rapport à l'évolution de la perméabilité du béton endommagé calculée selon (5.17). Les valeurs de la perméabilité moyenne du disque fissuré sont aussi plus grandes que celles de la perméabilité moyenne du disque endommagé. Cependant cette formule phénoménologique (5.37) établie à partir des résultats d'essais sur un disque en traction par fendage ne peut pas être étendue à d'autres structures en béton de dimensions géométriques, de nature ou de saturation différentes

L'idée dans cette partie 5.2 est de chercher une loi pouvant représenter l'ouverture et la longueur de la fissure principale dans la structure en béton en fonction du facteur qui contrôle celles-ci au cours de l'endommagement et de la rupture du béton. En utilisant la loi endommagement non-locale, on suggère d'utiliser la déformation équivalente non-locale comme facteur contrôlant la taille de la fissure. Pour obtenir une loi exacte de cette manière, une étude au niveau micro-structurel par la technique multi-échelles en couplant la mécanique de l'endommagement et la mécanique de la rupture pourrait être envisagée. De cette manière une loi représentant la relation entre les variables du modèle d'endommagement, l'ouverture et la longueur de la macrofissure dans la structure en béton permettrait, une application de l'approche continue pour calculer la perméabilité du béton fissuré.

5.3. CONCLUSION DU CHAPITRE V

Dans ce chapitre, nous avons analysé de différents modèles de perméabilité proposés dans la littérature. Nous avons ensuite proposé une loi mécanique puis une loi thermo-mécanique de la perméabilité au gaz du béton. Une validation de ces lois est réalisée par des simulations numériques de la perméabilité structurelle à travers un disque en béton dans l'essai de traction par fendage.

La loi mécanique proposée du couplage entre l'endommagement et la perméabilité du béton a surmonté les difficultés des lois proposées dans la littérature. Cette loi est valable pour la prédiction de l'évolution de la perméabilité au gaz non seulement lors de l'endommagement diffus mais aussi lors de l'endommagement localisé dans la phase post-pic du comportement du béton.

Nous avons également envisagé un processus simple pour déterminer les paramètres matériels de la loi de la perméabilité basé sur les valeurs de la perméabilité mesurées dans la phase pré-pic, pendant laquelle la mesure de la perméabilité est simple à effectuer et l'hypothèse d'un écoulement laminaire du gaz est complètement satisfaite. Par cette approche, les difficultés de la mesure de la perméabilité dans la phase post-pic sont alors évitées. Les paramètres de la loi proposée sont facilement obtenus à partir de la corrélation entre l'endommagement diffus et la contrainte pré-pic.

Pour considérer l'influence de la température sur la perméabilité du béton, nous avons proposé une loi thermo-mécanique de la perméabilité. Cette loi représente l'évolution de la perméabilité du béton sous l'action mécanique et de la température simultanément. En se basant sur la loi d'endommagement non-local de Mazars et sur une loi représentant la variation des variables d'endommagement sous température (Stable & Baker (1998)...), on en déduit facilement l'évolution de la perméabilité du béton sous l'action thermo-mécanique.

La validation de la loi couplée entre la perméabilité et l'endommagement du béton a été également réalisée. Les valeurs de la perméabilité structurelle à travers d'un disque en béton dans l'essai de traction par fendage ont été calculées en tenant compte de la pondération des aires de différentes parties du disque (partie saine et parties endommagées). Les résultats obtenus de l'évolution de la perméabilité sont en accord avec les résultats d'essais de la littérature.

Pour la perméabilité du béton fissuré, nous avons proposé une technique qui permet de calculer celle-ci par une approche continue en utilisant le modèle d'endommagement non-local de Mazars. La déformation équivalente non-locale est alors suggérée comme la variable qui contrôle l'ouverture et la longueur de la fissure. Cependant, pour avoir une loi parfaite de la relation entre ces variables, une étude multi-échelles couplant la mécanique de la rupture et la mécanique de l'endommagement peut être suggérée.

CHAPITRE VI

Conclusions et Perspectives

CHAPITRE VI

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

6.1. SYNTHÈSE

Dans cette thèse, nous avons présenté une vue générale des problèmes importants du comportement du béton depuis l'état sain jusqu'à la rupture totale et du niveau local au niveau structurel. Nous nous sommes concentrés dans ce travail sur les problèmes d'endommagement, de la rupture et de la perméabilité du béton, ainsi que les diverses relations entre ceux-ci. Des études numériques et expérimentales ont été réalisées pour mettre en évidence le processus de l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton, ainsi que l'interaction de celles-ci avec la perméabilité.

Dans la première partie de la thèse, nous avons effectué une étude bibliographique sur les comportements mécaniques du béton, sur les modèles constitutifs, sur la microstructure, sur la perméabilité du béton ainsi que sur les influences mécaniques et thermo-mécaniques sur la perméabilité.

Concernant les comportements mécaniques du béton, nous avons mis en évidence des caractéristiques importantes dans les phases en traction et en compression du comportement du béton. Celles-ci ont été la base pour des études dans les chapitres suivants.

Nous avons analysé les modèles constitutifs du béton depuis les plus simples, comme les modèles élastiques linéaires, jusqu'aux plus complexes, comme les modèles non-linéaires anisotropes. Chaque groupe de modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi qu'un champ d'application particulier. Les modèles d'endommagement ont comme avantages la continuité du milieu de calcul et la prise en compte de la diminution de la rigidité du béton dans les zones endommagées. La combinaison de ces modèles et des modèles de rupture nous permet de comprendre le mécanisme de l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton.

Les modèles d'endommagement locaux présentent des inconvénients tels la dépendance des résultats numériques au maillage éléments finis et le phénomène de "snap-back". La considération du phénomène de la localisation de la déformation dans les zones de rupture est alors nécessaire pour surmonter ces points faibles. Pour tenir compte des interactions des microfissures dans les zones de rupture, des techniques de régularisation ont été introduites dans les modèles locaux comme l'approche non-locale et l'approche gradient implicite ou explicite. Parmi ces techniques, l'approche non-locale de type intégral est la plus générale et souvent utilisée dans la littérature.

La rupture du béton est caractérisée par des paramètres comme le facteur d'intensité de contrainte, l'énergie de rupture et la longueur caractéristique. Les valeurs critiques de ceux-ci peuvent être déterminées par des essais au laboratoire. Nous avons résumé des méthodes d'essais pour déterminer les paramètres de rupture du béton en se basant sur les recommandations de RILEM et sur les diverses normes de béton dans le monde. Lors de ces essais, la poutre entaillée sur trois points a été utilisée en raison de la simplicité de sa fabrication et de la facilité du processus de mesure. La méthode d'essai pour déterminer les trois paramètres critiques de rupture du béton que sont le facteur d'intensité de contrainte K_C ,

l'énergie de rupture G_f et la longueur caractéristique l_{ch} a été analysée en détail et a été la base pour les travaux expérimentaux dans les chapitres suivants.

L'effet d'échelle est une particularité importante du béton. Nous avons analysé la variation des résistances du béton en fonction de la taille structurelle des éprouvettes. Le modèle SEM a été choisi pour établir la loi d'échelle des bétons considérés dans cette thèse.

Nous avons également analysé dans cette première partie les problèmes concernant la perméabilité du béton. Cette dernière dépend fortement des paramètres intrinsèques de la microstructure de ce matériau comme la porosité, la connectivité, la tortuosité et la teneur en eau. Les résultats expérimentaux de la littérature ont démontré des influences considérables des effets mécaniques, thermiques et thermo-mécaniques sur l'évolution de la perméabilité du béton. La microstructure endommagée du béton sous l'action de ces effets augmente alors la perméabilité.

La loi de Darcy a été choisie pour modéliser l'écoulement du gaz et de l'eau dans le béton avec les hypothèses isotherme et d'écoulement laminaire. Il existe des formules pour calculer la perméabilité apparente du béton, qui dépendent des méthodes de mesure de la perméabilité en laboratoire et des types d'éprouvette utilisés. La perméabilité intrinsèque a été ensuite déterminée par des méthodes d'extrapolation comme celle de Klinkenberg. Dans le cadre de cette thèse, nous avons choisi des éprouvettes cylindriques creuses pour mesurer la perméabilité au gaz du béton.

Nous avons classé les modèles de détermination de la perméabilité du béton en trois types à savoir les modèles mécaniques, thermiques et thermo-mécaniques. Ces modèles ont souvent été validés par divers auteurs quand l'endommagement reste homogène ou diffus. Cependant, lorsque l'endommagement devient localisé, ces modèles ne peuvent pas fournir des valeurs satisfaisantes de la perméabilité. La recherche d'un modèle plus efficace a été l'un des objectifs principaux de cette thèse.

Dans la deuxième partie de ce travail, six types de béton avec une résistance de compression prévue variant de 20 à 50 MPa ont été choisis parmi les plus couramment utilisés dans la construction, particulièrement dans les travaux publics au Vietnam. On a d'abord réalisé des essais pour déterminer des caractéristiques mécaniques du béton telles que la résistance en compression et la résistance en traction par flexion. Puis, des essais ont été mis en œuvre pour déterminer des paramètres de rupture du béton comme le facteur d'intensité de contrainte, l'énergie de rupture et la longueur caractéristique. Les évolutions de ces paramètres en fonction de la résistance en compression et la taille des éprouvettes ont aussi été évaluées.

L'effet d'échelle des bétons a été mis en évidence en analysant son influence sur l'énergie de rupture et la résistance nominale. La loi d'échelle a montré une diminution de la résistance du béton de 30 à 50% quand la taille structurelle augmente de 4 à 5 fois. La variation du nombre de fragilité dans l'intervalle de 0.1 à 10 a montré une application raisonnable des lois de rupture non-linéaires ou des lois d'endommagement non-locales dans la modélisation du comportement des bétons considérés.

Le manquement d'une partie des relations complètes entre la charge et la flèche des poutres entaillées "P-V" a été surmonté par extrapolation sur bas des résultats de la littérature et spécialement sur la relation entre l'énergie totale de rupture G_F et l'énergie partielle de rupture G_f . Des relations complètes "P-V" obtenues ont ensuite été utilisées pour caler des paramètres d'endommagement pour les six types de béton considérés.

Dans la troisième partie de la thèse, des simulations numériques avec des lois d'endommagement du béton ont été réalisées. Les résultats de simulation des structures typiques en béton avec la loi locale d'endommagement ont montré les inconvénients de celle-ci. Une distribution dissymétrique des zones d'endommagement et de déformation, le phénomène de "snap-back" ainsi que la dépendance des résultats numériques au maillage éléments finis ont été constatés. La loi d'endommagement non-locale a trouvé un intérêt en tenant compte du phénomène de localisation de la déformation dans les zones de rupture afin de surmonter les difficultés rencontrées avec la loi locale. Les résultats numériques obtenus avec la loi non-locale se sont avérés en bon accord avec les observations expérimentales au laboratoire.

L'influence des paramètres d'endommagement sur les résultats numériques a été évaluée et a été la base pour le calage de ces paramètres des six types de béton considérés. Un jeu des paramètres d'endommagement a ainsi été obtenu à partir de ce calage pour chacun de ces bétons.

Nous avons validé les résultats obtenus dans cette partie de la thèse par les simulations numériques des poutres simples en béton armé. La distribution des fissures ainsi que les relations numériques "P-V" entre la charge et la flèche des poutres ont montré un bon accord avec les observations sur les poutres d'essai de même configuration.

Dans la quatrième partie, le béton typique M30 choisi parmi les six types de béton considérés précédemment a été utilisé dans les essais pour déterminer la perméabilité du béton au gaz et à l'eau sous les actions mécanique et thermique. Les éprouvettes cylindriques creuses ont été choisies pour mesurer la perméabilité au gaz, tandis que les éprouvettes cubiques ont été utilisées pour la mesure de la perméabilité à l'eau.

Les résultats de la mesure de la perméabilité au gaz montrent que la perméabilité du béton reste presque constante lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 70% de la contrainte maximale au pic. Après ce seuil, on observe une forte augmentation des valeurs de la perméabilité au gaz en fonction du niveau de contrainte appliquée. Ces résultats correspondent bien aux résultats publiés dans la littérature.

La température n'a que peu d'effet sur l'accroissement de la perméabilité au gaz dans la phase pré-pic du comportement du béton. Cependant, lorsque le béton commence à être endommagé, l'influence de la température sur l'évolution de la perméabilité est de plus en plus grande. Une température de 150°C montre une influence particulière sur la matrice poreuse du béton au niveau micro-structurel, ce qui rend l'évolution de la perméabilité à cette température plus lente que celle obtenue à 105°C. Notre observation est bien conforme aux résultats dans la littérature.

Concernant la perméabilité à l'eau, on a montré que les valeurs de celle-ci augmentent considérablement en fonction de la pression de l'eau et de la contrainte préalablement appliquée. La valeur de la perméabilité selon la direction de compression est plus importante que celle obtenue selon les directions latérales. On a noté également des seuils inférieur et supérieur de la pression de l'eau, à partir desquels l'évolution de la perméabilité à l'eau du béton est devenue respectivement plus rapide ou plus lente. On a trouvé que les valeurs de ces seuils inférieur et supérieur sont approximativement égales à 4 et 10 bars respectivement.

On a constaté que la perméabilité au gaz du béton est d'environ deux ordres de grandeur plus élevée que la perméabilité à l'eau.

Les résultats d'essais de la perméabilité au gaz du béton M30 de cette quatrième partie ont été la base pour le développement des modèles mécaniques, thermiques et thermo-mécaniques de la perméabilité du béton dans le chapitre suivant.

Dans la cinquième et dernière partie de la thèse, nous avons analysé les inconvénients des lois de la perméabilité proposées dans la littérature. Nous avons ensuite proposé une loi mécanique puis une loi thermo-mécanique de la perméabilité au gaz du béton. Une validation de la loi mécanique a été réalisée par des simulations numériques permettant de déterminer la perméabilité structurelle à travers un disque en béton lors d'un essai de traction par fendage.

La loi mécanique proposée du couplage entre l'endommagement et la perméabilité au gaz du béton a permis de surmonter les difficultés rencontrées par d'autres lois de la littérature. Cette loi est valable non seulement pour l'endommagement diffus mais également pour l'endommagement localisé.

Nous avons proposé aussi un processus simple pour déterminer les paramètres matériels de la loi de la perméabilité. En effet, nous avons uniquement considéré les valeurs de la perméabilité mesurées dans la phase pré-pic, phase durant laquelle la mesure de la perméabilité est simple à effectuer et l'hypothèse d'un écoulement laminaire du gaz est pleinement satisfaite. Les difficultés de la mesure de la perméabilité dans la phase post-pic sont alors évitées. Les paramètres de la loi proposée sont facilement obtenus à partir de la corrélation entre l'endommagement diffus et la contrainte pré-pic.

Pour considérer l'influence de la température, nous avons proposé une loi thermo-mécanique de la perméabilité. Cette loi peut représenter l'évolution de la perméabilité du béton sous l'action mécanique et de la température simultanément.

La validation de la loi mécanique de la perméabilité à travers du béton endommagé a été réalisée. Les valeurs de la perméabilité structurelle à travers un disque en béton dans l'essai de traction par fendage sont calculées en tenant compte de la pondération des aires de différentes parties comprenant la partie saine et les parties endommagées du disque. Les résultats obtenus de l'évolution de la perméabilité sont constatés bien en accord avec les résultats d'essai dans la littérature.

Pour la perméabilité du béton fissuré, nous avons proposé une technique qui permet de calculer celle-ci par une approche continue en utilisant le modèle d'endommagement non-local de type Mazars. La déformation équivalente non-local est alors suggérée comme la variable qui contrôle l'ouverture et la longueur de la fissure. Cependant, pour avoir une loi parfaite de la relation entre ces variables, une étude multi-échelle couplant la mécanique de la rupture et la mécanique de l'endommagement peut être suggérée.

6.2. CONTRIBUTION DE LA THÈSE

Les apports originaux de cette thèse portent à la fois sur des aspects expérimentaux mais également théoriques. Parmi les différents aspects que nous avons présentés, les points suivants peuvent être considérés comme faisant partie de la contribution de la thèse :

- + La synthèse et l'analyse en détails des comportements mécaniques, de la rupture, de l'endommagement et de la perméabilité du béton.
- + L'implantation de modèles d'endommagement dans un code aux éléments finis et la réalisation des simulations numériques pour mettre en évidence l'efficacité du modèle d'endommagement non-local.

- + La détermination des jeux des paramètres de rupture et d'endommagement des bétons couramment utilisés dans la construction au Vietnam; ces paramètres sont validés au niveau structurel sur les structures en béton armé.
- + L'établissement de la loi d'échelle pour six types de béton.
- + La détermination expérimentale des évolutions de la perméabilité au gaz et à l'eau d'un béton typique sous l'action mécanique et de la température.
- + La proposition d'une loi mécanique et d'une loi thermo-mécanique pour estimer la perméabilité du béton; ces lois peuvent surmonter les inconvénients d'autres propositions dans la littérature.
- + Des exemples de simulation numérique de la perméabilité structurelle du béton pour valider les lois proposées.

6.3. PERSPECTIVES

Les apports des travaux dans cette thèse nous ont permis de réaliser des simulations relatives au comportement du béton selon les lois d'endommagement et d'estimer les évolutions de la perméabilité en fonction de l'endommagement du béton sous l'action mécanique et de la température. Cependant, pour perfectionner les résultats déjà obtenus, plusieurs études complémentaires devraient être poursuivies dans l'avenir.

Il conviendrait d'abord de réaliser des études sur les modèles couplés tenant compte de la déformation résiduelle, de l'effet de la charge cyclique ainsi que du comportement anisotrope dans le béton pour perfectionner alors les modèles d'endommagement non-local et pouvoir développer nos recherches pour les bétons sous chargement dynamique ou cyclique.

Il serait également nécessaire d'obtenir des études au niveau micro structurel sur la perméabilité du béton à l'eau et au gaz, concernant notamment les effets hydro-chimiques sur la perméabilité du béton à l'eau. L'influence de la teneur en eau sur la résistance et sur la perméabilité du béton devrait être bien évaluée comme cela a déjà été réalisé dans le domaine des sols.

Le couplage des modèles d'endommagement et des modèles de rupture pour le béton au niveau microscopique devrait être étudiée, la perméabilité du béton fissuré serait alors évaluée avec une meilleure précision.

Des études expérimentales seraient nécessaires pour mesurer la perméabilité structurelle à travers des structures en béton ou béton armé, ces résultats seraient utilisés pour vérifier la précision des simulations numériques.

Une étude numérique devrait aussi être réalisée avec les lois d'endommagement pour préciser la valeur du seuil supérieur de l'endommagement diffus du béton et le comparer avec celui obtenu à partir du travail expérimental.

Des études théoriques et expérimentales pour les bétons à haute performance ainsi que d'autres types de béton spécial apporteraient également une autre perspective à ce travail.

REFERENCES

RÉFÉRENCES

- ABBAS. A, CARCASSES. M, OLLIVIER. J. P: The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete, *Magazine of Concrete Research* 52, 2000.
- ABBAS. A., CARCASSES M, OLLIVIER J.P: Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation, *Materials and Structures* 32, 1999.
- BANGASH. M. Y. H: Concrete and Concrete structure: Numerical Modeling and Application, *Elsevier Science Publishers LTD*, 1989.
- BANTHIA. N, BIRPAVA. A, MINDESS. S: Permeability of concrete under stress, *Cement and Concrete Research*, 35, 2005.
- BANTHIA. N, MINDESS. S: Water Permeability of Cement Paste, *Cement & Concrete Researches (USA)* 19(5),1989.
- BARTHÉLÉMY. B: Notions pratiques de mécanique de la rupture, *Edition Eyrolles*, 1980.
- BARY B: Etude du couplage hydraulique-mécanique dans béton endommagé, *Thèse de Doctorat* du Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan, 1996.
- BAZANT. Z. P, DRAHOMIR. N: Propose for standard test of modulus of rupture, *ACI Material Journal*, 2001.
- BAZANT. Z. P, EMILIE. B: Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard, *Cement and Concrete research*, 2002.
- BAZANT. Z. P, KAZEMI. M. T: Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect with application to concrete and rock, *International Journal of Fracture*, 44, 1990.
- BAZANT. Z. P, OS: Crack band theory for fracture of concrete, *Material & Structures (RILEM)*, 16, 1983.
- BAZANT. Z. P, PLANAS. J: Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials, *CRC Press LLC*, 1998.
- BAZANT. Z. P, QIANG YU, GOANGSEUPZI: Choice of standard fracture test for concrete and its statistical evaluation, *International Journal of Fracture*, 2003.
- BAZANT. Z. P: Concrete fracture model: testing & practice, *Engineering Fracture Mechanics*, 69, 2002.
- BAZANT. Z. P: Current Trends in Concrete Fracture Research, *Kluwer Academic Publishers*, 1991.
- BAZANT. Z. P: Nonlocal microplane model for fracture, damage and size effecting structure, *ASCE*, Vol 116, 1990.

BAZANT. Z. P: Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal, *J. of Engrg. Mech.* (ASCE), 1984.

BAZANT. Z. P: Size effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete, *RILEM draft recommendations*, 1991.

BILLARD. Y: Contribution à l'étude des transfères gazeuses et liquide au sein des parois des béton, application au cas des enceintes de confinement en condition d'épreuve et accidentelle, *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, 2003.

BURDET. O: Analysis and design of post-tensioned anchorage zones concrete bridges, *Ph.D. Thesis*, University of Texas at Austin, 1990.

BURLION N, SKOCZYLAS F, DU BOIS: Induced anisotropic permeability due to drying of concrete, *Cement and Concrete Research* 33, 2003.

CARMAN. P.C: Flow of gases through porous media, *Academic Press*, New York, 1956.

CHARLIER. R, COLLIN. F, RADU. J. P: Etude numérique bi et tridimensionnelle du Poinçonnement sous une bielle de la coque du Terminal 2E de Roissy, *Rapport Final*, Université de Liège-GeoMac, 2-2005.

CHARLIER. R: Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthode des éléments finis, *Thèse de doctorat*, Université de Liège, 1987.

CHATZIGEORGIOU. G, PICANDET. V, KHELIDJ. A, PIJAUDIER-CABOT. G: Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model, *Int. J. Anal. Meth. Geomech* 29, 2005.

CHOINSKA. M, KHELIDJ. M, CHATZIGEORGIOU. A, PIJAUDIER CABOT. G: Effects and interaction of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete, *Cement and Concrete Research* 37, 2007.

CHOINSKA. M: Effet de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure, *Thèse doctorat*, Université de Nantes, 2006.

COLLIN. F: Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les sols et les roches tendres partiellement saturés, *Thèse de doctorat*, Université de Liège, 2003.

COMI. C, PEREGO. U: Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete, *Int. J. Solids Structures* 38, 2001.

DAL PONT. S: Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température, *Thèse de doctorat*, ENPC, 2004.

DE BORST. R: Fracture in quasi brittle materials: a review of continuum damage-based approaches, *Engineering Fracture Mechanics* 69, 2002.

DOMINGUEZ. R. N: Etude de la liaison Acier – Béton, de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "Béton armé", *Thèse de doctorat*, 2005.

- DORMIEUX. L, KONDO. D: Approche micromécanique du couplage perméabilité-endommagement, *C.R. Mécanique* 332, 2004.
- ELFAHAL. M. M: Size effect in normal and high strength concrete cylinders subjected to static and dynamic axial compressive load, *PhD Thesis*, The Pennsylvania State University, 2003.
- ERHAN. G, MEHMET G., TURAN. O, ERDOĞ. O: Estimation of chloride permeability of concretes by empirical modeling: Considering effects of cement type, curing condition and age, *Construction and Building Materials*, accepted 26/11/2007.
- FAUSTINO. S. J, WISON. S. V: Damage modeling of reinforced concrete beam, *Advance in engineering software*, accepted August 13th, 2006.
- FELICETTI. R, GAMBAROVA P.G, DI PRISCO. M: On the evaluation of the characteristic length in High strength concrete, *ASCE, High Strength Concrete*, 1999.
- GAWIN D, PESAVENTO F, SCHLEFLER B.A: Simulation of damage-permeability coupling in hygrothermo- mechanical analysis of concrete at high temperature, *Comm. in Num. Meth. Engrg.* 18, 2002.
- GAWIN. D, ALONSO. C, ANDRADE C, MAJORANA. C.E, PESAVENTO. F: Effect of damage on permeability and hygro-thermel behaviour of HPCs at elevated temperatures: Part 1. Experimental results, *Computers and Concrete*, 2005.
- GAWIN. D, PESAVENTO. F, SCHLEFLER. B. A: Modeling of thermo-chemical and mechanical damage of concrete as a multiphase material at high temperatures, *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.* 192, 2003.
- GÉRARD B, BREYSSE. D, AMMOUCHE. A, HOUDUSSE. O, DIRDRY. O: Cracking and permeability of concrete under tension”, *Mater. Struct.* 29, 1996.
- GERARD. B: Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs, *Thèse de doctorat*, ENS Cachan, 1996.
- GRANGER. S: Caractérisation expérimentale et Modélisation du Phénomène d’Auto-Cicatrisation des Fissures dans le Béton, *Thèse doctorat*, Université de Nantes, 2006.
- H Aidar. K: Modélisation de l’endommagement des structures en béton- Approche numérique et effet de la microstructure sur les propriétés de rupture, *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Nantes, 2002.
- HILLERBORG. A, MODÉER. M, PETERSSON. P.E: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research* 6, 1976.
- JASON. L: Relation endommagement perméabilité pour les bétons, Application aux calculs de structures, *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Nantes, 2004.
- JIRASEK M., ZIMMERMANN T: Rotating crack model with transition to scalar damage, *Journal of Engineering Mechanics*, 3, 1998.

- JIRASEK. M, ZIMMERMANN. T: Analyze of rotating crack model, *Journal of Engineering Mechanics*, August, 1998.
- JIRASEK. M, ZIMMERMANN. T: Embedded crack model. Part I, *Int. J. Numer. Meth. Engng* 50, 2001.
- JIRASEK. M, ZIMMERMANN. T: Embedded crack model. Part II, *Int. J. Numer. Meth. Engng* 50, 2001.
- JIRASEK. M: Nonlocal damage mechanics with application in concrete, *Revue Européenne de Génie Civil*, 8/ 2004.
- JIRASEK. M: Plasticity, damage and fracture, *Fragments of Lecture Note*, UPC, Barcelona, 11/2002
- JU J. W: On energy-based coupled elastoplastic damage theory: Constitutive modeling and computational aspects, *Int. J. Solids Structures*. Vol 25, 1989.
- KARIHALOO. B: Fracture mechanics and structural concrete, *Longman Scientific & Technical*, New York, Wiley, 1995.
- KERMANI. A: Stressed concrete, Permeability of stressed concrete, *Building Research and Information* 19, 1991.
- KWAK. H. G, FILIPPOU. F. C: Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads, *Report No. UCB/ SEMM-90-14*, University of California, Berkeley, 1990.
- LA BORDERIE C: Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et Application à l'analyse des structures en béton", *Thèse doctorale*, Paris 6, 1991.
- LAGHCHA. A: Contribution à l'étude des transfères gazeuses et liquide au sein des parois des béton endommagés sous sollicitation thermo-hydrrique, *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, 2006.
- LEMAITRE. J: A course on damage mechanics, *Springer-Verlag Berlin Heldelberg*, 1992.
- LION. M, SKOCZYLAS. F, LAFHAJ. Z, SERSAR. M: Experimental study on a mortar, Temperature effects on porosity and permeability, Residual properties or direct measurements under temperature, *Cement and Concrete Research* 35, 2005.
- LUBLINER. J, OLIVIER. J, OLLER. S, ONATE. E: A plastic-damage model for concrete, *Int. J. Solids structures*, Vol. 25, N° 3, 1989.
- LUCCIONI. B.M, FIGUEROA. M.I, DANESI R.F: Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures, *Eng. Structures* 25, 2002.
- MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G: Continuum damage theory – Application to concrete, *J. of Engrg. Mech.*, 115(2), 1989.

- MAZARS. J: Application de la mécanique de l'endommagement au comportement nonlinéaire et à la rupture du béton de structure, *Thèse doctorat d'état*, Université Paris VI, 1984.
- MEGUID. S. A: Engineering fractures mechanics, *Elsevier Applied Publishers LTD*, 1989.
- MENOU. A : Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température Approche multi échelles de l'endommagement thermique".*Thèse Doctorale* de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour - UPPA , 2004.
- MENOU. A: Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi échelles de l'endommagement thermique, *Thèse doctorat*, LCPC, 2004.
- MINISTRY OF TRANSPORT OF VIETNAM: Bridge specifications, 22 TCN - 272 - 05, *Transport and Communications Publishing House*, VN, 2005.
- NECHNECH. W: Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées, une approche thermo-élasto-plastique endommageable, *Thèse de doctorat*, 2000.
- NEDJAR B : Mécanique de l'endommagement. Théorie du premier gradient et application au béton, *Thèse de doctorat*, ENPC, 1995.
- NGUYEN. G. D: A Thermodynamic Approach to Constitutive Modeling of Concrete using Damage Mechanics and Plasticity Theory, *PhD Thesis*, University of Oxford, 2005.
- NOUMOWE. A. N, SIDDIQUE. R, DEBICKI. G: Permeability of high-performance concrete subjected to elevated temperature (600°C), *Construction and Building Materials*, Elsevier, accepted 28 Septembre, 2008.
- OLIVER. J, HUESPE. A. E, PULIDO. M. D. G., CHAVES. E: From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach, *Engineering Fracture Mechanics* 69, 2002.
- OTTOSEN S. N: A failure criterion for concrete, *J. Engrng Mech.*, Vol 103, n° EM4, pp. 527-535, 1977.
- OWEN. D. R, FAWKES. A. J: Engineering Fracture Mechanics: Numerical Methods and Application, *Pineridge Press Ltd*, Swansea, UK, 1983.
- PEERLINGS. R. H. J, DE BORST. R, BREKELMANS. W. A. M., DE VREE. J: Gradient enhanced damage model for quasi-brittle materials, *Int. J. Num. Meth. Engrg.* 39, 1996.
- PETERSSON. P. E: Fracture energy of concrete: practical performance and experimental results, *Cement and Concrete Research*, Vol. 10, 1980.
- PHAM. D. H, NGO. X. Q: Construction Materials, *Transport and Communications Publishing House*, VN, 2000.
- PICANDET. V, KHELIDJ. A, BASTIAN. G: Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete, *Cement and Concrete Research* 31, 2001.

PICANDET. V: Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons, *Thèse de doctorat*, Université de Nantes, 2001.

PIJAUDIER-CABOT. G, BAZANT. Z. P: Nonlocal damage theory, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 113, 1987.

RAMTANI. S, BERTHAUD. Y, MAZARS. J: Orthotropic behavior of concrete with directional aspects: Modelling and Experiments, *Nuclear Engineering and Design* 133, 1992.

REINHARDT. H. W, JOOS. M: Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width, *Cement and Concrete Research* 33, 2003.

RILEM TECHNICAL COMMITTEES: Recommendations of TC 116-PCD: Permeability of concrete as a criterion of its durability: Test for gas permeability of concrete. *Materials and Structures*, Vol 32, April 1999, pp 174-179

SCRIVENER K: *Cours on-line*, EPFL, 2001

SIMONE. A, WELLS. G. N, SLUYS. L. J: From continuous to discontinuous failure in a gradient enhanced continuum damage model, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg*, 192, 2003.

SKOCZYLAS. F, HENRY. J.P: A study of the intrinsic permeability of granite to gas, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr* 32, 1995.

SOUMAHORO. Z: Etude du couplage thermomécanique dans la propagation dynamique des fissures, *Thèse de doctorat*, Ecole Polytechnique, 2005.

STABLER. J, BAKER. G: Computational modeling of thermally induced fracture in concrete, *Computational modeling of Concrete Structures*, Vol 1, Rotterdam, 1998.

SUGIYAMA T: Permeability of stressed concrete, *PhD thesis*, University of New Brunswick, Canada, 1994.

SUGIYAMA. T, BREMNER. T.W, HOLM. T. A: Effect of Stress on Gas Permeability in Concrete, *ACI Materials Journal* 93, 1996.

TCVN 3121: Vietnamese Specification, Volume 10, *Construction Publishing House*, VN, 1997.

TERRIEN. M: Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction, *Bulletin de liaison Ponts et Chaussées*, N° 105, pp. 65- 72, 1980.

TOGNAZZI C: Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires: Caractérisation et Modélisation, *Thèse de Doctorat*, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, 1998.

TOTMAN. C. A, DEMSEY. J. P: Design of concrete fracture experiments, *Clarkson University*, New York, 2003.

TRAN. T. T, COLLIN. F, CHARLIER. R: A simple model for the prediction of gas permeability of damaged concrete, *Article in preparation*, 2009.

- TRAN. T. T, COLLIN. F, CHARLIER. R, NGUYEN. T. V: Permeability of concrete, loading and temperature effects on water and gas permeability of concrete, *Proceedings of the International Conference on Computational Solid Mechanics (CSM-2008)*, HCM, 11/2008.
- TRAN. T. T, COLLIN. F, CHARLIER. R: Numerical simulation of cable anchorage zones in prestressed concrete bridge structures, *Proceedings of the International Conference on Computational Solid Mechanics (CSM-2008)*, HCM, 11/2008.
- TRAN. T. T, COLLIN. F, CHARLIER. R: Permeability of concrete under loading and temperature effects, *Poster Session, Alert 2008*, Aussois, France, 10/2008.
- TRAN. T. T, NGUYEN. L. N: Size effect and the variation of mechanical characteristics of concrete according to structural dimensions, *Journal of Communication and Transport Researches*, VN, 6/2008.
- TRAN. T. T, COLLIN. F, CHARLIER. R, NGUYEN. T. V: Strain localization and nonlocal damage models with application in the simulation of reinforced concrete structures in transportation works, *Proceedings of the International Conferences on Modern Design, Construction & Maintenance of Structures (MDCMS)*, Volume I, Hanoi, 12/2007.
- TRAN. T. T, NGUYEN. H. D, NGUYEN. L. N: Size Effect Model (SEM) with application in the determination of rupture energies and rupture modulus of some types of concrete commonly used in transportation works, *Proceedings of The 8th National Conference of Mechanics, Volume2*, Hanoi, 12/2007.
- TRAN. T. T, NGUYEN. T. V, CHARLIER. R: Strain localization and nonlocal damage model in the simulation of concrete, *Journal of Bridge and Road Engineering*, VN, 8/2007.
- TRAN. T. T: Etudes du modèle de rupture par propagation des fissures dans les poutres en béton armé, *Master Thesis*, MCMC4, Université de Liège, 2004.
- TSIMBROVSKA M: Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées. Evolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure, *Thèse de doctorat*, Université Grenoble 1, 1998.
- UNG. H. Q: Théorie de dégradation du béton et développement d'un nouveau modèle d'endommagement en formulation incrémentale tangente. Calcul a la rupture appliquée au cas des chevilles de fixation ancrées dans le béton, *Thèse de doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.
- WANG K, JANSEN D.C, SHAH S.P, KARR A.F: Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research* 27, 1997.
- WHITING. D, WALITT. A: Permeability of Concrete, *ACI SP 108-6*, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1988.

ANNEXES

Annexe A- Les courbes expérimentales charge - flèche "P-V" incomplètes pour différents types de bétons

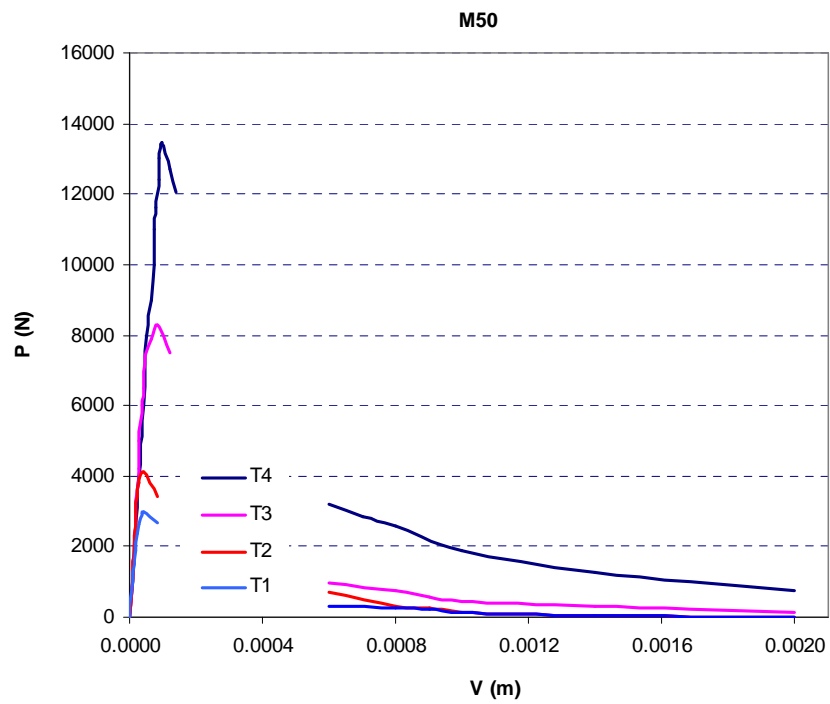


Figure A1 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M50)

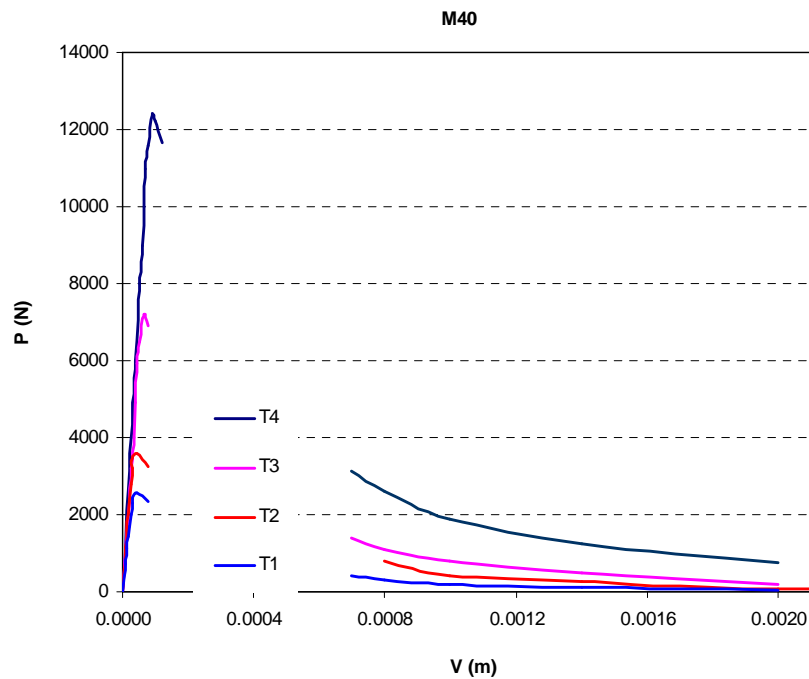


Figure A2 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M40)

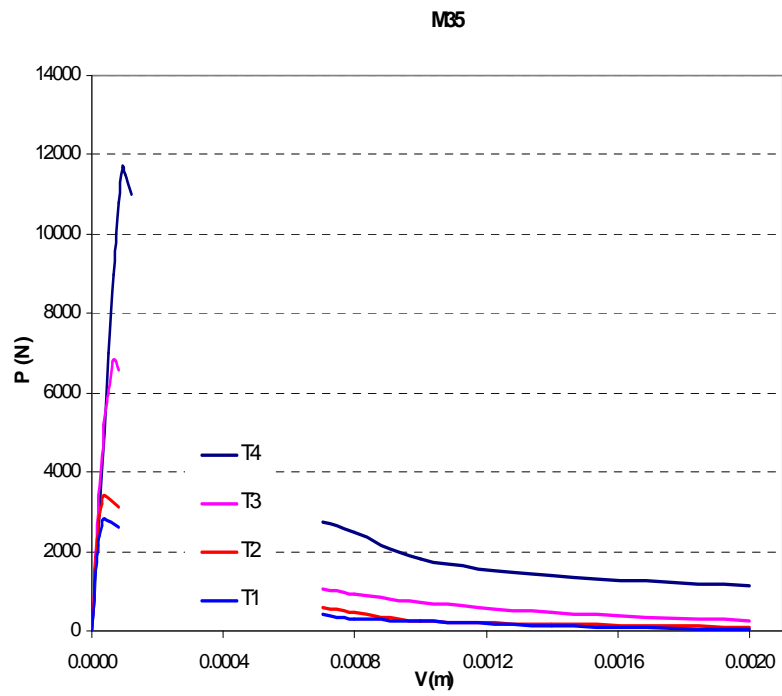


Figure A3 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M35)

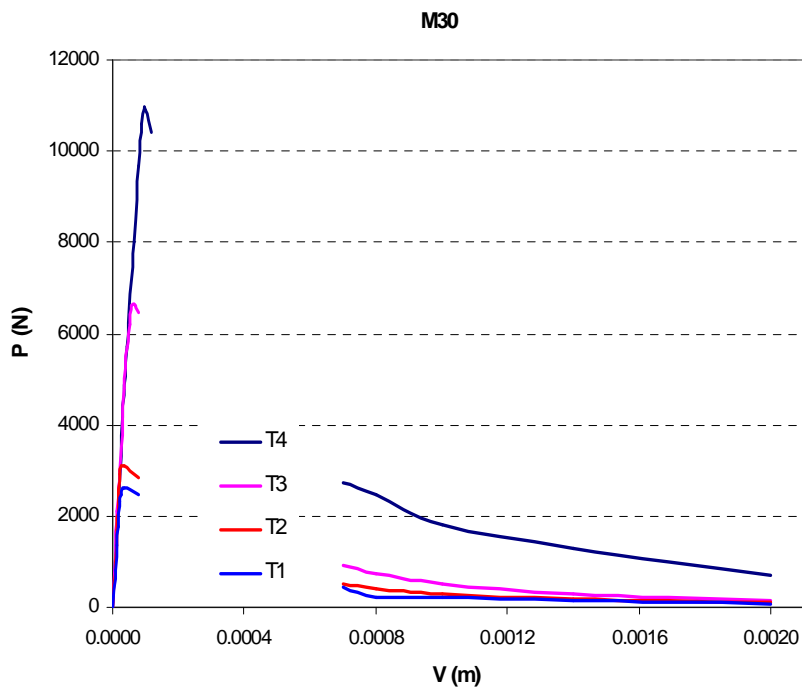


Figure A4 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M30)

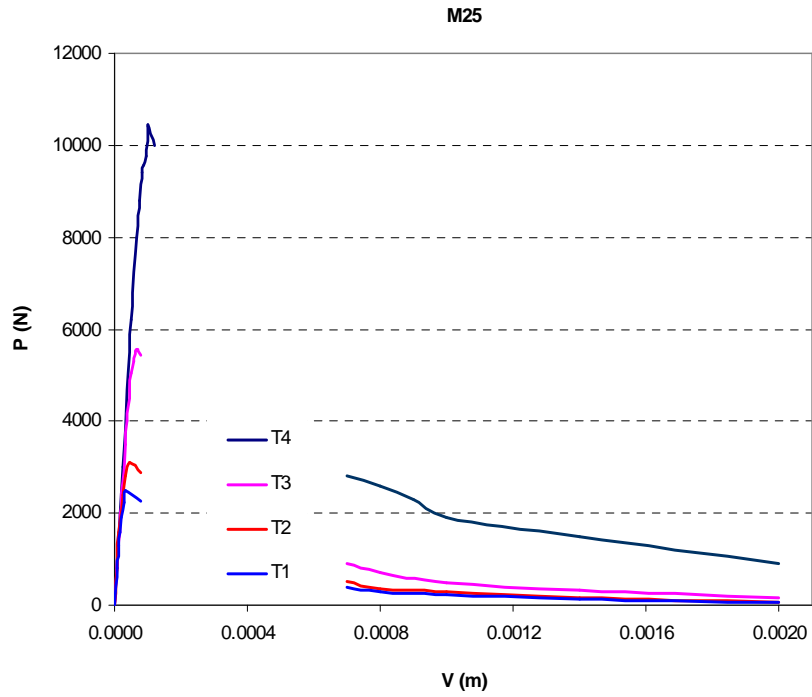


Figure A5 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M25)

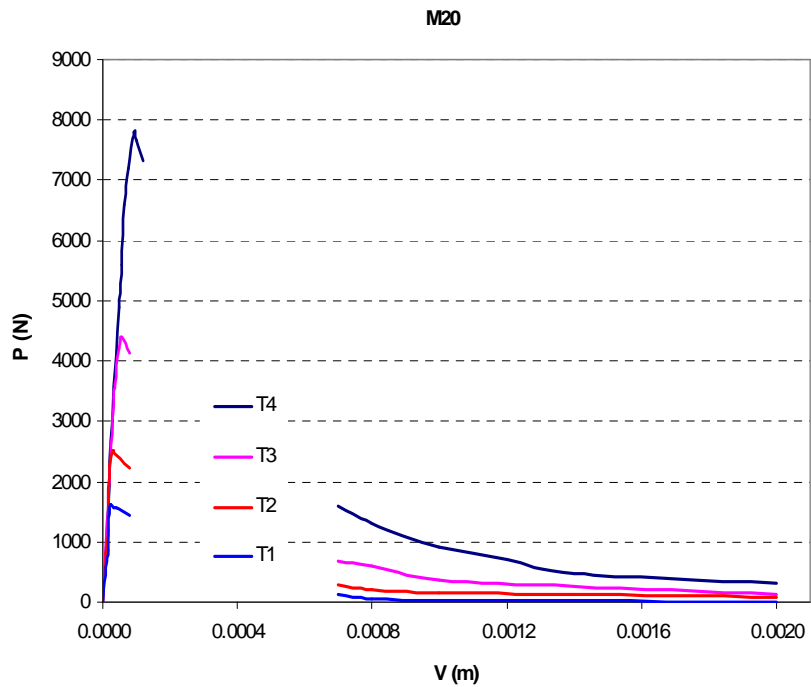


Figure A6 - Relation incomplète "P - V" pour des poutres de différentes dimensions (Béton M25)

Annexe B - L'évolution et l'accroissement de la perméabilité au gaz du béton en fonction de la déformation relative

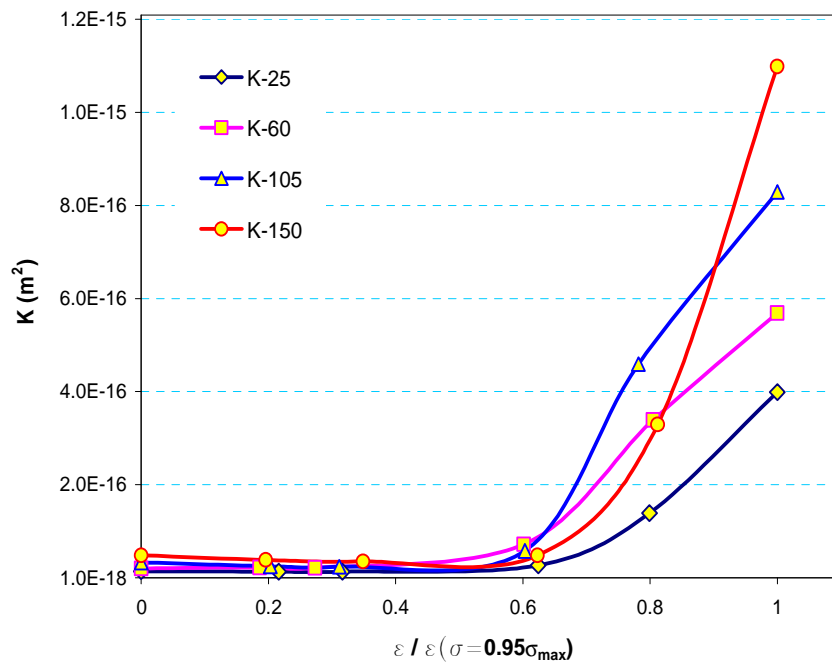


Figure B1 – Evolution de la perméabilité en fonction de la déformation relative

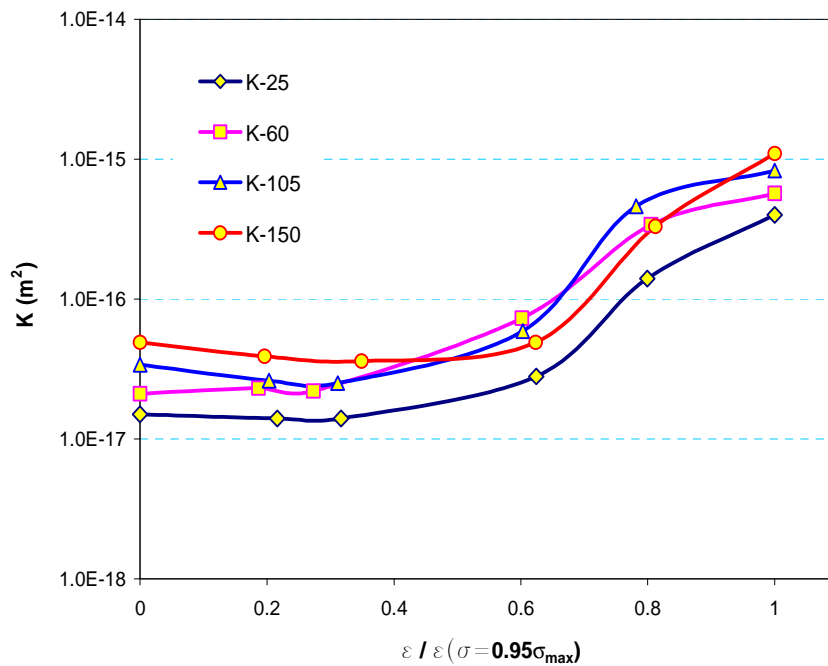


Figure B2 - Evolution de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la déformation relative

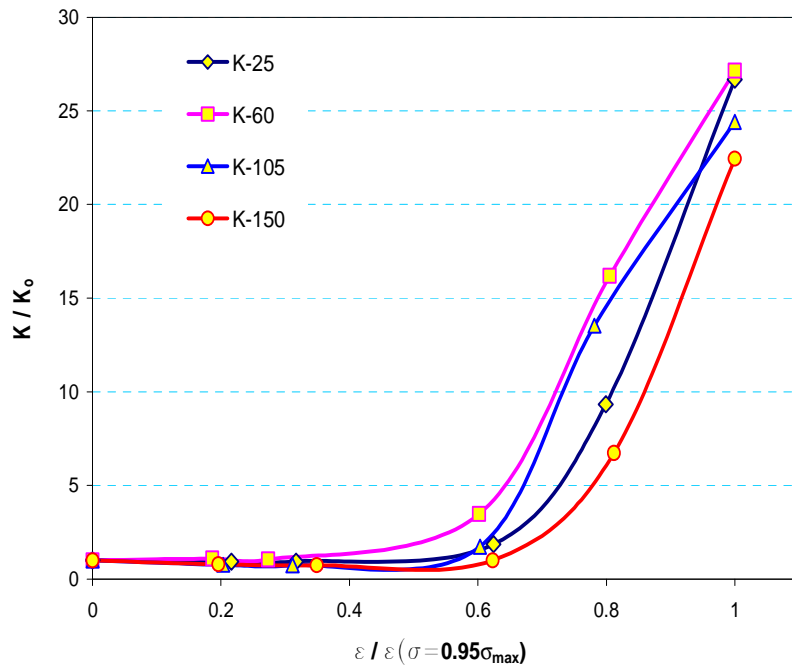


Figure B3 – Accroissement de la perméabilité en fonction de la déformation relative

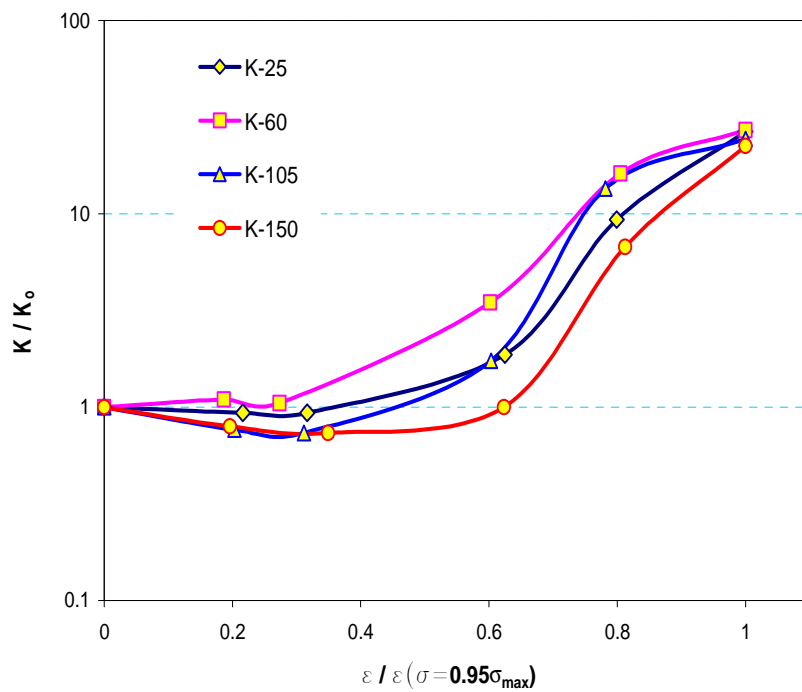


Figure B4 – Accroissement de la perméabilité (échelle logarithmique) en fonction de la déformation relative

