



HAL
open science

Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure

Marta Choinska

► **To cite this version:**

Marta Choinska. Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure. Matériaux. Ecole Centrale de Nantes (ECN); Université de Nantes, 2006. Français. NNT: . tel-00334143

HAL Id: tel-00334143

<https://theses.hal.science/tel-00334143>

Submitted on 24 Oct 2008

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

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

ÉCOLE DOCTORALE

MECANIQUE, THERMIQUE ET GENIE CIVIL

Année 2006

N° B.U. :

Thèse de DOCTORAT

*Diplôme délivré conjointement par
L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes*

Spécialité : GENIE CIVIL

Présentée et soutenue publiquement par :

MARTA CHOINSKA

le 23 Novembre 2006
à l'École Centrale de Nantes

TITRE

EFFETS DE LA TEMPERATURE, DU CHARGEMENT MECANIQUE ET DE LEURS INTERACTIONS
SUR LA PERMEABILITE DU BETON DE STRUCTURE

JURY

Président :	M. Folker H. WITTMANN	Professeur, Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich et Université de Technologie de Qingdao
Rapporteurs :	M. Frédéric SKOCZYLAS M. Jean Michel TORRENTI	Professeur, Ecole Centrale de Lille HDR-Professeur Associé, Ecole Normale Supérieure de Cachan
Examineurs :	M. Georges NAHAS M. Gilles PIJAUDIER-CABOT M. Abdelhafid KHELIDJ	Ingénieur – Chercheur, IRSN, Fontenay-aux-Roses Professeur, Ecole Centrale de Nantes Professeur, Université de Nantes
Invité :	M. Frédéric DUFOUR	Maître de Conférences, Ecole Centrale de Nantes

Directeur de thèse : Gilles PIJAUDIER-CABOT
Laboratoire : GeM – Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique
Co-encadrant : Abdelhafid KHELIDJ
Laboratoire : GeM – Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique
Co-encadrant : Frédéric DUFOUR
Laboratoire : GeM – Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA STRUCTURE POREUSE ET DE LA PERMEABILITE DU BETON	
INTRODUCTION - CHAPITRE 1	3
1.1. Structure poreuse du béton	4
1.1.1. Structure initiale	4
1.1.1.1. Structure de la pâte de ciment hydraté et du béton	4
1.1.1.1.1. Principaux hydrates de la pâte de ciment hydraté	4
1.1.1.1.2. L'interface pâte-granulat du béton	4
1.1.1.1.3. L'eau dans la pâte de ciment hydraté et le béton	4
1.1.1.2. Caractéristiques de la structure poreuse	5
1.1.1.2.1. Porosité	5
1.1.1.2.2. Distribution de la taille des pores	5
1.1.1.2.3. Connectivité	6
1.1.1.2.4. Tortuosité	6
1.1.2. Effets des sollicitations mécaniques sur la structure poreuse initiale	7
1.1.2.1. Evolution structurelle avec les sollicitations mécaniques	7
1.1.2.1.1. Fissuration en compression	7
1.1.2.1.2. Fissuration en traction	10
1.1.2.2. Evolution des caractéristiques de la structure poreuse avec les sollicitations mécaniques	10
1.1.2.3. Endommagement - base théorique	11
1.1.3. Effets de la température sur la structure initiale	13
1.1.3.1. Evolution structurelle avec la température	13
1.1.3.1.1. Modifications physico-chimiques	13
1.1.3.1.2. Fissuration thermique	14
1.1.3.2. Evolution des caractéristiques de la structure poreuse avec la température	18
1.2. Perméabilité du béton	20
1.2.1. Notions générales sur l'écoulement en milieu poreux	21
1.2.1.1. Loi de Darcy	21
1.2.1.2. Ecoulement du gaz en milieu poreux	22
1.2.1.2.1. Compressibilité	22
1.2.1.2.2. Glissement	23
1.2.2. Méthodes de détermination de la perméabilité intrinsèque du béton	25
1.2.2.1. Perméabilité dans le cas d'un écoulement laminaire	25
1.2.2.2. Perméabilité dans le cas d'un écoulement turbulent	26
1.2.3. Effets des sollicitations mécaniques sur la perméabilité du béton	28
1.2.3.1. Perméabilité en compression	28
1.2.3.2. Perméabilité en traction	32
1.2.4. Effets de la température sur la perméabilité du béton	34
1.2.5. Modèles d'évolution de la perméabilité du béton	37
1.2.5.1. Modèles discrets	37

TABLE DES MATIERES

1.2.5.2.	Modèles continus	38
1.2.5.2.1.	Validation théorique	39
1.2.5.2.2.	Relations phénoménologiques	41
SYNTHESE- CHAPITRE 1		44
CHAPITRE 2 : ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-PERMEABILITE		
INTRODUCTION - CHAPITRE 2		47
2.1. Programme expérimental		48
2.1.1. Matériau étudié		48
2.1.1.1.	Composition	48
2.1.1.2.	Cure appliquée	50
2.1.1.3.	Propriétés mécaniques	50
2.1.2. Dispositif expérimental		51
2.1.2.1.	Dispositif de mesure de la perméabilité	51
2.1.2.2.	Dispositif d'application de sollicitations mécaniques	53
2.1.2.3.	Dispositif de mesure des déformations	55
2.1.2.4.	Dispositif de régulation de la température et de l'humidité relative	57
2.1.3.	Principe de détermination de la perméabilité sous chargement	58
2.1.4.	Protocole expérimental	59
2.2. Présentation et analyse des résultats expérimentaux		62
2.2.1. Perméabilité initiale		63
2.2.2. Influence de l'état de contrainte sur la perméabilité		63
2.2.3. Evolution de la perméabilité avec le niveau de chargement		66
2.3. Relation endommagement-état de contrainte-perméabilité		74
CONCLUSIONS - CHAPITRE 2		79
CHAPITRE 3 : ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-TEMPERATURE-PERMEABILITE		
INTRODUCTION - CHAPITRE 3		81
3.1. Programme expérimental		82
3.1.1. Matériau étudié		82
3.1.2. Dispositif expérimental		82
3.1.3. Principe de détermination de la perméabilité au cours du chauffage		82
3.1.4. Protocole expérimental		84
3.2. Présentation et analyse des résultats expérimentaux		85
3.2.1. Evolution de la perméabilité avec la température		85
3.2.1.1. Identification des effets de la température sur la structure poreuse du béton		88
3.2.1.1.1.	Propriétés mécaniques du béton sous température	88
3.2.1.1.2.	Effet de Klinkenberg sous température et après refroidissement	90
3.2.1.1.3.	Porosité et distribution de la taille de pores dans le béton après refroidissement	92
3.2.1.1.4.	Analyse de phases de structures cristallines du béton après refroidissement (DRX)	94
3.2.1.1.5.	Caractérisation minéralogique du béton après refroidissement (ATG/ATD)	100
3.2.1.2.	Considération sur les effets de la température sur la perméabilité	102

3.2.2.	Evolution de la perméabilité avec la température et le chargement mécanique	103
3.2.2.1.	Influence de l'état de contrainte sur la perméabilité	105
3.2.2.2.	Evolution de la perméabilité avec le niveau de chargement	108
3.3.	Relation endommagement-température-perméabilité	112
3.3.1.	Considération sur la validité de la relation endommagement-température-perméabilité	114
3.3.2.	Limite d'application de la relation endommagement-température-perméabilité	114
3.3.3.	Considération sur la validité du découplage dans la phase post-pic	114
	CONCLUSIONS - CHAPITRE 3	115
CHAPITRE 4 :	CONTRIBUTION A LA MODELISATION D'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE	
	INTRODUCTION - CHAPITRE 4 :	117
	Vers une loi d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement et l'ouverture de fissure	
4.1.	Rappels sur les modèles non-locaux d'endommagement sur l'exemple du modèle de Mazars	119
4.1.1.	Formulation locale	119
4.1.2.	Formulation non-locale	120
4.1.2.1.	Localisation et régularisation des déformations	120
4.1.2.2.	Méthodes de régularisation	121
4.1.2.2.1.	Modèle non-local intégral	121
4.1.2.2.2.	Modèle non-local gradient implicite	121
4.2.	Raccordement entre les lois d'évolution de la perméabilité	123
4.2.1.	Proposition d'une loi de raccordement : Loi des mélanges	124
4.2.2.	Analyse de la perméabilité au niveau local et structurel	127
4.2.2.1.	Cylindre en traction par fendage (2D)	127
4.2.2.1.1.	Modèles de comportement mécanique et de la perméabilité	127
4.2.2.1.2.	Analyse de l'incidence de la loi de raccordement sur la réponse structurelle	130
4.2.2.1.3.	Analyse des effets d'échelle sur la résistance mécanique et la perméabilité	136
4.3.	Calcul d'une ouverture de fissure dans un milieu continu	148
4.3.1.	Description analytique de l'approche mécanique proposée	148
4.3.2.	Simulations numériques (1D)	152
	CONCLUSIONS - CHAPITRE 4	159
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	161
	BIBLIOGRAPHIE	165
	ANNEXE A : Caractéristiques techniques des Appareils d'Essais	175
	ANNEXE B : Evolution de la distribution de la taille des pores avec la température du traitement	177
	ANNEXE C : Influence de paramètres du modèle de Mazars sur la réponse globale en traction par fendage	178

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

Problématique

La perméabilité du béton représente la capacité de ce matériau poreux à être traversé par un fluide sous un gradient de pression. Le flux se produit dans un réseau poreux, comportant des pores initiaux ainsi que dans des vides ou des fissures. Celles-ci, induites par diverses sollicitations, interconnectent généralement les chemins de percolation et diminuent ainsi la résistance du milieu au flux, ce qui provoque une augmentation de la perméabilité. La perméabilité est un paramètre pouvant influencer indirectement la durabilité des structures en béton en gouvernant la vitesse de pénétration d'agents agressifs, mais aussi directement la capacité de confinement lorsque la structure a un rôle d'étanchéité, ce qui est le cas des enceintes de confinement des centrales nucléaires. Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire s'intéressent à ce sujet dans le cadre d'une collaboration entre l'équipe ERT Rupture et Durabilité des Ouvrages de l'Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM) et un de ses partenaires industriels Electricité de France (EDF).

L'enceinte de confinement en béton précontraint des réacteurs du parc nucléaire français constitue la troisième barrière d'étanchéité vis-à-vis de l'environnement après la gaine de combustible et la cuve en acier du réacteur. Elle doit fournir des garanties d'étanchéité pendant sa durée de vie initialement prévue pour 40 ans. L'étanchéité de la troisième barrière est testée lors des épreuves par la mesure du débit de fuite de gaz après la pressurisation préalable de l'enceinte avec de l'air sec. Le débit mesuré doit être inférieur à un seuil défini dans le rapport de sûreté.

En service, l'enceinte de confinement est soumise à différents types de sollicitations (mécaniques, thermiques, retrait, fluage, etc...) qui ne sont généralement pas assez significatives pour produire une dégradation importante du béton (Norris *et al.*, 1999). Cependant, lors des épreuves ou d'accidents éventuels, des dégradations peuvent s'accumuler et conduire ainsi à une fissuration. Par conséquent, il est nécessaire d'évaluer l'étanchéité dans le cas où le béton précontraint de l'enceinte reste dans la phase pré-pic du comportement (conditions normales de service) et dans le cas où il peut se trouver localement dans la phase post-pic du comportement (épreuves d'étanchéité ou accidents). Notons que même une faible variation de la perméabilité du béton peut entraîner une grande variation du débit de fuite.

Dans le cadre de la recherche sur la sûreté nucléaire des enceintes de confinement, beaucoup d'attention est consacrée également aux effets des accidents hypothétiques qui pourraient se produire sans remettre en cause la stabilité structurelle de l'ouvrage. A titre d'exemple, l'accident de type APRP (Accident par Perte de Réfrigérant Primaire) est postulé par rupture de tuyauterie vapeur s'accompagnant d'une élévation de la pression et de la température pouvant atteindre 150 °C.

Pour la prévision du risque de fuite de gaz consécutive aux effets de sollicitations en service ou en accident, ainsi que pour leur quantification, des simulations numériques nécessitent d'être employées, car il est délicat voire impossible de réaliser des essais *in-situ*. Dans ce but, des modèles de comportement fiables doivent être établis. Toutefois, leur établissement nécessite tout d'abord une compréhension des mécanismes des interactions entre les paramètres influençant l'étanchéité du béton.

Cadre de la thèse

Dans le contexte industriel de nos travaux, l'objectif de cette thèse est de caractériser les effets de la température jusqu'à 150 °C et de l'état mécanique ainsi que de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure.

Etant donné que l'évaluation de l'étanchéité d'une paroi en béton d'une enceinte de confinement peut se rapporter à deux régimes caractéristiques de l'état mécanique : un régime de microfissuration diffuse (en phase pré-pic) et un régime de fissuration localisée (en phase post-pic), nous étudierons l'évolution de la perméabilité dans ces deux régimes distincts pouvant se succéder ou se superposer selon le type de chargement et la partie de la structure considérée.

De plus, nous souhaitons définir si possible une loi unique d'évolution de la perméabilité capable de représenter celle-ci dans les deux régimes de fissuration (diffuse ou localisée) et qui pourra aisément s'appliquer aux calculs de structures.

Organisation de la thèse

L'objectif de cette thèse étant de caractériser l'évolution de la perméabilité du béton de structure avec les effets de la température et de l'état mécanique, nous employons à la fois des moyens expérimentaux et une modélisation numérique. Pour présenter les méthodes et les outils retenus, ainsi que les résultats obtenus au cours de la thèse, ce mémoire se décompose en quatre chapitres :

- Le premier est consacré à une synthèse bibliographique qui permet de présenter l'état des connaissances sur les mécanismes de l'évolution de la perméabilité du béton. Cette synthèse permet également de construire notre programme expérimental : nous étudierons en particulier l'évolution de la perméabilité au gaz du béton sec sous une compression uniaxiale jusqu'à la rupture et sous une température homogène jusqu'à 150 °C.

- Le deuxième présente la première étude expérimentale qui s'intéresse à l'interaction entre l'état mécanique en compression et la perméabilité du béton. Les résultats obtenus, ainsi que leur application vis-à-vis de l'obtention d'une loi d'évolution de la perméabilité, y sont exposés et analysés.

- Dans le troisième chapitre, la deuxième étude expérimentale s'intéresse d'une part à l'interaction entre la température et la perméabilité et, d'autre part, aux effets de couplage entre la température et l'endommagement et leurs influences sur la perméabilité du béton. Cette étude permettra d'analyser les effets simultanés des sollicitations thermiques et mécaniques sur la perméabilité et d'aboutir à une proposition de la loi d'évolution de la perméabilité.

- Enfin, le quatrième chapitre présente deux approches permettant de modéliser avec une seule loi l'évolution de la perméabilité avec l'état mécanique. La première approche se base sur la définition d'une loi de raccordement (loi des mélanges) entre la perméabilité en fonction de l'endommagement et la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure. La deuxième approche consiste à relier d'un point de vue mécanique l'endommagement avec l'ouverture de fissure puis à appliquer la loi de Poiseuille. Ce dernier chapitre s'inscrit dans le cadre du projet « CONTIFISS » (fissuration continue) financé par l'ANR.

Nous terminerons ce mémoire de thèse par une conclusion générale de nos travaux, ainsi que des perspectives qui en découlent sur les améliorations nécessaires à apporter afin de déboucher vers un modèle fiable capable de reproduire les variations de perméabilité d'une enceinte de confinement.

CHAPITRE 1 :

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA STRUCTURE POREUSE
ET DE LA PERMEABILITE DU BETON**

INTRODUCTION

Dans le but de caractériser l'interaction entre les paramètres influençant la perméabilité du béton de structure, en particulier celui d'une enceinte de confinement de centrale nucléaire en cas d'accident type APRP, nous nous intéressons principalement à l'évolution de la perméabilité du béton sous une température de l'ordre de 150 °C et sollicité mécaniquement. Les effets de l'état hydrique et de l'état mécanique peuvent être, selon Jason (2004), découplés pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité du béton. L'impact de l'état hydrique sur la perméabilité, qui a fait l'objet d'autres études (voir, par exemple, Abbas *et al.*, 1999, Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004, Sanjuant et Munoz-Martialay, 1996, Gardner *et al.*, 2005), n'est donc pas pris en compte dans notre travail. De même, l'influence de la dégradation chimique sur la perméabilité ne sera pas considérée (Gérard, 1996, Tognazzi, 1998, Loosevelt, 2002, NIST, 1999).

Etant donné que la perméabilité du béton est contrôlée par les propriétés de sa microstructure, nous caractérisons cette dernière dans la première partie de ce chapitre à l'état initial, puis son évolution avec les sollicitations mécaniques et la température.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, après un rappel des aspects théoriques concernant la détermination de la perméabilité du béton, nous présentons les résultats d'une étude bibliographique sur l'évolution de la perméabilité avec les sollicitations mécaniques et avec la température. De plus, nous exposons des modèles d'évolution de la perméabilité basés sur un couplage endommagement-perméabilité (cas de modèles continus) ou ouverture de fissure-perméabilité (cas de modèles discrets).

1.1. Structure poreuse du béton**1.1.1. Structure initiale**

Le béton durci est un matériau poreux composé de pâte de ciment hydraté et de granulats (sable et gravier). Cette structure complexe se décompose en une phase solide et une phase fluide (liquide et gazeuse). Le volume de chaque phase influence, entre autres, la structure poreuse initiale du béton.

1.1.1.1. Structure de la pâte de ciment hydraté et du béton**1.1.1.1.1. Principaux hydrates de la pâte de ciment**

La phase solide de la pâte de ciment est formée de grains de ciment hydraté. Les produits d'hydratation les plus importants (au moins 50 % d'une pâte de ciment ordinaire) sont les silicates de calcium hydratés, noté C-S-H (dans la convention de notation cimentière : C-CaO, S-SiO₂, H-H₂O). Ce composé est souvent appelé « gel » de C-S-H. Ce terme signifie l'agrégation rigide de matériau colloïdal et indique le faible degré de cristallinité de ce composé « gorgé d'eau » (Baroghel-Bouny, 1994). En plus de ce « gel », la pâte de ciment hydraté contient des cristaux plus grossiers, tels que ceux de la portlandite Ca(OH)₂ (~20 % d'une pâte de ciment ordinaire) cristallisant en plaquettes hexagonales, et des aluminates ou sulfo-aluminates de calcium hydratés (~10 % d'une pâte de ciment ordinaire), dont l'ettringite cristallisant sous forme d'aiguilles à base hexagonale. Ces principaux constituants de la pâte de ciment hydraté guident ses propriétés mécaniques.

1.1.1.1.2. L'interface pâte de ciment-granat du béton

Dans le béton durci, autour des granulats, une zone de pâte de ciment hydraté particulière, appelée « auréole de transition » (Maso, 1980), peut être présente en fonction de la forme et de la composition chimique des granulats. La liaison pâte-granat est trouvée meilleure d'un point de vue mécanique avec des granulats concassés qu'avec des granulats roulés (Moranville-Regourd, 1992).

Par ailleurs, dans le cas de granulats peu poreux (par exemple : granulats siliceux), cette liaison, qui s'établit au cours de l'hydratation, est fortement poreuse et ainsi moins résistante que la pâte elle-même. De ce fait, elle constitue le point faible des bétons : la fissuration se produit préférentiellement à ce niveau. Cependant, avec les granulats très poreux (par exemple : granulats calcaires), suite à la formation d'hydrates de carbo-aluminates de calcium à l'interface pâte-granat, l'auréole est faiblement poreuse et sa résistance mécanique est élevée.

1.1.1.1.3. L'eau dans la pâte de ciment hydraté et le béton

L'eau, présente dans la pâte de ciment hydraté et le béton, se retrouve sous trois formes :

- l'eau capillaire
- l'eau adsorbée
- l'eau chimiquement liée

L'eau capillaire remplit le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et elle est séparée de la phase gazeuse par des ménisques. Lorsque l'eau capillaire se trouve en équilibre avec la phase

gazeuse par l'intermédiaire d'une interface plane, elle est appelée eau libre. Celle-ci est présente dans les gros pores et s'évacue facilement du béton lors du séchage.

L'eau adsorbée est soumise à des champs de forces superficielles par l'intermédiaire des forces intermoléculaires de Van der Waals et des forces électrostatiques. La distinction entre physi- et chimi-sorption dépend de la grandeur des énergies d'adsorption. L'eau adsorbée est présente sur la surface solide des pores, notamment sur le gel C-S-H (l'eau interlamellaire et inter-feuillet, cf. les travaux de Sierra, 1982).

Finalement, 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.

L'eau adsorbée la plus liée (adsorbée chimiquement), ainsi que l'eau chimiquement liée, est également classifiée comme eau « non-évaporable », au contraire de l'eau capillaire et celle adsorbée la moins liée (adsorbée physiquement) (Baroghel-Bouny, 1994).

1.1.1.2. Caractéristiques de la structure poreuse

La structure poreuse de la pâte de ciment hydraté et du béton durci peut être caractérisée à travers des paramètres tels que la porosité, la distribution de la taille des pores, la connectivité ou la tortuosité des pores. Ces paramètres influencent aussi bien les propriétés mécaniques que la durabilité du béton par l'intermédiaire des propriétés de transferts.

1.1.1.2.1. Porosité

Nous rappelons que la porosité totale p d'un matériau poreux est définie par :

$$p = \frac{V_p}{V_t} \quad (1.1)$$

où V_p est le volume des vides du matériau, alors que V_t est le volume total.

La porosité totale d'un béton ordinaire durci est de l'ordre de 10 % (Baroghel-Bouny, 1994). Cette porosité résulte de celle de la pâte, des granulats (porosité de l'ordre de 2 % pour certains granulats calcaires, voir Baroghel-Bouny, 1994) et de l'interface pâte-granulat.

Cependant, différents niveaux de connectivité peuvent exister pour un pore :

- interconnecté
- aveugle (bras mort)
- isolé.

Les pores interconnectés permettent le transport de matières dans le matériau, contrairement aux pores aveugles ou aux pores isolés.

1.1.1.2.2. Distribution de la taille des pores

Le béton est caractérisé par un large spectre de taille des pores. Deux familles de taille de pores sont à considérer (Figure 1.1) :

- les pores capillaires
- les pores internes aux hydrates

Les pores capillaires sont détectables par porosimétrie au mercure (voir description de la méthode et exemple de résultats au paragraphe §4.2.2.3.). Ils représentent les espaces intergranulaires et sont directement liés au rapport Eau / Ciment du mélange de la pâte de ciment. En raison de la maniabilité du béton (surtout ordinaire), le volume d'eau fourni pour la fabrication du béton est

supérieur au volume nécessaire pour l'hydratation. Par conséquent, cet excédent d'eau s'évacue par séchage au cours du temps et laisse des pores capillaires disponibles pour la circulation de gaz.

Cependant, les pores internes aux hydrates (en particulier au gel C-S-H), ne sont pratiquement pas affectés par le rapport Eau / Ciment. Cette porosité, intrinsèque aux hydrates, peut être observée à l'aide de l'adsorption gazeuse (Baroghel-Bouny, 1994).

A ces deux familles de taille de pores, les vides dus aux bulles d'air (voir Figure 1.1), et les fissures (diamètre supérieur à 1 µm) sont à ajouter.

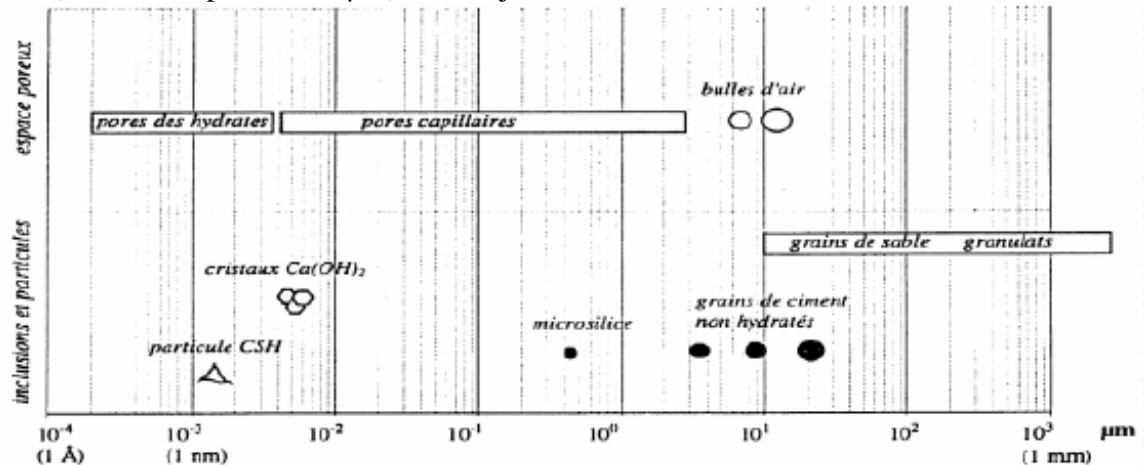


Figure 1.1 : Echelle dimensionnelle des constituants et des pores du béton (d'après Tsimbrovska, 1998).

1.1.1.2.3. Connectivité

La connectivité (C) est un paramètre de la topologie de la structure poreuse (description de Cairns, puis de Fischermeister, rapportée par Dullien, 1979) 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 déconnecter de nœuds du reste du réseau. Pour une meilleure compréhension du modèle associé voir, par exemple, Dullien (1979). Dans notre cas, nous retenons la relation :

$$C = b - n + 1 \quad (1.2)$$

où b est le nombre de branches et n le nombre de nœuds.

Remarquons qu'un pore isolé, mais qui se connecte par exemple par microfissuration aux pores interconnectés, peut désormais participer aux écoulements à travers le matériau. On a alors une connectivité qui augmente par fissuration.

1.1.1.2.4. Tortuosité

La tortuosité (τ), introduite dans le modèle géométrique de la perméabilité de Carman-Kozeny (Carman, 1956), caractérise le chemin d'écoulement d'un fluide à travers le réseau poreux par :

$$\tau = \left(\frac{L_e}{L} \right)^2 \quad (1.3)$$

où L_e est la longueur réelle du parcours d'un fluide et L est la longueur projetée du parcours d'un fluide en ligne droite.

1.1.2. Effets des sollicitations mécaniques sur la structure poreuse initiale

Au-delà d'un certain seuil de sollicitation mécanique, des fissures apparaissent dans le béton (Mazars, 1984). Elles endommagent le matériau en provoquant une baisse du module d'élasticité observée sur les courbes du comportement expérimental (cf. Figures 1.2 et 1.3). Diverses méthodes expérimentales (microscopie optique, rayon X, propagation d'ondes ultrasonores, émission acoustique, extensométrie) ont mis en évidence deux types de fissuration du béton :

- au niveau de l'interface pâte de ciment-granulat (auréole de transition)
- à travers le mortier

Comme les propriétés du béton en compression sont les plus utilisées dans la réalisation des ouvrages, la fissuration du béton en compression a fait l'objet de plusieurs études pour comprendre son comportement. Bien que la résistance en traction du béton soit de l'ordre de 10 % de celle en compression (négligée dans les règlements), ce qui limite son utilisation dans les zones tendues, la fissuration du béton en traction a été également largement étudiée. En effet, la connaissance de la fissuration en traction est indispensable afin de caractériser le comportement complet du béton ou lorsqu'on souhaite estimer une charge correspondante à une certaine ouverture de fissure qui gouverne la résistance du béton à la pénétration des agents agressifs (vis-à-vis de la durabilité).

Dans les paragraphes suivants, nous allons décrire la fissuration et le comportement expérimental du béton d'abord en compression (uniaxiale), puis en traction. Cependant, la description des effets de la compression est davantage détaillée car ce type de chargement est celui des enceintes de confinement et est donc considéré par la suite dans notre étude expérimentale.

1.1.2.1. Evolution structurelle avec les sollicitations mécaniques

1.1.2.1.1. Fissuration en compression

Le comportement typique du béton lors des cycles de chargement-déchargement est montré sur la Figure 1.2.

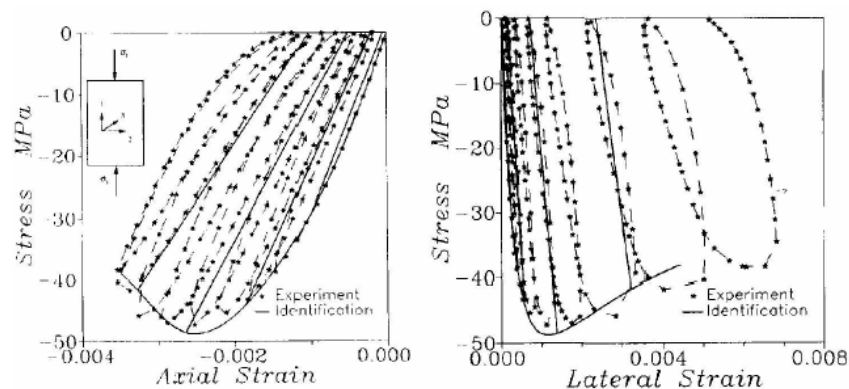


Figure 1.2 : *Comportement du béton en compression lors d'un essai piloté en déformation (d'après Ramtani et al., 1992).*

Ce comportement fait apparaître un ensemble de résultats liés à l'évolution structurelle du béton avec la compression, regroupés selon quatre phases :

- la première, jusqu'à 40-60 % de la contrainte maximale, où le comportement reste quasi-linéaire. En effet, la microfissuration évolue peu dans cette phase. Au regard du mécanisme de fissuration en compression, proposé par Mehta (1986) et illustré sur la Figure 1.3, les premières microfissures aux interfaces pâte-granulat apparaissent déjà pour 30 % de la contrainte maximale.
- la deuxième, jusqu'à 75-85 % de la contrainte maximale, où le comportement devient non-linéaire. D'après Mehta (1986), un réseau de microfissures se propage aux interfaces qui commencent à gagner la pâte déjà pour 75 % de la contrainte maximale. Cependant, d'après Shah *et al.* (1987), avant 85 % de la contrainte maximale, la fissuration se réduit à une microfissuration aux interfaces pâte-granulat (observations au microscope). Toutefois, à l'échelle microscopique, cette microfissuration, due aux extensions, se développe en mode d'ouverture (I) et en mode de cisaillement plan (II) combinés aussi bien à l'interface que dans la pâte (Mazars, 1984).
- la troisième, jusqu'au pic de contrainte. Par effet de Poisson croissant, les extensions perpendiculaires à l'axe de chargement deviennent si importantes, que des microfissures parallèles à l'axe du chargement et à travers la pâte apparaissent (Acker *et al.*, 1982, Mehta, 1986, Shah *et al.*, 1987). Au fur et à mesure que le chargement se poursuit, ces microfissures rejoignent celles des interfaces pour former des microfissures connectées dans le béton.

Lorsqu'on approche la contrainte maximale, ces microfissures, parallèles à l'axe du chargement, finissent par s'organiser en une ou plusieurs macrofissures. Des mesures des champs de déplacements et de distorsions (technique de stéréophotogrammétrie, voir Figure 1.4) montrent que les déformations se concentrent, puis croissent rapidement dans des zones d'épaisseur faible mais finie pour former une macrofissure, alors que les zones voisines se déchargent. Ce phénomène est appelé localisation des déformations ; le champ moyen de déformation devient non-uniforme (Torrenti *et al.*, 1993).

- la quatrième, au-delà du pic de contrainte, où le comportement devient adoucissant. Des fissures macroscopiques (localisées) s'ouvrent et se propagent, conduisant à la rupture du matériau.

Dans la première phase du comportement, la fermeture des pores et des microfissures préexistantes a été observée (Acker *et al.*, 1982). Cette phase correspond ainsi à une contraction globale du volume. Par contre, à partir de 85 % de la contrainte maximale puis dans la phase post-pic, une nette augmentation du volume global du matériau a été rapportée par Picandet (2001), ce qui correspond au comportement dilatant du matériau.

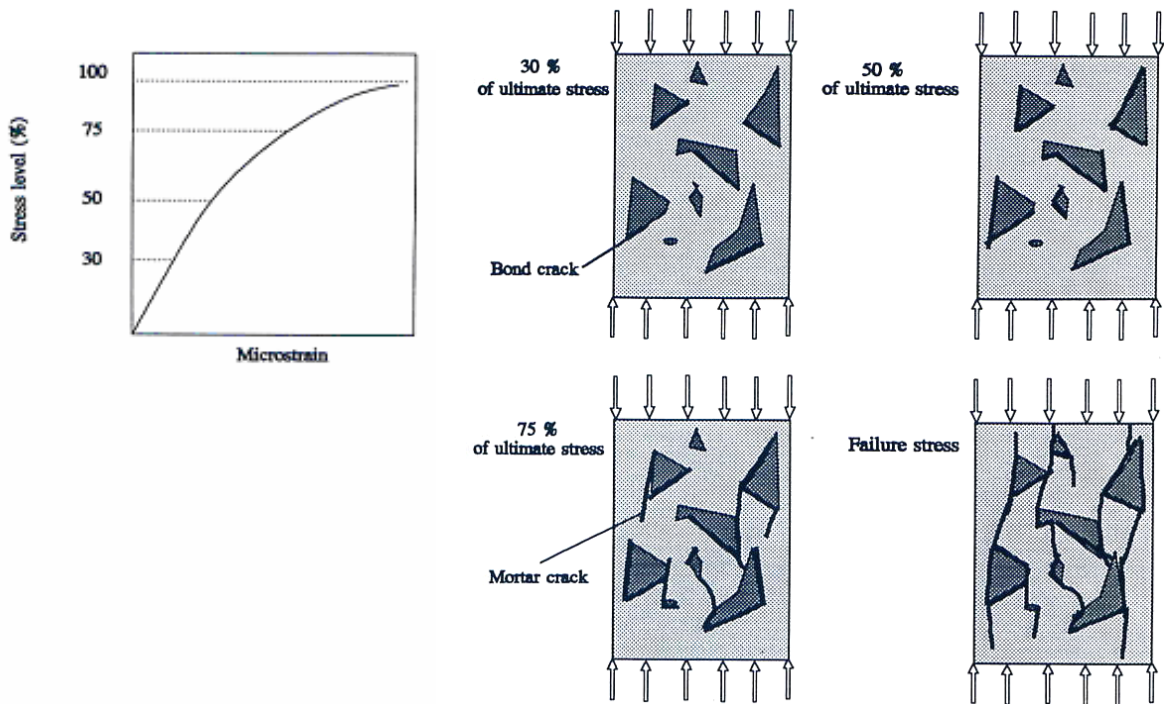


Figure 1.3 : Illustration schématique de la fissuration du béton chargé en compression (d'après Mehta, 1986).

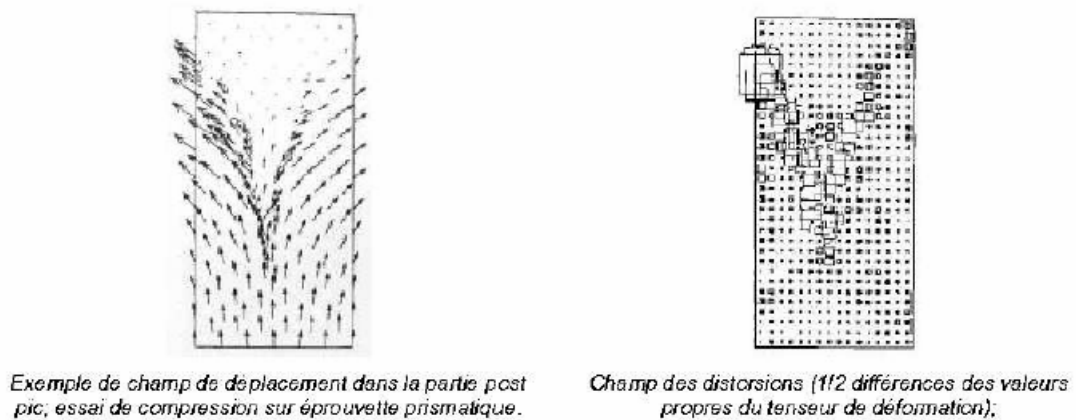


Figure 1.4 : Phénomène de localisation des déformations dans un essai de compression du béton (d'après Torrenti et al., 1993).

1.1.2.1.2. Fissuration en traction

Les essais de traction directe sur béton sont très délicats à mener. En effet, la traction fait apparaître une sensibilité aux défauts ainsi qu'une forte instabilité (Mazars, 1984). De ce fait, les essais de traction indirecte ont été développés (flexion 3 ou 4 points, fendage). Ils fournissent la résistance en traction, mais ils ne permettent pas d'analyser complètement la fissuration en traction. Un autre type d'essai a été développé afin de reproduire une fissuration de traction. Il s'agit des essais *PIED* (Ramtani, 1990) et *BPEDE* (Gérard, 1996), développés pour « stabiliser » la réponse en contrôlant l'apparition d'une ou de plusieurs microfissures. L'effort de traction est appliqué sur des barrettes métalliques qui induisent une déformation homogène au béton en surface de l'éprouvette.

Le comportement expérimental, obtenu lors d'une traction directe sous chargement monotone, est montré sur la Figure 1.5.

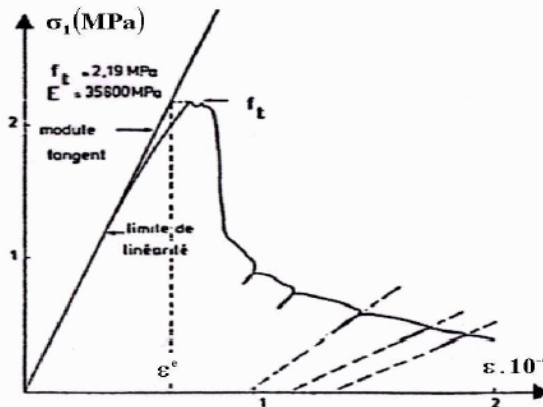


Figure 1.5 : Comportement du béton en traction lors d'un essai direct piloté en déformation (d'après Terrien, 1980).

Il fait apparaître distinctement trois phases :

- la première phase, jusqu'à environ 50 % de la contrainte maximale, où le comportement reste quasi-linéaire. L'apparition de microfissures aux interfaces est quasiment nulle.
- la deuxième phase, jusqu'au pic de contrainte, où le comportement devient non-linéaire. L'endommagement du matériau, se manifestant par une perte de la raideur, apparaît suite à la décohésion des interfaces entre pâte et granulats, puis à la progression des microfissures dans la pâte (Mazars, 1984).

A l'approche du pic de contrainte, la localisation des déformations a lieu, ce qui correspond à la formation d'une macrofissure localisée (Mazars, 1984).

- la dernière phase, où le comportement devient adoucissant. Le développement d'une macrofissure localisée conduit à la rupture du matériau.

1.1.2.2. Evolution des caractéristiques de la structure poreuse avec les sollicitations mécaniques

La fissuration, en compression comme en traction, crée des vides au sein de la matière. Ainsi, elle participe à l'augmentation de la porosité totale du matériau et provoque une modification de la

distribution de la taille des pores (Baroghel-Bouny, 1994). Le volume de fissures, dont le diamètre est compris entre 1 μm et quelques mm, s'ajoute au volume des pores initiaux.

Les microfissures connectent les pores initiaux, puis s'interconnectent entre elles pour former des macrofissures. En effet, la connectivité d'un tel réseau poreux fissuré augmente, car des branches supplémentaires du réseau poreux initial sont créées.

En ce qui concerne la tortuosité, étant donné que les granulats agissent comme des barrières à la propagation des fissures (Wang *et al.*, 1994), la trajectoire des macrofissures devient d'autant plus tortueuse que le diamètre des granulats est important. Cependant, lorsqu'une fissuration intragranulaire a lieu (fissures traversant les granulats), la tortuosité diminue significativement pour tendre vers 1.

1.1.2.3. Endommagement - base théorique

Nous rappelons que, pour décrire la perte de rigidité du béton due à l'apparition puis à la propagation progressive de microfissures, les modèles d'endommagement, basés sur la mécanique des milieux continus, peuvent être employés.

La théorie d'endommagement, proposée initialement par Kachanov en 1958, caractérise le processus de la microfissuration qui précède la rupture macroscopique. Connaissant l'histoire des contraintes et des déformations relatives à un élément de volume donné d'une structure, les lois fournissent, par intégration dans le temps, l'évolution de l'endommagement jusqu'à l'amorçage de la fissure macroscopique.

Pour représenter l'endommagement à l'échelle d'un point matériel, considérons un solide endommagé dans lequel on isole un élément de volume fini d'une taille suffisamment grande par rapport aux hétérogénéités du milieu. Soit S l'aire totale d'une section donnée de l'élément de volume repérée par sa normale \vec{n} . Sur cette aire, l'aire S_D correspond à celle créée par des microfissures (Figure 1.6). L'endommagement local D_n de cet élément de volume dans la direction \vec{n} s'écrit :

$$D_n = \frac{S_D}{S} \tag{1.4}$$

La variable d'endommagement est nulle pour l'état non-endommagé ou vierge, est égale à 1 à la rupture (suivant un plan normal à \vec{n}) et reste toujours comprise entre ces deux valeurs.

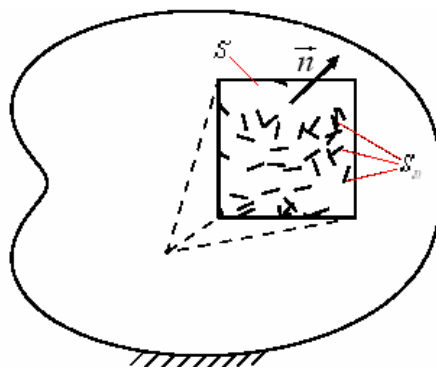


Figure 1.6: *Elément d'un solide endommagé.*

L'hypothèse d'isotropie consiste à supposer que l'endommagement engendre différentes microfissures distribuées uniformément dans toutes les directions. Dans ce cas, la valeur de la variable D_n ne dépend pas de l'orientation \vec{n} et le scalaire D caractérise intégralement l'état de l'endommagement. Nous suivrons cette approche dans notre étude.

Dans la mécanique d'endommagement, la notion de contrainte effective σ' , introduite par Rabotnov en 1968, est considérée. Elle correspond à une contrainte du matériau non-endommagé :

$$\sigma' = \frac{\sigma}{(1-D)} \quad (1.5)$$

où σ est le tenseur de contrainte de Cauchy. On suppose que tout comportement d'un matériau endommagé se traduit par les lois de comportement du matériau vierge, dans lesquelles on remplace la contrainte usuelle par la contrainte effective.

Ainsi, la loi de comportement élastique-endommageable, où la variable scalaire d'endommagement isotrope D se traduit par une modification (perte) de la raideur élastique, s'écrit :

$$\sigma' = C \varepsilon \quad (1.6)$$

Cela revient à considérer :

$$\sigma = (1-D) C \varepsilon \quad (1.7)$$

où ε est le tenseur de déformation et C est le tenseur d'élasticité d'ordre 4.

La variable d'endommagement suit une loi d'évolution basée sur un critère en déformation (Mazars, 1984 et de Vree *et al.*, 1995), en énergie ou en contrainte (voir, par exemple, Lemaitre et Chaboche, 1984). Le modèle le plus simple pour décrire la rupture du béton en mode I et le plus couramment utilisé est celui de Mazars (1984) (cf. §4.1).

1.1.3. Effets de la température sur la structure poreuse initiale

Des phénomènes multiples au niveau microstructural apparaissent pendant la mise en température élevée du béton. Parmi les plus importants figurent la modification de la teneur en eau due à l'évaporation de l'eau non-liée (l'eau capillaire et une partie de l'eau adsorbée) jusqu'à 120 °C (Noumowé, 1995), la décomposition chimique de la pâte de ciment due à la perte de l'eau liée, la fissuration thermique provoquée par la dilatation thermique différentielle, la dilatation thermique libre de l'ensemble du matériau, le changement de pression interne de pores (Luccioni *et al.*, 2002), etc. Nous allons maintenant décrire les modifications physico-chimiques et la fissuration thermique, car elles affectent fortement et de manière irréversible (endommagement) la structure poreuse du béton.

1.1.3.1. Evolution structurelle avec la température

1.1.3.1.1. Modifications physico-chimiques

Le béton soumis à des températures élevées subit des transformations physico-chimiques qui modifient sa microstructure. Grace à la diffraction aux rayons X (DRX, voir description de la méthode et exemple de résultats au paragraphe §3.2.1.1.4.) ou l'analyse thermique différentielle (ATD, voir description de la méthode et exemple de résultats au paragraphe §3.2.1.1.5.), les réactions suivantes sont mises en évidence dans la pâte de ciment :

- entre 30 °C et 105 °C, l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'évacuent du béton. L'eau non-liée est intégralement éliminée à 120 °C (Noumowé, 1995).
- entre 110-130 °C et 170 °C, la décomposition du gypse (Noumowé, 1995, Alarcon-Ruiz *et al.*, 2005) et de l'ettringite (Zhou et Glasser, 2001), accompagnée de la perte d'une partie de l'eau liée des carbo-aluminates hydratés (Nonnet *et al.*, 1999), peut avoir lieu. Cependant, d'après Baroghel-Bouny (1994), le gypse et l'ettringite se déshydratent dès 80 °C. Il existe sur ce point une controverse entre chercheurs.
- 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. Cela signifie que les produits hydratés se transforment en produits anhydres avec l'eau devenue libre, qui s'évapore (pendant le chauffage). Cependant, selon Harmathy (1970) et Bazant et Wittmann (1982), la déshydratation a lieu à partir de 105 °C. Selon Baroghel-Bouny (1994), la température de déshydratation des silicates de calcium hydraté (C-S-H) est mal connue et dépend de l'humidité relative mais, selon cet auteur, à 105 °C la déshydratation a déjà commencé.
- Entre 450 °C et 550 °C, la portlandite Ca(OH)_2 se décompose en chaux libre CaO et en eau, qui s'évapore (Noumowé, 1995).
- Entre 600 °C et 700 °C, une seconde étape de la déshydratation des phases de C-S-H, résultant d'une formation de silicates bicalciques et d'une libération d'eau, a lieu (Bazant et Kaplan, 1996).
- Entre 700 °C et 900 °C, il y a décomposition du carbonate de calcium CaCO_3 , contenu dans les granulats calcaires et dans la pâte de ciment, lorsqu'elle contient du filler calcaire. Cette réaction de décomposition en chaux libre CaO est accompagnée d'une libération de gaz carbonique.

La vapeur d'eau, issue de l'eau libre et de l'eau chimiquement liée, remplit le réseau poreux et tend à s'échapper du béton. Lorsqu'elle n'arrive pas à le faire, la pression de la vapeur augmente (Tsimbrovska, 1998).

1.1.3.1.2. Fissuration thermique

D'une part, la pâte de ciment hydraté subit une expansion jusqu'à environ 150 °C, puis une contraction lorsqu'elle est sujette à un fort retrait de dessiccation qui mène à la perte d'eau (Figure 1.7) (Diederichs *et al.*, 1989). Pour ces températures, le retrait de la pâte de ciment est essentiellement provoqué par la déshydratation du gel de C-S-H.

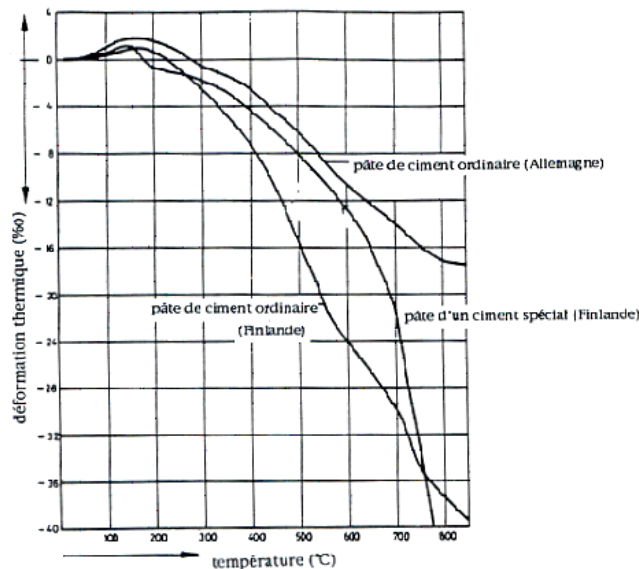


Figure 1.7 : Evolution de la déformation thermique des pâtes de ciment avec la température (d'après Diederichs *et al.*, 1989).

D'autre part, les granulats subissent toujours une expansion thermique (Figure 1.8) (Diederichs *et al.*, 1989, Bazant et Kaplan, 1996). Pour les granulats courants, la dilatation thermique de ceux à base de roches volcaniques (comme le basalte) est la plus faible, suivie de celle de granulats calcaires, puis de celle de granulats à base de grès et de quartzites (Noumowé, 1995).

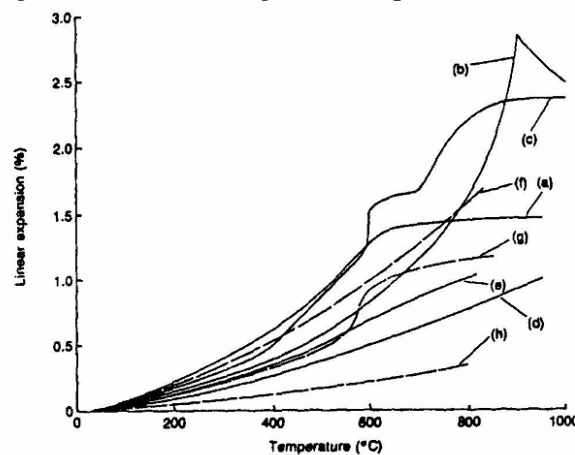


Figure 1.8 : Evolution de la déformation thermique des granulats naturels avec la température : (a),(g) – grès, (b),(f) – calcaire, (c)- granit, (d) – anorthosite, (e) – basalte, (h) –pumice, d'après Bazant et Kaplan (1996).

Par conséquent, la déformation thermique du béton résulte de la contribution des déformations thermiques de la pâte de ciment et des granulats qui n'ont pas le même coefficient de dilatation thermique. Dans la plupart des cas, jusqu'à 150 °C, l'expansion de la pâte est supérieure à celle du granulat. Suite à des déformations empêchées par la dilatation différentielle de la pâte et des granulats, des contraintes naissent aux interfaces pâte-granulat et peuvent entraîner la fissuration thermique. Cependant, pour des hautes températures, seule la dilatation des granulats entraîne la dilatation du béton malgré la contraction de la pâte (Bazant et Kaplan, 1996). En effet, les granulats sont mécaniquement plus résistants et ils dominent le comportement thermique en fissurant la pâte (système de déformations empêchées). Pour expliquer les types de fissuration qui peuvent se produire dans un béton sous température, considérons le comportement d'une inclusion, le granulat, dans une matrice, la pâte de ciment. D'après le modèle de l'inclusion sphérique de Hettema (1996) rapporté par Lion (2004), lorsque la dilatation due aux effets de la température de la matrice est supérieure à celle de l'inclusion, les fissures se développent à l'interface matrice-inclusion par décohérence (fissures tangentielles) (voir Figure 1.9). C'est ainsi le cas jusqu'à 150 °C lorsque la pâte se dilate davantage que le granulat. Inversement, lorsque la dilatation due aux effets de la température de la matrice est inférieure à celle de l'inclusion, des fissures radiales se forment au sein de la matrice (voir Figure 1.9). C'est normalement le cas du béton sous des températures supérieures à 150 °C. En conséquence, la fissuration thermique comprend à la fois la création de nouveaux pores (vides) et l'élargissement irréversible des pores préexistants (Lion, 2004). De plus, l'élargissement des pores favorise la destruction des particules de pâte servant de cloisons aux pores (Noumowé, 1995).

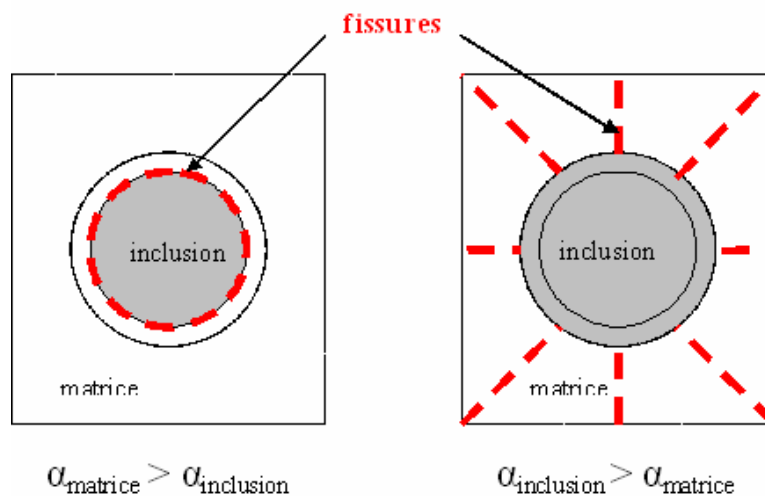
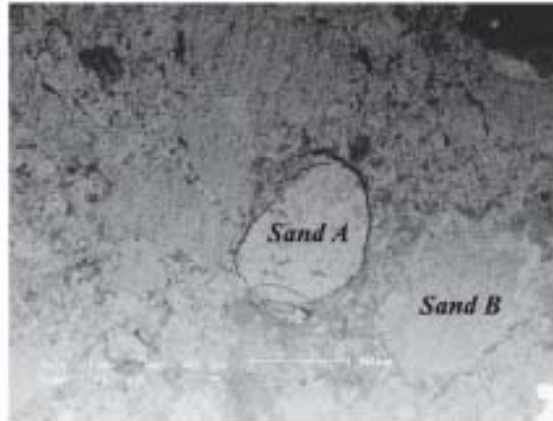


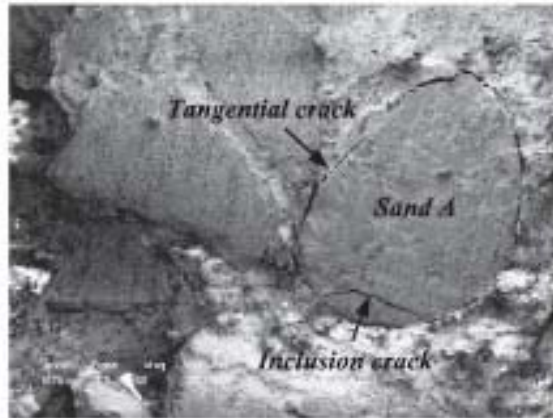
Figure 1.9 : Schémas de fissuration dans un milieu matrice-inclusion adaptés de Hettema (1996). *a* représente le coefficient de dilatation équivalent dû aux effets de la température (ici dilatation thermique et retrait de dessiccation).

Ces types de fissuration ont été observés dans un mortier traité à 300 °C par Fu *et al.* (2004) qui ont employé la microscopie électronique à balayage (MEB) (Figure 1.10). Concernant la fissuration thermique de la pâte de ciment pure, ils ont remarqué également une fissuration suite à l'incompatibilité thermique entre les composés hydratés et déshydratés de la pâte. Les fissures

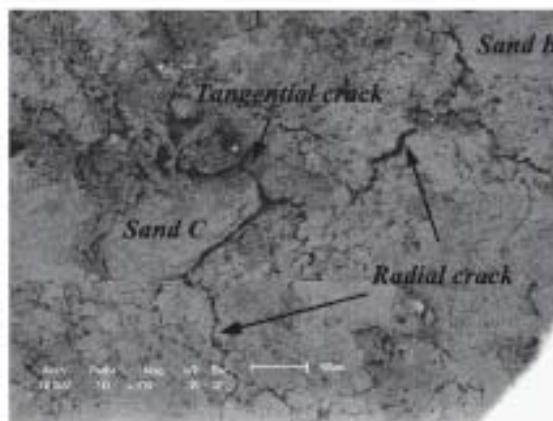
ont été formées au dessous de 100 °C et leurs ouvertures et longueurs ont augmenté rapidement avec la température (Figure 1.11).



(a) Crack patterns at 300°C, ×35 in mortar (M-300)



(b) Tangential and inclusion cracks at 300°C, ×60 in mortar (M-300)



(c) Radial and tangential cracks at 300°C, ×120 in mortar (M-300)

Figure 1.10 : *Faciès de fissuration (indiqués par les flèches) observés dans un mortier (d'après Fu et al., 2004).*

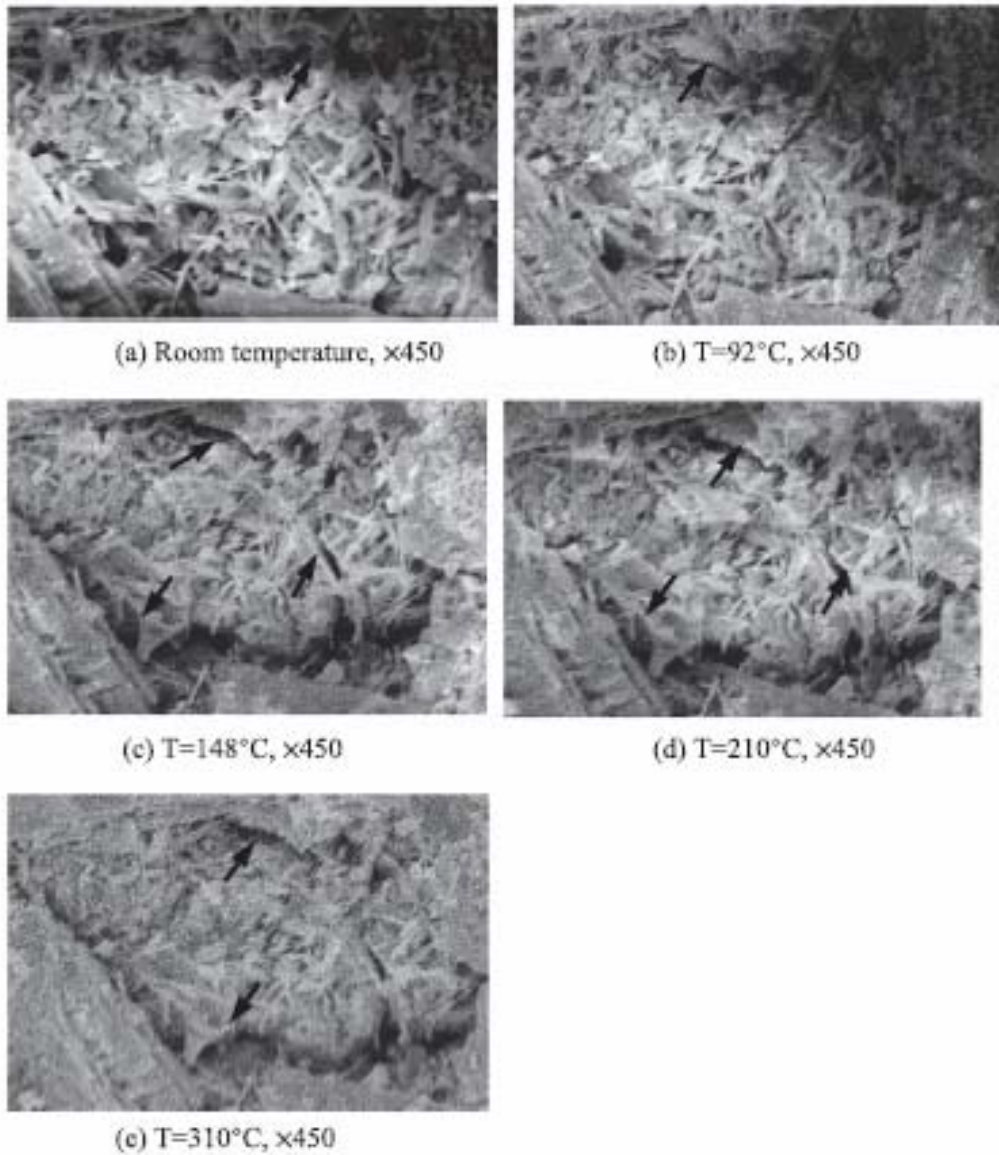


Figure 1.11 : *Faciès de fissuration (indiqués par les flèches) observés dans une pâte de ciment (d'après Fu et al., 2004).*

1.1.3.2. Evolution des caractéristiques de la structure poreuse avec la température

Les transformations physico-chimiques, dont la décomposition du gel C-S-H, et la fissuration thermique due à l'incompatibilité des déformations thermiques, modifient la géométrie de la structure poreuse du béton. Le départ de l'eau, sans modifier la porosité totale, augmente le volume de pores accessibles à la phase gazeuse par rapport à la phase liquide. Cependant, la fissuration thermique, accompagnée d'un élargissement des pores, participe à l'augmentation de la porosité totale. Par ailleurs, avec l'augmentation de la porosité, la résistance mécanique diminue (Bazant et Kaplan, 1996, Vodak *et al.*, 2004). L'augmentation de la porosité a été mise en évidence sur le matériau refroidi, mais jamais, à notre connaissance, sous température. Rostasy *et al.* (1980) et Noumowé (1995) ont observé une augmentation significative de la porosité résiduelle (mesurée après refroidissement) à partir de 300 °C. Pour décrire l'évolution de la porosité p avec la température T , Dal Pont (2004) utilise une relation initialement proposée par Schneider et Herbst (1989), retenue également par Gawin (2003) :

$$p = p_0 + A_n(T - T_0) \quad (1.8)$$

où p_0 est la porosité initiale déterminée à la température T_0 et A_n le coefficient dépendant du type de béton. L'évolution de la porosité, obtenue expérimentalement et à partir de la relation (1.8) sur plusieurs types de béton, est montrée sur la Figure 1.12 (Dal Pont, 2004). Pour montrer les effets de la température sur le béton, certains auteurs (Feraille *et al.*, 2003, Dal Pont, 2004) utilisent une relation entre la porosité et le degré de déshydratation. Cependant, une relation de ce type ne tient compte que de l'endommagement thermo-chimique (provoqué par la déshydratation) et non de l'endommagement thermo-mécanique (provoqué par la fissuration due à la dilatation différentielle de la pâte et des granulats).

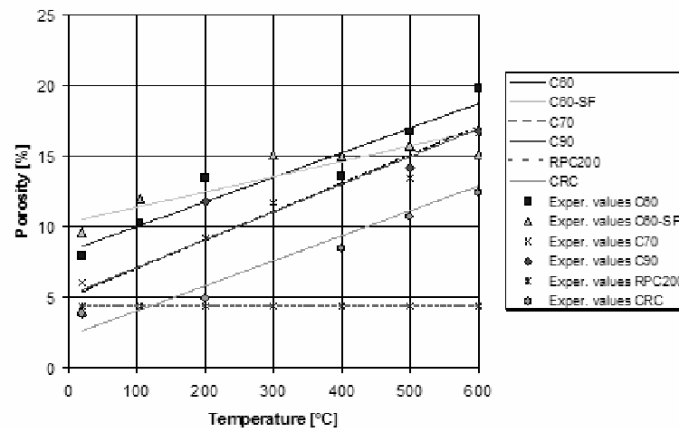


Figure 1.12 : Valeurs expérimentales et approximation de la porosité selon la relation (1.8) pour différents bétons (d'après Dal Pont, 2004).

Concernant la distribution de la taille des pores, la quantité des pores de plus grandes tailles s'accroît avec la température du traitement (Figure 1.13). Le premier pic de la courbe de distribution de la taille des pores représente la population des pores propres à la pâte de ciment hydraté, alors que le deuxième pic, qui se déplace vers les plus grandes tailles de pores avec la température du traitement, illustre la population des pores propres au mortier (Jumppanen *et al.*, 1986). Cette population est attribuée à la fissuration aux interfaces pâte-granulat (Tsimbrovska,

1998). Selon le même auteur, au cours de la dilatation, une partie des pores fins (de diamètre inférieur à 4 nm, détectables par l'absorption au gaz) s'élargit pour devenir des pores capillaires (de diamètre supérieur à 4 nm, détectables par la porosimétrie au mercure).

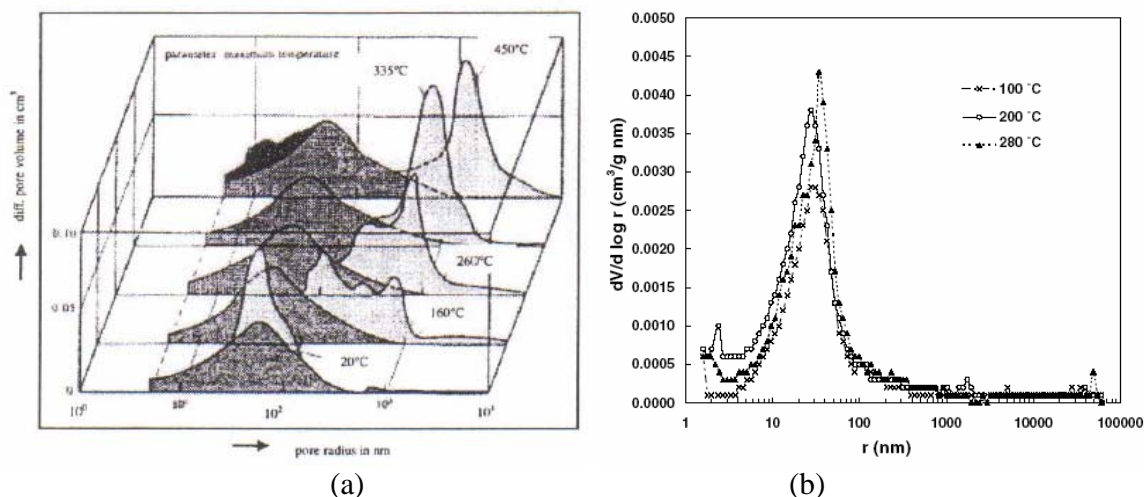


Figure 1.13 : Distribution de la taille des pores dans un mortier ordinaire en fonction de la température de traitement (a) d'après Diederichs et al., 1983 (b) d'après Vodak et al., 2004.

Avec la création des fissures, la connectivité du réseau poreux augmente. L'apparition des fissures autour des granulats, surtout lorsqu'ils sont gros, favorise également l'augmentation de la tortuosité. Cependant, Tsimbrovska (1998) a remarqué qu'un paramètre unique, caractérisant la connectivité et la tortuosité, obtenu par mesure de conductivité électrique, reste constant avec la température dans le mortier et le béton ordinaire, alors qu'il augmente sensiblement dans le mortier et le béton à haute performance par rapport à sa valeur de référence (après le traitement à 105 °C).

1.2. Perméabilité du béton

La perméabilité définit la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous un gradient de pression. Bien que la perméabilité d'un milieu poreux dépend fortement de sa porosité, d'autres paramètres du réseau poreux l'influencent également. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer : la connectivité, la tortuosité, ainsi que la constrictivité du réseau poreux liée à la taille des pores. L'effet de ces paramètres vis-à-vis de la résistance au flux est montré sur la Figure 1.14 (d'après Scrivener, 2001).

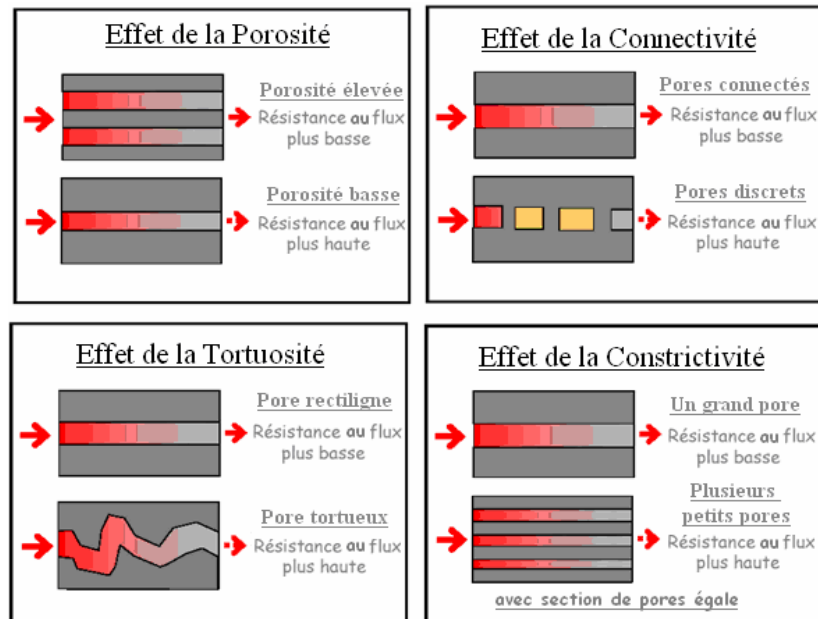


Figure 1.14 : Effet des paramètres influençant la perméabilité (d'après Scrivener, 2001).

La perméabilité du béton dépend de ses constituants (type, quantité) et est donc fonction :

- du rapport Eau / Ciment (Hearn et al., 1996), directement lié à la porosité capillaire. Toutefois, on ne connaît pas exactement l'influence des additifs dans la pâte de ciment (fumées de silice, laitiers ou cendres volantes) sur la perméabilité.
- de la nature et de la quantité des granulats, qui peuvent respectivement créer l'auréole de transition et modifier la tortuosité.

Par ailleurs, Abbas *et al.* (2000) ont démontré expérimentalement que les relations empiriques, qui ont pu être établies par d'autres chercheurs pour certains bétons entre la perméabilité et la résistance mécanique, ne peuvent pas être généralisées. En effet, la résistance en compression est fonction de la porosité totale du matériau, tandis que la perméabilité dépend pour l'essentiel de la porosité connectée.

Lors de la perméation à travers un béton d'ouvrage fissuré, le flux peut se produire dans le réseau poreux, comportant des pores initiaux (cavités volumiques) ainsi que dans des fissures (cavités surfaciques) induites par le retrait au jeune âge, le séchage, les effets de sollicitations mécaniques, thermiques, environnementales (chimiques), différées, etc. subies au cours de la vie de l'ouvrage. Ces fissures augmentent et interconnectent généralement les chemins de percolation et diminuent ainsi la résistance du milieu au flux, provoquant une augmentation de la perméabilité.

1.2.1. Notions générales sur l'écoulement en milieu poreux

1.2.1.1. Loi de Darcy

Le concept de perméabilité, définie par la loi de Darcy, exprime à l'échelle macroscopique la physique de l'écoulement d'un fluide visqueux (les forces dues à la viscosité prédominent sur les forces d'inerties) Newtonien à l'échelle des pores. Pour un écoulement unidirectionnel en régime laminaire, la loi de Darcy, basée sur la loi d'écoulement de Poiseuille (cf. §1.2.1.2.), s'écrit :

$$Q = - \frac{kS \Delta \bar{P}}{\mu L} \quad (1.9)$$

où Q (m³/s) est le débit volumique du fluide, k (m²) est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, S (m²) est la surface normale à la direction du flux, L (m) est la longueur du matériau dans la direction du flux, μ (Pa.s) est la viscosité dynamique du fluide et $\Delta \bar{P}$ (Pa) est le gradient de la pression piézométrique. Cette pression est définie par :

$$\bar{P} = P + \rho g z \quad (1.10)$$

où P (Pa) est la pression du fluide, ρ (kg/m³) est la masse volumique du fluide, g (m/s²) est l'accélération gravitationnelle et z (m) est l'altitude par rapport à un niveau de référence.

Cependant, lorsque le milieu poreux est soumis à l'injection d'un fluide dont la masse volumique est faible et dont la pression d'injection est élevée, le deuxième terme de la relation (1.10) devient négligeable et la loi de Darcy simplifiée s'écrit :

$$Q = - \frac{kS \Delta P}{\mu L} \quad (1.11)$$

Elle est souvent utilisée sous la forme différentielle :

$$Q = - \frac{kS dP}{\mu dx} \quad (1.12)$$

où $\frac{dP}{dx}$ est le gradient de pression.

La vitesse d'écoulement unidimensionnel v (m/s) est égale à :

$$v = \frac{Q}{S} \quad (1.13)$$

Dans le cas d'écoulement d'un liquide et dans des conditions isothermes, la loi de Darcy peut s'appliquer directement pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque du milieu. Par ailleurs, dans le cas de la perméabilité à l'eau, nous parlons souvent de la conductivité hydraulique K (m/s) au lieu de la perméabilité intrinsèque k (m²), définie par :

$$K = k \frac{\rho g}{\mu} \quad (1.14)$$

Pour l'eau à 20 °C, dont la viscosité dynamique est de l'ordre de 10⁻³ Pa.s, la perméabilité k de 1 m² correspond à une conductivité hydraulique K de l'ordre de 10⁷ m/s.

Cependant, lorsque le gaz percole le milieu poreux, la compressibilité et le mouvement spécifique de la phase gazeuse en milieu poreux nécessitent d'être d'abord pris en compte, afin de déterminer la perméabilité intrinsèque du milieu, telle qu'elle est définie par la loi de Darcy.

1.2.1.2. Ecoulement du gaz en milieu poreux

1.2.1.2.1. Compressibilité

Dans le cas d'écoulement d'un gaz, fluide compressible, les vitesses d'écoulement et le débit volumique varient en tout point avec la pression. Le débit massique reste toutefois constant. L'application du principe de conservation de la masse, donné par l'équation (1.15), permet d'utiliser ainsi la loi de Darcy pour l'écoulement isotherme d'un gaz considéré comme parfait. En effet, nous avons en tout point du matériau :

$$\rho v = c^{te} \quad (1.15)$$

Nous appliquons cette loi en amont (noté avec l'indice 1) et en aval (noté avec l'indice 2) de l'écoulement :

$$\rho_1 v_1 = \rho_2 v_2 \quad (1.16)$$

L'application de la loi de Darcy, en substituant Q de (1.12) dans (1.13), donne :

$$\rho v = -\rho \frac{k}{\mu} \frac{dP}{dx} \quad (1.17)$$

Etant donné que le gaz peut être considéré comme parfait à des pressions peu élevées (inférieures à 1 MPa), la densité volumique du gaz ρ dans les conditions isothermes est proportionnelle à sa pression P :

$$\rho = \frac{M}{RT} P \quad (1.18)$$

où M est la masse molaire du gaz, R est la constante du gaz parfait et T est la température du gaz exprimée en Kelvin. Par conséquent, l'équation (1.17) peut s'écrire (Picandet, 2001) :

$$Pv = -\frac{1}{2} \frac{k}{\mu} \frac{d(P)^2}{dx} \quad (1.19)$$

L'intégration sur la longueur du parcours et l'introduction de la relation (1.13) dans la relation (1.19) donne la perméabilité au gaz. La perméabilité au gaz, selon le principe de conservation de la masse, peut être déterminée à partir du débit et de la pression en amont ou en aval de l'écoulement. Ci-dessous, nous présentons la détermination de la perméabilité au gaz selon deux méthodes les plus couramment utilisées en laboratoire. Dans le cas de la mesure de la perméabilité sur un disque (Figure 1.15 (a)), où $S = \frac{\pi d^2}{4}$, et à partir du débit d'injection Q_I à la

pression P_I , on obtient :

$$k = \frac{8Q_I \mu P_I L}{(P_1^2 - P_2^2)} \quad (1.20)$$

Dans le cas d'une mesure de la perméabilité radiale sur un cylindre troué (Figure 1.15 (b)), où la longueur du matériau x de l'équation (1.19) est remplacée par le rayon r et S vaut $2\pi r H$, à partir du débit d'injection Q_I à la pression P_I , on obtient :

$$k = \frac{Q_I \cdot P_I \cdot \mu \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_1^2 - P_2^2)} \quad (1.21)$$

Par ailleurs, cette relation concorde avec celle proposée par Skoczylas et Henry (1995) pour déterminer la perméabilité d'un cube de granit soumis à un chargement triaxial.

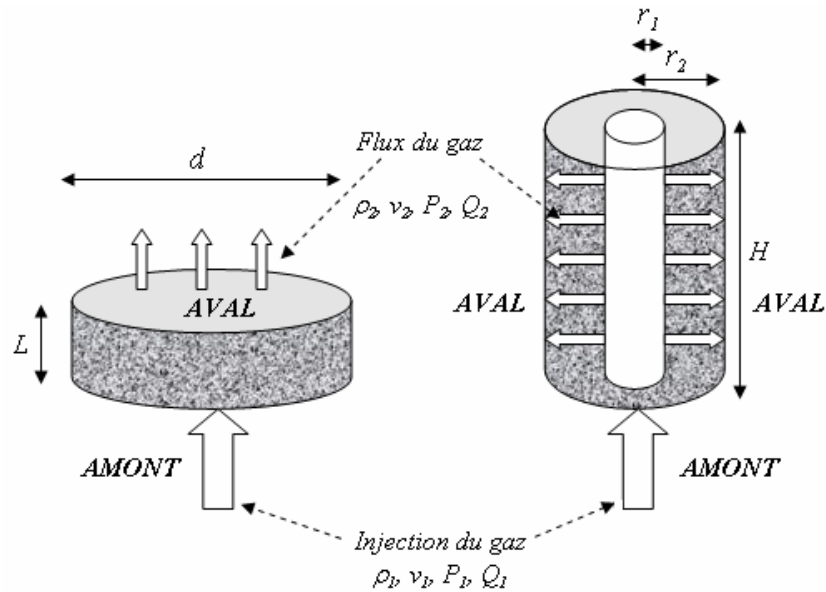


Figure 1.15 : Conditions et géométrie d'écoulement (a) longitudinal dans un disque et (b) radial dans un cylindre troué.

1.2.1.2.2. Glissement

Avant de présenter le phénomène d'écoulement par glissement, nous rappelons les équations gouvernant l'écoulement dans un tube capillaire.

Un fluide visqueux, en mouvement lent dans un tuyau de petit diamètre ou entre deux plaques proches, est en écoulement de Navier-Stokes. En première approximation, si le tuyau est cylindrique, l'écoulement du fluide est parallèle aux parois (approximation de lubrification). L'adhérence sur les parois implique que la vitesse du fluide y est nulle (condition de non-glissement). Par ailleurs, la pression ne varie pas dans l'épaisseur de l'écoulement (approximation de lubrification). Ces trois conditions, donnant lieu à l'écoulement de Poiseuille, impliquent que l'écoulement s'organise selon un champ de vitesse parabolique avec une vitesse nulle aux parois et maximale au centre.

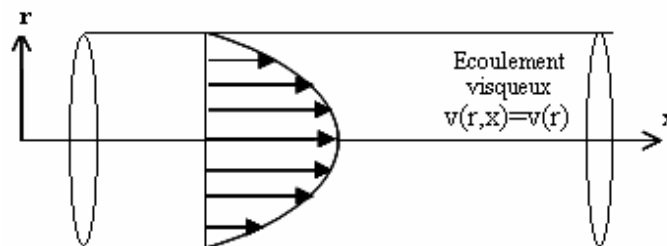


Figure 1.16 : Profil de vitesse d'un gaz dans un tube capillaire lors d'un écoulement visqueux.

On suppose que le gradient de pression est orienté selon l'axe x . Pour un tube circulaire de rayon constant r_0 , la vitesse est parallèle à l'axe du tube x . L'équation du profil de vitesse s'écrit :

$$v(r, x) = v(r) = v_{\max} \left(1 - \frac{r^2}{r_0^2}\right) \quad (1.22)$$

avec

$$v_{\max} = \frac{r_0^2}{4\mu} \frac{dP}{dx} \quad (1.23)$$

Par conséquent, la vitesse $v(r)$, notée tout simplement v , s'écrit :

$$v = -\frac{1}{4\mu} \frac{dP}{dx} (r_0^2 - r^2) \quad (1.24)$$

Dans le cas d'un gaz, la vitesse d'écoulement est variable sur la longueur du tube, puisqu'elle augmente lorsque le gaz se détend. Par contre, le flux massique $\rho v(r, x)$ reste constant le long du tube. Ainsi, dans le cas d'un gaz parfait, où $\rho(x)$ est proportionnel à $P(x)$, les équations d'écoulement de Poiseuille sont également vérifiées (Picandet, 2001).

Cependant, quand un gaz percole un réseau poreux fin comme celui du béton, en plus d'un écoulement visqueux, un écoulement par glissement, lié au phénomène de non-adhérence du gaz au contact de la paroi des capillaires, peut apparaître. Il se produit lorsque le diamètre moyen des capillaires traversés par le flux gazeux est de l'ordre de grandeur du libre parcours moyen des molécules du gaz (distance moyenne entre les collisions de molécules). Dans le cas d'un écoulement dans un tube capillaire rectiligne, le profil de vitesse du fluide est modifié et la vitesse n'est pas nulle aux parois (Figure 1.17) :

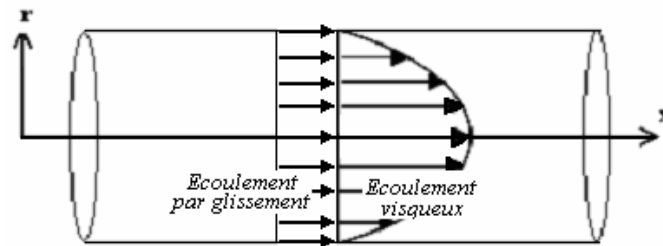


Figure 1.17 : Profil de vitesse d'un gaz dans un tube capillaire lors d'un écoulement visqueux et par glissement.

L'application de l'équation de Navier-Stokes et de la théorie de Kundt et Warburg (voir Picandet, 2001) permet d'évaluer la vitesse du gaz en fonction de la pression et de la distance à la paroi du tube capillaire :

$$v = -\frac{1}{4\mu} \frac{dP}{dx} (r_0^2 - r^2 + 2c\lambda r_0) \quad (1.25)$$

où λ est le libre parcours moyen des molécules du gaz et c est une constante proche de 1. Dans cette relation la collision de molécules avec la paroi est supposée élastique.

Le terme $-\frac{1}{4\mu} \frac{dP}{dx} (2c\lambda r_0)$ supplémentaire par rapport à la vitesse d'un écoulement purement visqueux donnée par l'équation (1.24), représente la vitesse d'un écoulement par glissement. Celle-ci augmente lorsque le libre parcours moyen des molécules du gaz λ augmente, donc quand la pression du fluide diminue.

1.2.2. Méthodes de détermination de la perméabilité intrinsèque du béton

Nous avons montré que dans le cas d'un écoulement laminaire d'un gaz en milieu poreux, deux types d'écoulement, visqueux et par glissement, peuvent coexister. Par ailleurs, un écoulement turbulent peut se produire lorsque les vitesses d'écoulement sont élevées. Par conséquent, l'application de la relation (1.20) ou (1.21), établie dans les conditions d'un écoulement visqueux laminaire, ne permet pas de déterminer directement la perméabilité intrinsèque ; c'est pourquoi nous l'appelons par la suite la perméabilité apparente k_a .

Dans la première partie de ce paragraphe, nous montrons comment l'application de l'approche de Klinkenberg permet d'extraire une perméabilité relative uniquement aux écoulements visqueux et non aux écoulements par glissement, à partir de plusieurs mesures de la perméabilité apparente à différentes pressions différentielles ΔP , et ainsi de retrouver une perméabilité intrinsèque appelée k_v par la suite.

Dans la deuxième partie de ce paragraphe, nous allons montrer comment l'application de l'équation du flux de Fochheimer permet de déterminer la perméabilité intrinsèque k_v à partir des mesures de la perméabilité apparente k_a à différentes pressions différentielles ΔP .

1.2.2.1. Perméabilité dans le cas d'un écoulement laminaire

L'approche de Klinkenberg (1941), établie dans le cadre de la mesure de la perméabilité du sable, est la plus souvent utilisée. Cependant, l'approche proposée par Carman en 1956 (voir, par exemple, Picandet, 2001) conduit au même résultat. Nous présentons d'abord la base théorique de cette approche établie par Klinkenberg, puis la possibilité de l'application de cette approche sur la détermination de la perméabilité intrinsèque du béton.

A partir de l'équation (1.25), le débit du gaz d'un cube de côté 1 cm (matrice imperméable) contenant un tube capillaire s'écrit :

$$Q = -\frac{\pi r_0^4}{8\mu} (P_2 - P_1) P_m \left(1 + \frac{4c\lambda}{r_0}\right) \quad (1.26)$$

La définition de la perméabilité selon la loi de Darcy pour le cube avec un tube capillaire est la suivante :

$$k = \frac{\pi r_0^4}{8} \quad (1.27)$$

La substitution de (1.27) dans (1.26), donne :

$$Q = -\frac{k}{\mu} (P_2 - P_1) P_m \left(1 + \frac{4c\lambda}{r_0}\right) \quad (1.28)$$

Cependant, l'application de la loi de Darcy aurait donné :

$$Q = -\frac{k_a}{\mu} (P_2 - P_1) P_m \quad (1.29)$$

Les équations (1.28) et (1.29) donnent :

$$k_a = k \left(1 + \frac{4c\lambda}{r_0}\right) \quad (1.30)$$

Le libre parcours moyen des molécules du gaz étant inversement proportionnel à la pression du gaz, nous pouvons écrire selon Klinkenberg :

$$\frac{4c\lambda}{r_0} = \frac{\beta}{P_m} \quad (1.31)$$

où β (Pa) est une constante appelée le coefficient de Klinkenberg. Par la substitution de l'équation (1.31) dans (1.30), nous obtenons :

$$k_a = k \left(1 + \frac{\beta}{P_m} \right) \quad (1.32)$$

où k , appelée k_v par la suite, est la perméabilité intrinsèque, relative uniquement à l'écoulement visqueux.

Par conséquent, la perméabilité intrinsèque du béton soumis à un écoulement laminaire d'un gaz peut être déterminée par une extrapolation (régression linéaire) des perméabilités apparentes k_a (calculées selon la loi de Darcy) à une pression moyenne infinie. Cette méthode, appliquée sur une série de résultats obtenus avec un béton ordinaire (Chatzigeorgiou, 2004), est présentée sur la Figure 1.18. La signification physique de cette approche est la suivante : la perméabilité intrinsèque k_v est la valeur limite de la perméabilité apparente k_a lorsque le gaz tend vers une phase condensée (liquide).

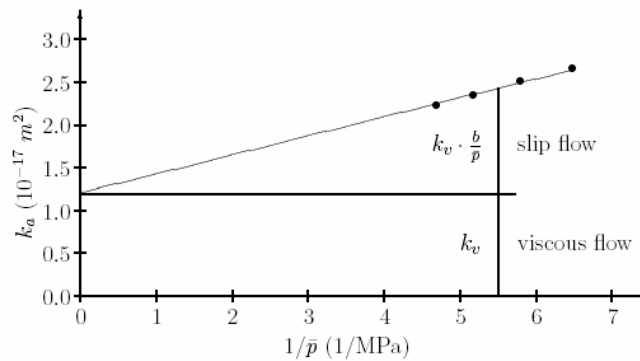


Figure 1.18 : Méthode de Klinkenberg et son interprétation sur une série de résultats obtenus avec un béton ordinaire, d'après Chatzigeorgiou (2004).

1.2.2.2. Perméabilité dans le cas d'un écoulement turbulent

Lorsque les vitesses d'écoulement sont élevées, l'écoulement peut devenir turbulent. Dans ce type d'écoulement, la contribution des écoulements par glissement peut être négligée (Picandet, 2001). Etant donné que dans ce cas d'écoulement l'application de la loi de Darcy pour déterminer la perméabilité intrinsèque n'est pas correcte, la détermination de la perméabilité intrinsèque se base sur une application de l'équation de Forchheimer (voir, par exemple, Dullien, 1979) :

$$-\frac{dP}{dx} = \alpha_t \mu v + \beta_t \rho v^2 \quad (1.33)$$

où α_t et β_t sont des constantes. Par ailleurs, lorsque les vitesses d'écoulement sont faibles, le deuxième terme de l'équation (1.33) peut être négligé ($\beta_t = 0$) et on retrouve ainsi la loi de Darcy

en prenant le coefficient α_t égal à $\frac{1}{k_v}$, considéré sous cette forme par la suite.

En divisant par la vitesse v et en appliquant le principe de conservation de la masse pour déterminer la vitesse du flux en amont, l'équation (1.33) devient (Picandet, 2001) :

$$-\frac{\rho}{\rho_1 v_1} \frac{dP}{dx} = \frac{\mu}{k_v} + \beta_t \rho v \quad (1.34)$$

En supposant que le gaz a le comportement d'un gaz parfait, cette relation s'écrit :

$$-\frac{P}{P_1 v_1} \frac{dP}{dx} = \frac{\mu}{k_v} + \beta_t \frac{M}{RT} P v \tag{1.35}$$

Dans le cas de la mesure de la perméabilité sur un disque (Figure 1.14 (a)), par intégration sur la longueur de l'échantillon traversé par le flux et à partir du débit d'injection Q_I à la pression P_I (en amont), on obtient :

$$\frac{(P_1^2 - P_2^2)}{8Q_I \mu P_1 L} = \frac{1}{k_v} + \left(\beta_t \frac{M}{RT} \frac{4P_1}{\pi d^2 \mu} \right) Q_I \tag{1.36}$$

En utilisant la relation (1.20), où k représente la perméabilité apparente appelée k_a , l'équation (1.32) devient :

$$\frac{1}{k_a} = \frac{1}{k_v} + \left(\beta_t \frac{M}{RT} \frac{4P_1}{\pi d^2 \mu} \right) Q_I \tag{1.37}$$

Dans le cas de la mesure de la perméabilité sur un cylindre troué (Figure 1.14 (b)), par intégration sur le rayon du cylindre et à partir du débit d'injection Q_I à la pression P_I (en amont), on obtient :

$$\frac{\pi H (P_1^2 - P_2^2)}{Q_I P_1 \mu \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} r_1 = \frac{1}{k_v} \frac{(r_2 - r_1)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} + \left(\beta_t \frac{M}{RT} \frac{P_1}{2\pi H r_1 \mu} \right) Q_I \tag{1.38}$$

En utilisant la relation (1.21), où k représente la perméabilité apparente appelée k_a , l'équation (1.38) devient :

$$\frac{1}{k_a} = \frac{1}{k_v} \frac{\left(\frac{r_2}{r_1} - 1\right)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} + \left(\beta_t \frac{M}{RT} \frac{P_1}{2\pi H r_1 \mu} \right) Q_I \tag{1.39}$$

Les équations (1.37) et (1.39) montrent que la perméabilité apparente k_a est une fonction de la perméabilité intrinsèque k_v et du débit Q_I . En utilisant une procédure similaire à celle de l'approche de Klinkenberg, une régression linéaire appliquée sur des points de mesure de la perméabilité apparente k_a dans le repère $\frac{1}{k_a}(Q_I)$ permet d'obtenir la perméabilité intrinsèque k_v comme montré sur la Figure 1.19.

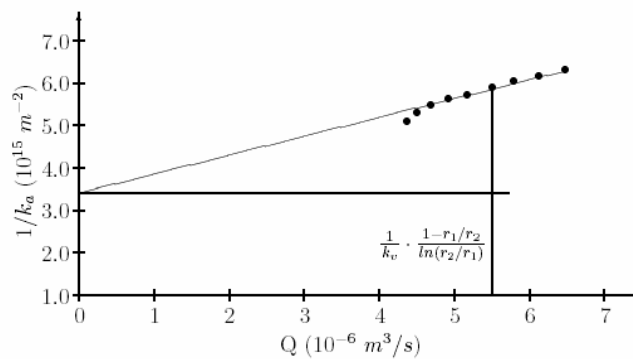


Figure 1.19 : Méthode de détermination de la perméabilité dans le cas d'un écoulement turbulent, d'après Chatzigeorgiou (2004).

1.2.3. Effets des sollicitations mécaniques sur la perméabilité du béton

1.2.3.1. Perméabilité en compression

Les mesures de la perméabilité du béton sollicité en compression ont principalement mis en évidence son évolution en phase pré-pic. Les effets de la microfissuration diffuse (endommagement), se produisant au cours de cette phase, ont été évalués à l'aide d'un paramètre global macroscopique, tel que le taux de la contrainte, le taux de la déformation ou l'évolution de la raideur.

Perméabilité à l'eau

Certains résultats expérimentaux ont montré l'interaction entre la conductivité hydraulique, appelée par la suite perméabilité à l'eau, et la fissuration induite par la compression uniaxiale dans la phase pré-pic. Cependant, ces résultats sont relativement controversés.

Kermani (1991) a réalisé des mesures de la perméabilité sur les disques en béton d'épaisseur de 100 mm extraits de la partie médiane d'une éprouvette cylindrique (diamètre de 100 mm, hauteur de 200 mm) chargée préalablement en compression uniaxiale. Il a observé que la perméabilité résiduelle (mesurée après déchargement) à l'eau de trois bétons ordinaires différents (béton contenant le ciment portland, béton contenant des cendres volantes et béton aéré) augmente significativement à partir de 40 % de la contrainte au pic en fonction de la taille et du nombre de fissures propagées. Selon l'auteur, la perméabilité résiduelle après le chargement jusqu'à 70 % de la contrainte au pic, maintenu pendant cinq minutes, augmente entre 100 (béton aéré) et 1400 (béton ordinaire contenant le ciment portland) fois par rapport à la perméabilité initiale.

Cependant, Hearn (1999), qui a mené les mesures de la perméabilité à l'eau sur les disques de béton extraits de la partie médiane d'une éprouvette cylindrique (150 mm, hauteur de 300 mm) sollicitée préalablement en compression uniaxiale, a remarqué que la perméabilité résiduelle à l'eau de cinq bétons différents (rapport Eau / Ciment compris entre 0,42 et 0,77) reste insensible à la fissuration créée en dessous de 80 % de la contrainte au pic. L'auteur a expliqué cet effet par le fait que les fissures formées en dessous de ce chargement, maintenu durant 30 minutes environ jusqu'à ce qu'une déformation longitudinale de 3000 $\mu\text{m}/\text{m}$ soit atteinte, ne sont probablement pas continues et se referment après déchargement.

Les différences entre les résultats obtenus par ces deux auteurs peuvent être attribuées à la pression d'eau appliquée au cours de la mesure de la perméabilité. En effet, Kermani (1991) a conduit les essais sous un gradient de pression de 10,5 MPa pendant plusieurs jours, alors que Hearn (1999) a utilisé le gradient de pression constant de seulement 2 MPa. Etant donné que Kermani (1991) a observé dans les premiers jours une augmentation de la perméabilité à l'eau (augmentation de débits d'eau dans le temps), nous pouvons supposer que l'eau sous la pression élevée (10 MPa) a eu tendance à « nettoyer » facilement le matériau pré-fissuré ou même à endommager le matériau et ainsi augmenter sa perméabilité. Toutefois, cette augmentation a ensuite été poursuivie par une diminution de celle-ci, alors que dans le cas des essais de Hearn (1999) et de Banthia *et al.* (2005) uniquement une diminution de la perméabilité s'est produite.

Les résultats expérimentaux de Banthia *et al.* (2005) ont mis en évidence que, sous la pression d'eau de 1 MPa, la perméabilité à l'eau d'un cylindre troué (diamètre extérieur de 100 mm, diamètre intérieur de 50 mm, hauteur de 200 mm) en béton ordinaire âgé d'un jour, diminue légèrement sous une contrainte représentant 20 % de la contrainte au pic pour augmenter presque trois fois sous 40 % de la contrainte au pic par rapport à la perméabilité initiale mesurée sans chargement. Cependant, la perméabilité du béton âgé de trois jours, chargé prématurément à l'âge

d'un jour jusqu'à 40 % de la contrainte au pic, apparaît être cinq fois plus grande que celle mesurée sur un béton chargé âgé de trois jours. Ces résultats soulignent que l'histoire du chargement, ainsi que l'état de contrainte, influencent la perméabilité.

Cependant, la décroissance des débits d'eau dans le temps, observée à chaque fois au cours de la mesure de la perméabilité à l'eau, rend l'interprétation et la comparaison de résultats délicates, car ils dépendent finalement de la durée de la mesure. Par ailleurs, cette perméabilité peut être difficilement considérée comme intrinsèque, car les phénomènes de colmatage de pores par des particules fines et éventuellement la cicatrisation du béton (résultats d'une réhydratation de grains de ciment anhydre et précipitation-cristallisation de la matière à l'intérieur des fissures, voir, par exemple, Edvardsen, 1996, Granger *et al.*, 2006) peuvent se produire au cours de la mesure. En conséquence, les mesures de la perméabilité au gaz sont en général préférées par rapport aux mesures de la perméabilité à l'eau.

Perméabilité au gaz

Les résultats de Sugiyama *et al.* (1996), obtenus à partir de mesures de la perméabilité radiale au gaz (azote) sous chargement en compression uniaxiale d'un cylindre troué (diamètre extérieur de 150 mm, diamètre intérieur de 75 mm, hauteur de 230 mm), ont montré une augmentation nette de la perméabilité à partir de la contrainte seuil comprise entre 76 % (Eau / Ciment = 0,6) et 79 % (Eau / Ciment = 0,4) de la contrainte ultime pour un béton ordinaire à granulats normaux et à partir de la contrainte seuil comprise entre 82 % (Eau / Ciment = 0,6) et 89 % (Eau / Ciment = 0,4) de la contrainte ultime pour un béton à granulats légers. Les résultats des essais sont montrés sur la Figure 1.20. Par ailleurs, cette contrainte seuil augmente lorsque le taux de saturation en eau diminue. Sugiyama *et al.* (1996) ont attribué le seuil d'augmentation de la perméabilité au changement de comportement volumique du béton sous la compression uniaxiale, ce qui correspond au développement et à l'interconnexion des fissures parallèles dans la pâte de ciment. Ce résultat est similaire à celui obtenu par Hearn et Lok (1998), qui ont mesuré la perméabilité axiale au gaz (azote) sous chargement d'un cylindre en mortier (diamètre de 50 mm, hauteur de 100 mm), dont la face latérale a été imperméabilisée par un film étanche en silicone. Ces auteurs ont trouvé que le seuil d'augmentation de la perméabilité, correspondant au changement du comportement volumique, est proche de 71 % de la contrainte au pic (Figure 1.21).

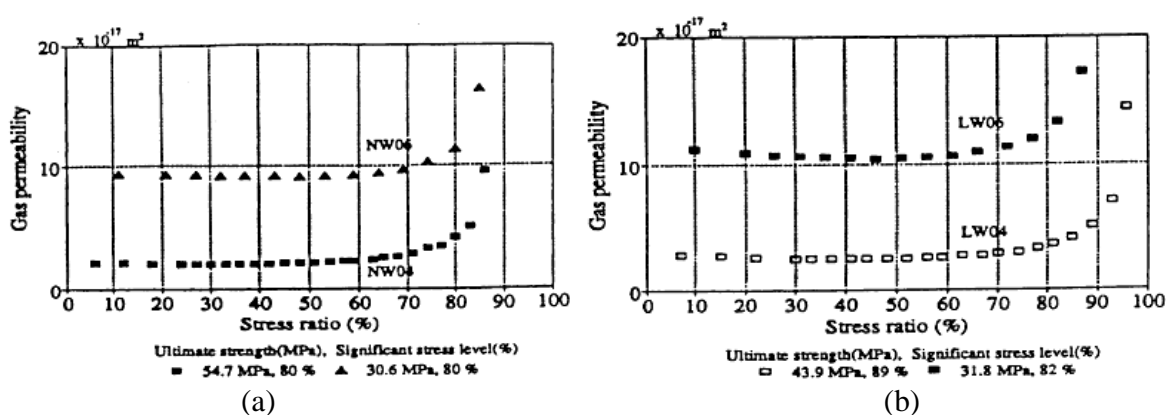


Figure 1.20 : Evolution de la perméabilité avec le taux de chargement pour (a) un béton à granulats normaux et (b) un béton à granulats légers (d'après Sugiyama *et al.*, 1996).

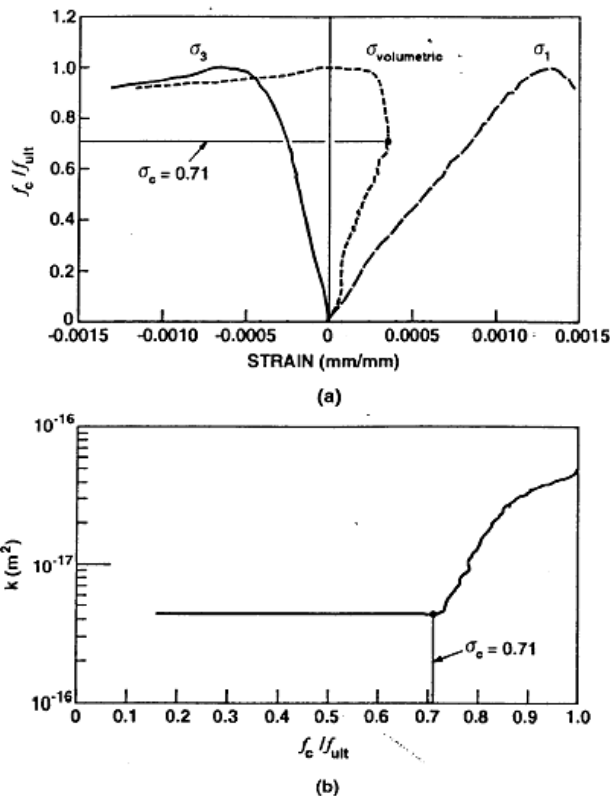


Figure 1.21 : (a) Réponse contrainte relative-déformation (axiale, transversale, volumique). (b) Perméabilité en fonction de la contrainte relative de l'éprouvette (d'après Hearn et Lok, 1998).

Les études rapportées dans les travaux de Meziani et Skoczylas (1999) et de Skoczylas (1999) ont montré que la perméabilité d'un cylindre en mortier en compression triaxiale n'évolue que lorsque le déviateur de contraintes approche sa valeur limite (Figure 1.22). Sans aller jusqu'au pic de la contrainte, le rapport d'accroissement de la perméabilité est inférieur à deux. Pour les différentes pressions de confinement étudiées, la variation de la perméabilité sous charge présente la même allure et s'opère en trois phases : une phase de diminution de la perméabilité, attribuée à la fermeture initiale de la porosité et des microfissures préexistantes, une phase où la perméabilité reste sensiblement constante que l'on justifie généralement par une compensation des effets de fermeture et d'apparition de nouvelles microfissures, et une phase d'augmentation très nette de la perméabilité, correspondant à la dégradation du matériau lorsqu'on approche le pic. Cette augmentation est essentiellement liée à l'ouverture sous charge des microfissures, car le déchargement du matériau montre une quasi-restauration de la valeur initiale de la perméabilité jusqu'à 90 % du chargement maximal suite à la refermeture partielle des microfissures après déchargement. Au-delà, les perméabilités mesurées sous charge et après décharge augmentent, mais la perméabilité mesurée sous charge reste supérieure à celle mesurée après décharge (voir Figure 1.22).

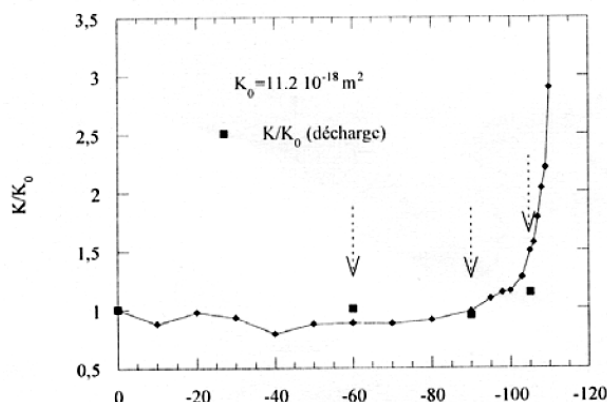


Figure 1.22 : Rapport de la perméabilité mesurée sous chargement ou après déchargement et la perméabilité initiale en fonction du déviateur appliqué en essai triaxial confiné (d’après Skoczylas, 1999).

Les essais de Tognazzi *et al.* (1996), pendant lesquels la perméabilité au gaz (azote) a été mesurée sur des éprouvettes fissurées en compression uniaxiale, puis déchargées, ont montré que la perméabilité n’augmente qu’après un seuil proche du pic, à partir de 90-95 % de la contrainte au pic pour être multipliée par quatre au pic. Selon cet auteur, seule la fissuration créée en post-pic garde une influence sur la perméabilité après déchargement, car les fissures localisées ne se referment pas totalement lors du déchargement.

Cependant, les résultats des essais de Picandet *et al.* (2001), obtenus sur trois bétons différents (ordinaire, à hautes performances et à hautes performances fibré), ont montré que la perméabilité au gaz intrinsèque résiduelle (mesurée après déchargement) augmente dans la phase pré-pic jusqu’à dix fois par rapport à sa valeur initiale (voir Figure 1.23). Ces résultats ont été obtenus à partir de mesure de la perméabilité axiale intrinsèque sur les disques de 50 mm d’épaisseur extraits de la partie médiane de cylindres 110x220 mm², chargés préalablement en compression uniaxiale entre 60 % et 90 % de la contrainte au pic. Ce chargement a été néanmoins maintenu pendant deux minutes pour permettre la propagation des fissures.

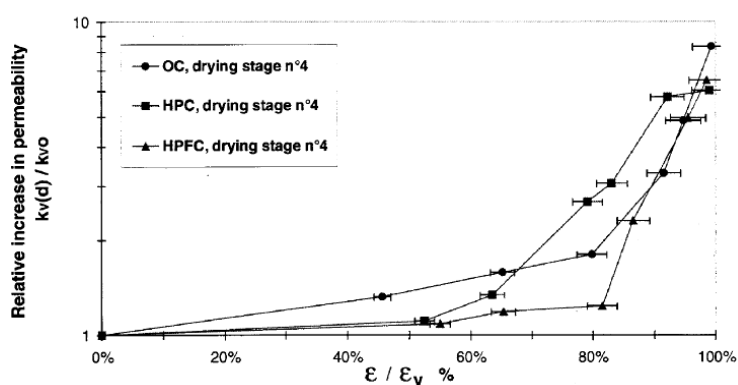


Figure 1.23 : Evolution du rapport entre la perméabilité mesurée après déchargement et la perméabilité initiale en fonction du rapport entre la déformation axiale appliquée et la déformation au pic de contrainte (d’après Picandet *et al.*, 2001).

Les différences entre les résultats obtenus par divers chercheurs par rapport à l'augmentation de la perméabilité au gaz du béton peuvent être attribuées à la spécificité de l'éprouvette, en particulier à l'orientation préférentielle des fissures dans l'éprouvette par rapport à la direction d'écoulement imposée et à la taille relative de fissures par rapport à la taille de l'éprouvette sur laquelle la perméabilité est mesurée.

1.2.3.2. Perméabilité en traction

Les mesures de la perméabilité de bétons tendus ont été souvent réalisées pour caractériser l'interaction entre l'ouverture de fissure (obtenue par fluage en phase pré-pic ou en phase post-pic) et la perméabilité. Par conséquent, puisque le flux se localise dans une fissure traversante (c'est un chemin préférentiel) et le réseau poreux ne participe donc plus au flux, il devient délicat de parler de la perméation ; l'écoulement est un terme plus approprié. Malgré cela, tout au long de notre étude, nous allons continuer à utiliser le terme « perméabilité » pour caractériser un écoulement localisé (donc un taux de fuite).

Perméabilité à l'eau

L'essai *BIPÉDE*, développé par Gérard (Gérard, 1996, Gérard *et al.*, 1998, cf. §1.1.2.1.2.), a permis de mettre en évidence l'évolution de la perméabilité à l'eau de bétons à hautes performances sous traction et après déchargement. Les mesures, conduites sous le gradient de pression d'eau compris entre 0,2 et 0,3 MPa, ont été réalisées sur des disques en béton (diamètre de 110 mm, diamètre effectif pour la perméation de 55 mm et épaisseur du disque 40 mm) équipés de jauges de déformation. Les résultats de ces essais ont montré que la perméabilité à l'eau augmente avec la déformation d'extension (Figure 1.24) en variant de 10^{-12} à 10^{-7} m/s à la rupture. Durant la phase élastique du matériau, l'évolution de la perméabilité est négligeable, puis devient significative pour la déformation comprise entre $1,5 \cdot 10^{-4}$ et $2 \cdot 10^{-4}$ avec l'initiation de la fissuration. Une fois que la fissuration s'est localisée, une décharge montre un comportement irréversible de la perméabilité par rapport à l'état initial.

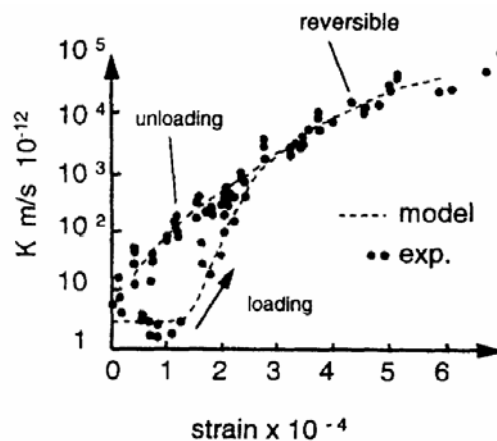


Figure 1.24 : Evolution de la perméabilité à l'eau en fonction de la déformation de traction d'une éprouvette BIPÉDE (d'après Gérard *et al.*, 1998).

Une seule fissure localisée traversante peut être obtenue en traction par fendage lorsque l'essai est conduit en contrôlant l'ouverture de fissure (par un système de capteurs LVDT, voir un exemple du système de capteurs LVDT au paragraphe §2.1.2.1.3., ou un capteur d'ouverture de fissure, voir, par exemple, Haidar, 2002). Ce type d'essais a été employé par Wang *et al.* (1997) sur des disques en béton (Eau / Ciment = 0,4) de diamètre 100 mm et d'épaisseur 25 mm. Ces auteurs ont mis en évidence l'évolution de la perméabilité résiduelle à l'eau avec l'ouverture de la fissure enregistrée sous chargement et après déchargement (Figure 1.25). Il apparaît que les effets d'une fissure, dont l'ouverture est inférieure à 50 µm sous chargement, sont négligeables quant à l'évolution de la perméabilité du matériau déchargé. Par contre, au delà de l'ouverture de 100 µm atteinte pendant le chargement, la perméabilité augmente significativement. D'après les mesures, la perméabilité à l'eau d'un disque est de l'ordre de 10^{-9} m/s pour le béton sain et de l'ordre de 10^{-2} m/s à la rupture.

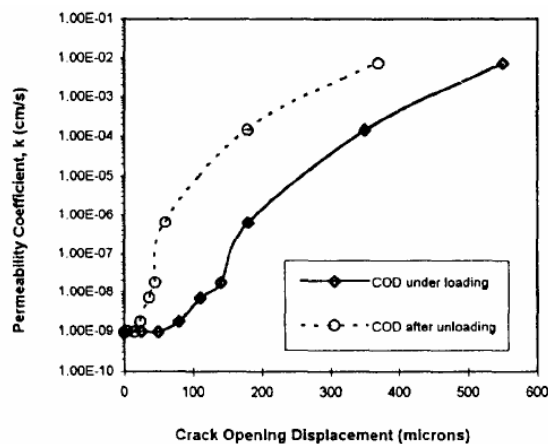


Figure 1.25 : Evolution de la perméabilité à l'eau en fonction de l'ouverture de fissure d'une éprouvette sollicitée en traction par fendage (d'après Wang *et al.*, 1997).

Perméabilité au gaz

Les résultats expérimentaux obtenus par Picandet (2001) ont montré l'évolution de la perméabilité résiduelle au gaz en fonction du déplacement latéral des disques pour trois bétons différents (ordinaire, à hautes performances et à hautes performances fibré) sollicités en traction par fendage. Le déplacement latéral a été mesuré par un système de capteurs LVDT. Un même disque (épaisseur de 50 mm, diamètre de 110 mm) en béton a été sollicité par des cycles de chargements successifs et sa perméabilité au gaz a été mesurée à l'issue de chaque cycle. Les résultats montrent que la perméabilité augmente de trois à cinq ordres de grandeur pour un déplacement latéral résiduel de 250 µm par rapport à la perméabilité initiale, ce qui correspond aux résultats obtenus par Wang *et al.* (1997). Cependant, contrairement aux observations de Wang *et al.* (1997), Picandet (2001) a remarqué que la perméabilité augmente déjà sensiblement à partir du moment où le déplacement latéral excède 25 µm (sous charge). En tous cas, lorsque le disque est fissuré, seules les fissures contrôlent le débit gazeux à travers l'éprouvette, indépendamment, par ailleurs, du degré de saturation du béton en eau ; les nouvelles fissures ne contiennent probablement pas d'eau. Finalement, l'ouverture de fissure, proportionnelle au déplacement latéral résiduel par Picandet (2001), est un paramètre conditionnant la globalité de l'écoulement à travers le disque en béton.

1.2.4. Effets de la température sur la perméabilité du béton

Parmi le nombre restreint d'études expérimentales qualifiant les effets de la température sur la perméabilité du béton, certains ont mis en évidence l'évolution de la perméabilité après refroidissement du matériau (perméabilité résiduelle), alors que d'autres ont montré l'évolution de la perméabilité sous température.

Perméabilité à l'eau

Concernant l'évolution de la perméabilité à l'eau sous température élevée, les essais conduits par Joos et Reinhardt (2002) ont montré une augmentation de la conductivité hydraulique de 13 à 62 % sous la température de 50 °C par rapport à la conductivité hydraulique mesurée à 20 °C et de 3 à 55 % sous la température de 80 °C par rapport à la conductivité hydraulique mesurée à 50 °C. Ces auteurs expliquent ces effets par la diminution de la viscosité de l'eau avec la température, ce qui provoque une augmentation de la conductivité hydraulique. Cependant, comme nous l'avons déjà mentionné dans le paragraphe §1.2.3., l'eau utilisée pour mesurer la perméabilité peut provoquer le colmatage des pores par des particules fines et éventuellement la cicatrisation du béton. De plus, ce phénomène est favorisé par la température élevée (Reinhardt et Joos, 2003). Par conséquent, un biais risque d'être introduit lorsque la perméabilité est mesurée à l'eau.

Perméabilité au gaz

Tsimbrovska (1998) a réalisé des mesures de la perméabilité au gaz (azote) sur des mortiers et des bétons soumis préalablement à un traitement thermique jusqu'à l'obtention de la masse constante à des températures comprises entre 105 °C (état de référence) et 400 °C. La même vitesse de montée en température, 0,2 °C/min, a été appliquée à toutes les éprouvettes en mortier (cylindres de diamètre 54 mm et de hauteur 30 mm) et en béton (cylindres de diamètre 150 mm et de hauteur 50 mm).

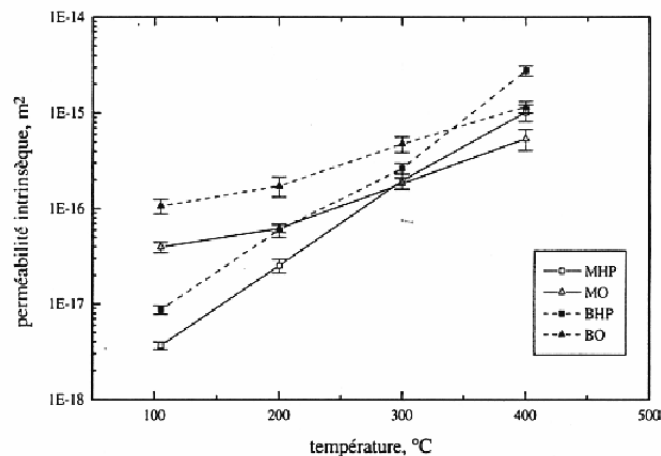


Figure 1.26 : Evolution de la perméabilité intrinsèque avec la température dans les mortiers et les bétons ordinaires (MO, BO) et hautes performances (MHP, BHP) (d'après Tsimbrovska, 1998).

Les résultats obtenus (Figure 1.26) ont mis en évidence que la perméabilité au gaz, mesurée après refroidissement, qu'elle soit intrinsèque ou apparente, augmente avec la température. En particulier, la perméabilité d'un mortier ou d'un béton à hautes performances subit une augmentation de deux ordres de grandeur, tandis que la perméabilité d'un mortier ou d'un béton ordinaire subit une augmentation d'un ordre de grandeur à 400 °C par rapport à 105 °C. L'auteur attribue ces augmentations de la perméabilité à l'évolution de la microstructure des mortiers et des bétons avec la température, en particulier à l'augmentation du volume et de la taille des pores capillaires connectés dont une famille est propre à la pâte de ciment et l'autre aux mortiers et bétons (pores aux interfaces pâte-granulat).

Les résultats récents obtenus par Lion *et al.* (2005) ont montré l'évolution de la perméabilité sous une température élevée et après refroidissement. Des mesures de la perméabilité au gaz (argon) ont été effectuées sur des éprouvettes cylindriques (diamètre de 37 mm et hauteur de 70 mm) en mortier ordinaire normalisé (Eau / Ciment = 0,5) séché à 60 °C (état de référence). Concernant l'évolution de la perméabilité résiduelle (après refroidissement) du mortier, soumis à un traitement thermique à des températures de 150 °C et 250 °C jusqu'à l'obtention de la masse constante (vitesse de montée en température de 1 °C/min), les résultats ont montré une augmentation de la perméabilité apparente et intrinsèque jusqu'à sept fois (à 250 °C) (Figure 1.27). Ce phénomène a été associé à une diminution du coefficient β de Klinkenberg (voir (1.32)), considéré comme un indicateur de la finesse du réseau poreux (Picandet, 2001), et d'une augmentation de la porosité (mesurée à l'éthanol). Par conséquent, Lion *et al.* (2005) ont attribué l'augmentation de la perméabilité à une microfissuration thermique due à une déshydratation (rappelée au paragraphe §1.1.3.1.1.) et une déformation thermique différentielle des constituants du mortier (rappelée au paragraphe §1.1.3.1.2.), accompagnée en plus d'un élargissement des pores.

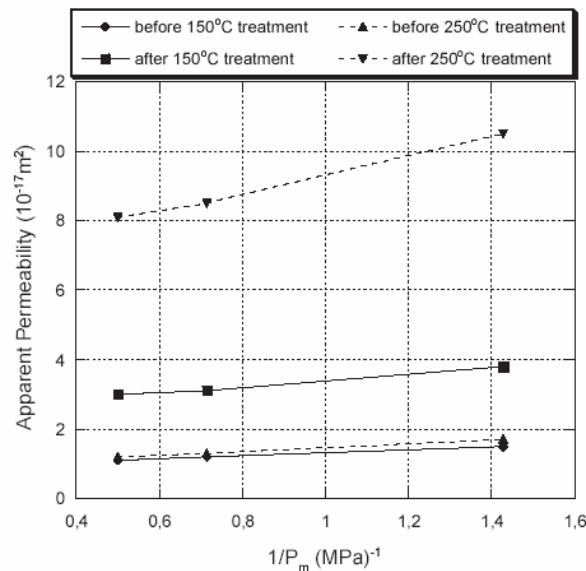


Figure 1.27 : Evolution de la perméabilité apparente en fonction de l'inverse de la pression moyenne de gaz d'un mortier pré-fissuré thermiquement (d'après Lion *et al.*, 2005).

Lion *et al.* (2005) ont mené également des essais sous une température de 105 °C et 200 °C. Les résultats d'essais, conduits sous un faible confinement (4 MPa), ont mis en évidence une augmentation de trois fois de la perméabilité intrinsèque du mortier sous 200 °C par rapport à 25 °C (après un séchage à 60 °C). Par ailleurs, sous 105 °C, une légère augmentation de la perméabilité intrinsèque et une légère diminution de la perméabilité apparente ont été observées (voir Figure 1.28). Toutefois, la variation de la perméabilité sous 105 °C et 200 °C a été encore une fois accompagnée d'une diminution nette du coefficient β de Klinkenberg. Les explications de l'augmentation de la perméabilité intrinsèque sous température sont sensiblement les mêmes que dans le cas de mesures effectuées après refroidissement. Il s'agit bien de la microfissuration et de l'élargissement de la taille des pores avec la température. Les auteurs ont expliqué la légère variation de la perméabilité sous 105 °C par l'absence de microfissures interconnectées créées par cette température. La raison, pour laquelle une augmentation moindre de la perméabilité est observée sous température élevée qu'après refroidissement, a été attribuée au fait que les éprouvettes testées sous température ont été soumises durant le chauffage à un chargement mécanique (confinement constant de 4 MPa) qui a pu atténuer la microfissuration thermique.

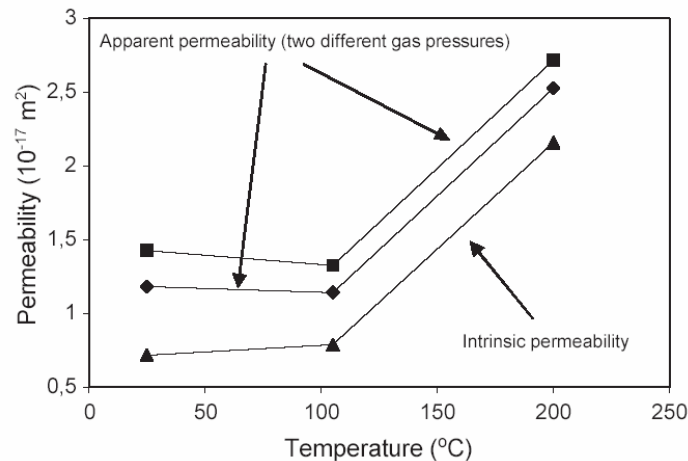


Figure 1.28 : Evolution de la perméabilité apparente et de la perméabilité intrinsèque en fonction de la température (d'après Lion *et al.*, 2005).

1.2.5. Modèles d'évolution de la perméabilité du béton

Nous avons montré les résultats expérimentaux mettant en évidence l'évolution de la perméabilité du béton avec les effets de sollicitations mécaniques et de la température. Le point commun de ces deux sollicitations (vis-à-vis de la perméabilité) est de créer de la fissuration. L'évolution de la perméabilité d'un béton fissuré peut donc être étudiée quelque soit l'origine de la fissuration. Pour cela, il existe une approche discrète ou une approche continue.

1.2.5.1. Modèles discrets

Les modèles discrets sont particulièrement adaptés à un écoulement à l'échelle microscopique ou lorsque l'écoulement est localisé dans les chemins préférentiels pour le flux, comme les fissures (Carmeliet *et al.*, 2004). Dans l'approche discrète, un milieu fissuré est défini comme un réseau de canaux, dans lesquels l'écoulement est décrit par la loi d'écoulement de Poiseuille ou de Darcy (Carmeliet *et al.*, 2004, Dormieux et Kondo, 2004). Différentes représentations de ces canaux sont considérées : plaques parallèles avec une ouverture constante ou variable, disques, tubes circulaires, etc. L'emploi de modèles discrets implique la connaissance de la morphologie de l'espace poreux, dont la géométrie (ouverture, largeur, longueur) et la topologie (connectivité, tortuosité) du réseau de fissures. Il est important de noter que ces paramètres ne sont pas accessibles dans les approches continues et pas toujours expérimentalement.

Nous présentons tout d'abord comment déterminer la perméabilité à partir de la loi d'écoulement de Poiseuille entre deux plaques planes et parallèles.

En considérant que le gradient de pression est orienté selon l'axe x et que la normale aux plaques est orientée selon z , avec les plaques situées en $z = \pm \frac{[u]}{2}$ (Figure 1.29), la vitesse de l'écoulement visqueux entre deux plaques planes et parallèles distantes de $[u]$ (m) s'écrit (à comparer avec la relation (1.22)) :

$$v(x, z) = v(z) = v_{\max} \left(1 - \frac{4z^2}{[u]^2}\right) \quad (1.40)$$

$$v_{\max} = \frac{[u]^2}{8\mu} \frac{dP}{dx} \quad (1.41)$$

où P est toujours la pression du fluide à l'abscisse x et μ est la viscosité dynamique du fluide.

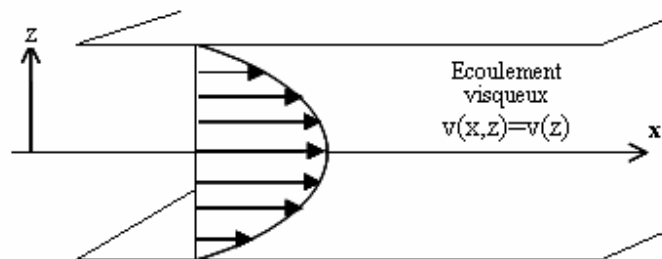


Figure 1.29 : Profil de vitesse d'un fluide entre deux plaques planes et parallèles.

La vitesse moyenne de l'écoulement visqueux du fluide s'écrit alors :

$$v_{moy}(r) = -\frac{[u]^2}{12\mu} \frac{dP}{dx} \quad (1.42)$$

En comparant l'équation (1.42) avec (1.13) et la loi de Darcy (1.12), nous pouvons définir la perméabilité k (m^2) de la fissure (NIST, 2000) :

$$k = \frac{[u]^2}{12} \quad (1.43)$$

Quand une ou plusieurs macrofissures traversantes se forment dans une structure, la perméabilité de celle-ci est régie par l'écoulement de Poiseuille. L'ouverture de fissure devient alors un paramètre prépondérant. La perméabilité k' d'un milieu fissuré, modélisé par une matrice imperméable contenant des fissures parallèles d'ouverture $[u]$, peut être ainsi définie par la relation suivante (voir, par exemple, Picandet, 2001) :

$$k' = \xi \frac{e[u]^2}{12} \quad (1.44)$$

où e représente la porosité de ce milieu hypothétique et ξ désigne un facteur de forme lié à la rugosité de la surface de la fissure. Si les fissures parallèles sont espacées d'une distance moyenne Δ , la porosité e est alors égale au rapport $\frac{[u]}{\Delta}$. Le rapport $\frac{1}{\Delta}$ peut être aussi considéré comme la longueur cumulée des fissures par unité de surface. Ainsi, la perméabilité de ce milieu hypothétique périodique contenant des fissures parallèles, espacées d'une même distance Δ , s'écrit alors :

$$k' = \frac{\xi[u]^3}{12\Delta} \quad (1.45)$$

Dans cette équation $[u]$ représente l'ouverture des fissures parallèles, alors que Δ est la distance moyenne entre les fissures.

A partir de la loi d'écoulement de Poiseuille, pondérée par le facteur ξ et un facteur de tortuosité τ identifié comme une fonction de l'endommagement, avec l'ouverture de fissure estimée par des déformations irréversibles, Gérard (1996) a proposé une relation d'évolution du coefficient de perméation à l'eau d'une éprouvette *BIPÉDE*.

De plus, pour les disques sollicités en traction par fendage, Picandet (2001) a déterminé, en se basant sur la relation (1.45), les valeurs de facteur ξ qui sont finalement en accord avec la bibliographie.

1.2.5.2. Modèles continus

Les modèles continus se basent sur des relations phénoménologiques en s'appuyant sur le couplage entre les variables décrivant le comportement non-linéaire et la perméabilité. Parmi ces variables figurent l'endommagement et la déformation plastique (Fauchet, 1991). Toutefois, nous considérons dans la suite uniquement le couplage entre l'endommagement et la perméabilité. L'existence de ce couplage a été prouvée par des études théoriques présentées ci-dessous.

1.2.5.2.1. Validation théorique

Dormieux et Kondo (2004) ont employé des techniques d'homogénéisation sur un problème micromécanique. En effet, en considérant un écoulement de Poiseuille dans une fissure (ayant la perméabilité k_f), ces auteurs ont montré qu'un schéma d'homogénéisation autocohérent permet de mettre en évidence l'existence d'un seuil d'endommagement (défini par un degré de fissuration ϵ) critique. Au-delà de ce seuil, la perméabilité macroscopique k^{AC} d'un milieu poreux fissuré est susceptible de changer d'ordre de grandeur, en particulier pour les faibles valeurs de perméabilité de la matrice poreuse non-fissurée, notée k_p (Figure 1.30). Par conséquent, la modification de la géométrie des fissures induite par le chargement mécanique se traduit par une évolution de la perméabilité macroscopique.

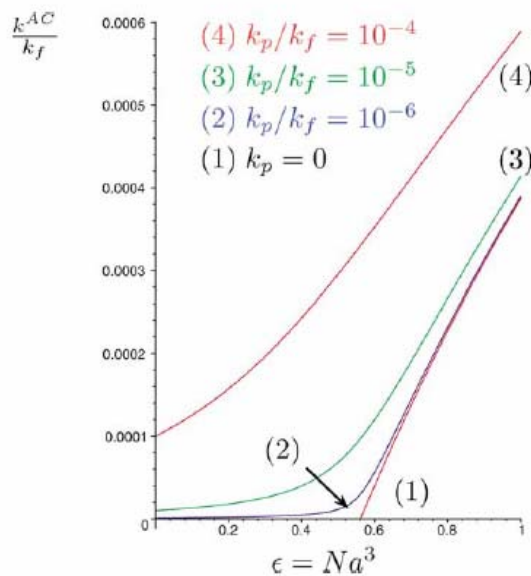


Figure 1.30 : Estimation autocohérente de la perméabilité macroscopique (d'après Dormieux et Kondo, 2004).

Des résultats similaires ont été obtenus par Chatzigeorgiou *et al.* (2005) montrant par la théorie que la variation de la perméabilité d'un milieu poreux continu peut être corrélée avec l'endommagement de celui-ci (pour le matériau déchargé au moins). Cette étude se base sur les modèles discrets de réseaux de fusibles (analogie électrique). Dans le cas d'un problème purement mécanique, Delaplace *et al.* (1996) ont préalablement montré que l'influence de la dégradation du matériau (rupture d'un lien) peut être décrite par l'évolution de la raideur moyenne du réseau mécanique, quelque soit sa taille. Cela légitime le choix d'un endommagement basé sur la raideur moyenne pour caractériser le comportement mécanique d'un point du milieu continu qui est théoriquement relié au cas limite d'un modèle discret de taille infinie. Afin d'analyser le problème hydro-mécanique, un réseau hydraulique en interaction avec le réseau mécanique, est ajouté (Chatzigeorgiou *et al.*, 2005). Quand un lien mécanique est cassé, il crée un chemin préférentiel pour le flux hydraulique décrit par la loi de Darcy dans la direction perpendiculaire (Figure 1.31).

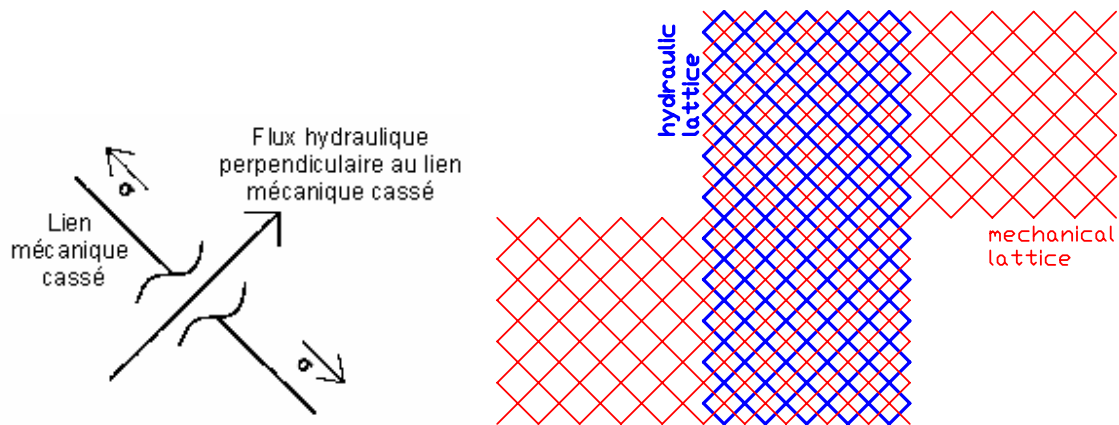


Figure 1.31 : Principe du réseau hydraulique perpendiculaire au réseau mécanique.

Les résultats des calculs numériques ont mis en évidence que :

- la perméabilité moyenne, indépendante de la taille du réseau, peut caractériser le comportement hydraulique du réseau de taille infinie. Elle constitue donc la variable la plus adaptée pour représenter le comportement hydraulique du point du milieu continu.
- il existe une corrélation entre l'endommagement et la perméabilité indépendamment de la taille du réseau (Figure 1.32) surtout pour les faibles endommagements.

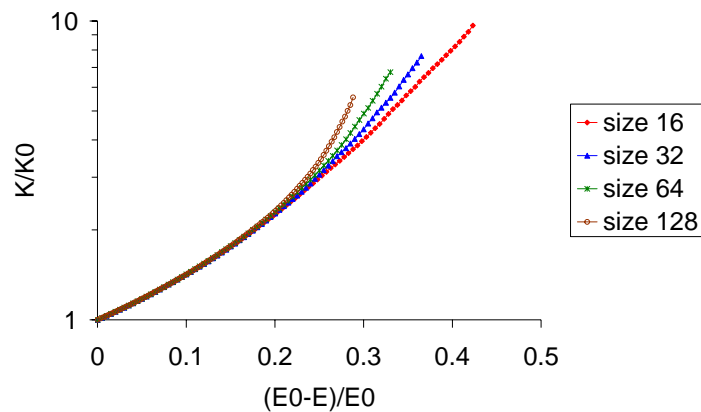


Figure 1.32 : Evolution de la perméabilité moyenne en fonction de l'endommagement moyen pour trois tailles de réseau (d'après Chatzigeorgiou et al., 2005).

1.2.5.2.2. Relations phénoménologiques

Mécanique-Perméabilité

A partir d'un modèle élastique-endommageable (rappel du modèle au paragraphe §1.1.2.3) introduit dans une formulation hydraulique-mécanique de type Biot, Bourdarot (1991) a proposé en premier de faire évoluer la perméabilité en fonction de l'endommagement. Cette évolution de la perméabilité k , qui tient compte du fait qu'un béton fissuré présente une plus grande perméabilité qu'un béton sain, pour un matériau isotrope s'écrit :

$$k = k_0 \left(\frac{k_u}{k_0} \right)^D \quad (1.46)$$

où k_0 est la perméabilité du matériau sain, k_u la perméabilité « ultime » correspondant au matériau complètement détérioré et D l'endommagement. Cependant, peu de précisions sont données sur l'évaluation de la perméabilité « ultime », rendant son application délicate.

En s'inspirant des travaux de Bourdarot (1991), Bary (1996) a proposé une relation de type exponentielle d'évolution anisotrope de la perméabilité dans la direction j avec l'endommagement positif dans la direction i , noté f_{+i} :

$$k = k_0 \exp \left(\beta \sum_{i \neq j} f_{+i}^\gamma \right) \quad (1.47)$$

où k_0 , β et γ sont respectivement la perméabilité initiale en (m/s) et les deux coefficients à ajuster expérimentalement. Pour les résultats des essais *BIPÉDE* (Gérard, 1996), Bary (1996) a proposé : $k_0=8,10^{-8}$ (m/s), $\beta = 9,43$ et $\gamma = 0,859$ (pour des forts endommagements compris entre 20 et 80 %).

Gawin *et al.* (2002) ont proposé un autre type de relation entre endommagement et perméabilité :

$$k = k_0 10^{A_D D} \quad (1.48)$$

où le coefficient A_D a été ajusté sur la même base de résultats expérimentaux que celle de Bary (1996) et vaut 4 dans ce cas particulier.

En s'appuyant sur la relation proposée par Bary (1996), Picandet *et al.* (2001) ont montré que la perméabilité résiduelle (mesurée après déchargement) au gaz du béton augmente de façon exponentielle avec l'endommagement induit par la compression uniaxiale dans la phase pré-pic selon la relation :

$$k = k_0 \exp[(\alpha D)^\beta] \quad (1.49)$$

où k_0 représente la perméabilité initiale en (m²) et les coefficients α et β sont ajustés expérimentalement respectivement à 11,3 et 1,64 par l'auteur. Nous soulignons toutefois que les relations (1.47) (ou (1.48)) et (1.49) n'ont pas le même domaine d'application. La relation phénoménologique (1.49) a été corrélée avec les résultats expérimentaux pour des faibles endommagements allant jusqu'à une perte de 15 % de la raideur de l'éprouvette en béton (Figure 1.33). Ce niveau d'endommagement obtenu dans la phase pré-pic en compression uniaxiale correspond à une microfissuration diffuse de façon homogène dans le béton (Picandet *et al.*, 2001).

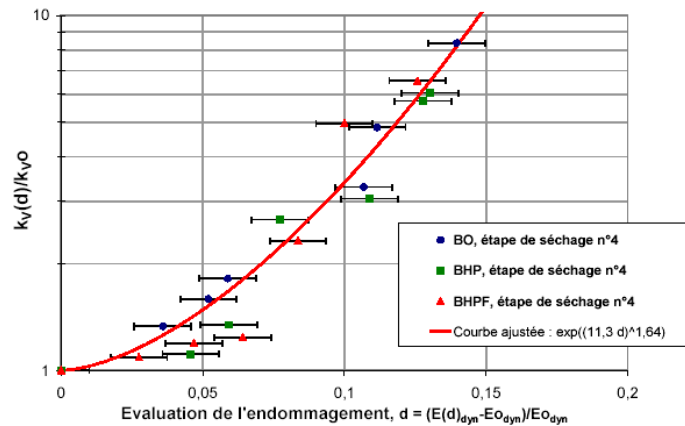


Figure 1.33 : Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement par une technique expérimentale ultrasonique « Grindosonic » (d'après Picandet, 2001).

Finalement, avec les résultats expérimentaux de Picandet *et al.* (2001) (voir Figure 1.33), nous retrouvons qualitativement la corrélation entre l'endommagement et la perméabilité obtenue théoriquement par Chatzigeorgiou *et al.* (2005) (voir Figure 1.32). Par conséquent, pour les situations pré-pic, lorsque la microfissuration est diffuse, et le béton est déchargé, l'endommagement est la variable la mieux adaptée à l'évaluation de l'évolution de la perméabilité consécutive à une dégradation mécanique du matériau déchargé.

Température-Perméabilité

Concernant les effets de la température sur la perméabilité, la relation phénoménologique, proposée initialement par Bazant et Thonghulai (1978), a été ajustée sur les résultats expérimentaux obtenus par Gawin *et al.* (2005) sur quatre bétons à hautes performances pré-endommagés au cours d'un traitement thermique à des températures allant jusqu'à 700 °C :

$$k = k_0 \exp[C_T(T - T_0)] = k_0 10^{A_T(T - T_0)} \tag{1.50}$$

où k_0 est la perméabilité initiale à la température de référence T_0 , C_T et $A_T = C_T \log(e)$ sont les paramètres du matériau. Par ailleurs, pour prendre en compte l'effet de la pression du gaz p_g sur la perméabilité mesurée sous une température élevée, Gawin *et al.* (1999) ont proposé préalablement d'utiliser une relation corrélée avec les résultats expérimentaux de Schneider et Herbst (1989) :

$$k = k_0 10^{A_T(T - T_0)} \left(\frac{p_g}{p_0} \right)^{A_P} \tag{1.51}$$

où A_P est un paramètre du matériau et $p_0 = 0,1013 MPa$.

Température-Mécanique-Perméabilité

Cependant, certains auteurs proposent d'employer l'endommagement afin de modéliser l'évolution de la perméabilité d'un béton soumis à une température élevée. En particulier, Gawin *et al.* (2002) combinent la relation (1.51) avec (1.48), pour donner :

$$k = k_0 10^{A_T(T-T_0)} \left(\frac{p_g}{p_0} \right)^{A_p} 10^{A_D D} \quad (1.52)$$

avec D un endommagement mécanique (dû uniquement à la fissuration du béton) et les coefficients A_T , A_p plus faibles que ceux de la formule phénoménologique (1.51) qui prennent indirectement en compte l'influence de la fissuration du béton décrite maintenant par un endommagement D dans (1.52).

Dans une autre formulation, Gawin *et al.* (2005), en s'inspirant de la relation (1.48), proposent d'étendre la relation (1.48) pour obtenir :

$$k = k_0 \left(\frac{p_g}{p_0} \right)^{A_p} 10^{A_V V} \quad (1.53)$$

où l'endommagement V prend en compte la perte de la raideur du béton ayant lieu suite à la déshydratation chimique de la pâte de ciment (voir §1.1.3.1.1.) et la fissuration thermique (§1.1.3.1.2.). L'endommagement total V s'écrit :

$$(1 - V) = (1 - V_{chim})(1 - V_{therm}) \quad (1.54)$$

où V_{chim} et V_{therm} sont respectivement l'endommagement thermo-chimique (déshydratation) et thermo-mécanique (fissuration thermique).

Cependant, en négligeant l'effet de la pression du gaz ($A_p=0$), la relation (1.50) devient :

$$k = k_0 10^{A_V V} \quad (1.55)$$

Celle-ci a été également utilisée pour modéliser l'accroissement de la perméabilité de quatre bétons à hautes performances pré-endommagés au cours d'un traitement thermique à des températures allant jusqu'à 700 °C (voir Gawin *et al.*, 2005).

De même, Dal Pont (2004) et Dal Pont *et al.* (2005) ont proposé d'utiliser la relation (1.55), mais pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité d'un béton chauffé, en supposant que le coefficient A_V prend en compte le type du béton et / ou la vitesse de montée en température (donc la cinétique de déshydratation) et que les autres effets de la température élevée sont négligés. Cependant, la relation (1.55) a été vérifiée expérimentalement uniquement sur un béton refroidi, soumis précédemment à des températures allant jusqu'à 250 °C. Cette relation (1.55) a été ensuite appliquée dans un code de calcul employant un modèle couplé thermo-hydro-chemo-mécanique dans lequel le couplage avec le comportement mécanique est introduit de façon suivante :

$$(1 - V) = (1 - V_{chim})(1 - V_{therm})(1 - D) \quad (1.56)$$

où D est un endommagement mécanique et V désormais un endommagement thermo-chemo-mécanique.

Les simulations numériques ont permis de retrouver les distributions de la pression de vapeur et de la température mesurées sur un cylindre en béton au cours du chauffage jusqu'à 250 °C.

SYNTHESE

Nous avons présenté une étude bibliographique de la structure poreuse et de la perméabilité du béton et nous nous sommes particulièrement intéressés à leurs évolutions dans le cas où le béton est sollicité mécaniquement et soumis à une température.

Concernant l'évolution de la perméabilité du béton avec les effets des sollicitations mécaniques, nous avons montré que les données expérimentales existantes révèlent une certaine corrélation entre ces deux paramètres. Parmi ces données, certaines mettent en évidence une interaction entre l'endommagement (microfissuration diffuse) et la perméabilité, alors que d'autres soulignent une corrélation entre l'ouverture de fissure et la perméabilité. En effet, en fonction du régime de comportement mécanique (pré-pic ou post-pic), donc du niveau de fissuration (microfissuration diffuse ou macrofissuration localisée), l'interaction entre l'endommagement et la perméabilité se rapporte à une approche continue (voir §1.2.5.2.) et l'interaction entre l'ouverture de fissure et la perméabilité est reliée à une approche discrète (voir §1.2.5.1.). Concernant l'approche continue, l'existence de l'interaction entre la perméabilité et l'endommagement diffus (microfissuration) a été prouvée théoriquement (Dormieux et Kondo, 2004 et Chatzigeorgiou *et al.*, 2005) et expérimentalement. D'une part, des résultats expérimentaux ont démontré une augmentation de la perméabilité au gaz du béton, mesurée sous une compression, à partir de 70-90 % de la contrainte ultime (Sugiyama *et al.*, 1996 et Hearn et Lok, 1998, Meziani et Skoczylas, 1999, Skoczylas, 1999). Ce niveau de contrainte correspond au développement et à l'interconnexion des microfissures dans la pâte de ciment. D'autre part, Picandet *et al.* (2001) ont montré que la perméabilité résiduelle au gaz du béton augmente avec l'endommagement induit par la compression uniaxiale dans la phase pré-pic. Le modèle phénoménologique de Picandet *et al.* (2001) a été corrélé avec les résultats expérimentaux pour des faibles endommagements, ceux-ci correspondant à une microfissuration diffuse dans le matériau. Concernant l'approche discrète, l'évolution de la perméabilité se base sur la loi d'écoulement de Poiseuille. Dans ce cas, la perméabilité d'une structure fissurée est fonction de la géométrie (ouverture, largeur, longueur) et de la topologie (connectivité, tortuosité) du réseau de fissures. Ces derniers paramètres ne sont pas accessibles dans les approches continues et pas toujours expérimentalement. Toutefois, des essais de traction par fendage, menés jusqu'à la rupture, ont mis en évidence l'évolution de la perméabilité à l'eau et au gaz avec l'ouverture de fissure (Wang *et al.*, 1997 et Picandet, 2001). Par ailleurs, nous soulignons qu'un biais peut être introduit lorsque la perméabilité est mesurée à l'eau (dû à un colmatage des pores ou à des interactions eau-matrice cimentaire). Cependant, très peu d'études (Gérard, 1996) ont débouché sur une évolution de la perméabilité dans le régime de microfissuration diffuse et dans le régime de macrofissuration localisée jusqu'à la rupture en même temps, alors que l'évaluation de l'étanchéité d'une enceinte de confinement en cas d'accident peut justement se rapporter à ces deux régimes de fissuration. Ceux-ci peuvent se succéder ou se superposer selon le type de chargement et selon la partie d'enceinte considérée. Il est donc primordial, du point de vue industriel, de décrire l'évolution de la perméabilité du béton dans ces deux régimes de fissuration pour pouvoir estimer le taux de fuite d'une structure.

Concernant les effets de la température, certains résultats ont mis en évidence son influence sur la perméabilité du béton. Les mécanismes de l'interaction entre la température et la perméabilité sont étroitement liés avec des phénomènes au niveau microstructural apparaissant pendant la mise en température du béton. Parmi les plus importants figurent la modification de la teneur en eau due à l'évaporation de l'eau non-liée jusqu'à 120 °C (Noumowé, 1995), la décomposition chimique de la pâte de ciment due à la perte de l'eau liée (déjà à partir de 105 °C selon Harmathy, 1970, Bazant et Wittmann, 1982 et Baroghel-Bouny, 1994), la fissuration thermique provoquée

par la dilatation thermique différentielle, la dilatation thermique libre de l'ensemble du matériau, le changement de pression interne des pores (Luccioni *et al.*, 2002), etc. Étant liée à la dégradation de la microstructure du béton, la perméabilité du béton augmente avec la température. En particulier, la déshydratation chimique de la pâte de ciment modifie la porosité et la distribution de la taille des pores, et le comportement hydraulique du béton s'en trouve ainsi affecté (Tsimbrovska, 1998). Les résultats obtenus par Tsimbrovska (1998) ont montré que la perméabilité d'un mortier ou d'un béton subit une augmentation comprise entre un et deux ordres de grandeur à 400 °C par rapport à 105 °C. Lion *et al.* (2005) ont mis en évidence qu'un traitement thermique d'un mortier provoque une augmentation de la porosité et de la perméabilité au gaz, multipliant par sept sa valeur initiale (mesurée à 60 °C) après un traitement à 250 °C. Selon Gawin *et al.* (2005), une relation type puissance entre la température et la perméabilité devrait être considérée. Cependant, certains auteurs (Gawin *et al.*, 2002, Dal Pont, 2004 et Dal Pont *et al.*, 2005) utilisent l'endommagement afin de modéliser les effets de la température sur la perméabilité.

Les données expérimentales existantes révèlent ainsi une certaine corrélation entre la perméabilité et l'état mécanique du béton. Il en est de même pour l'influence de la température sur la perméabilité du béton, mais, quant aux effets couplés de la température et de l'état mécanique sur la perméabilité du béton, les données expérimentales sont éparpillées, voire inexistantes si on veut caractériser les deux régimes de fissuration (microfissuration diffuse ou macrofissuration localisée) sous charge et sous température. Par ailleurs, même si l'influence de l'état de contrainte sur la perméabilité n'est pas encore complètement identifiée à ce jour, nous anticipons un biais introduit par les mesures de la perméabilité d'un béton déchargé ou refroidi par rapport à celui d'ouvrage. Pour modéliser les effets simultanés des sollicitations mécaniques et de la température, certains auteurs proposent de déterminer la perméabilité comme une fonction de l'endommagement mécanique couplée à une fonction de la température (Gawin *et al.*, 2002), alors que d'autres proposent que la perméabilité évolue uniquement en fonction de l'endommagement couplé thermo-chemo-mécanique (Gawin *et al.*, 2005 et Dal Pont *et al.*, 2005). Avant d'être employés pour les calculs de structures, ces modèles nécessitent d'être tout d'abord validés expérimentalement. Dans ce contexte bibliographique, afin de caractériser l'interaction entre les effets de la température jusqu'à 150 °C et de l'état mécanique sur la perméabilité, nous proposons dans la première partie de ce travail de thèse de mener une étude expérimentale, présentée dans les Chapitres 2 et 3, qui permettra :

- de caractériser l'évolution de la perméabilité au gaz d'un béton sous chargement dans les régimes de la microfissuration diffuse et de la fissuration localisée jusqu'à la rupture, et de mettre en évidence l'influence de l'état de contrainte sur l'évolution de la perméabilité.
- de caractériser l'évolution de la perméabilité au gaz d'un béton soumis à l'action d'une température jusqu'à 150 °C et sollicité mécaniquement jusqu'à la rupture.

Pour réaliser ces essais, un dispositif expérimental est développé et mis en place.

Afin de caractériser par l'intermédiaire d'une loi unique l'évolution de la perméabilité dans les régimes de la microfissuration diffuse et de la fissuration localisée, nous proposons de développer dans le Chapitre 4 une approche numérique permettant de relier les modélisations continue et discrète vis-à-vis de la perméabilité. Deux stratégies sont proposées. La première se base sur une définition de la loi de raccordement (loi des mélanges) entre la perméabilité en fonction de l'endommagement diffus et la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure, alors que la deuxième consiste à extraire une ouverture de fissure à partir d'un calcul basé sur un modèle d'endommagement continu et d'appliquer ensuite la loi d'écoulement de Poiseuille sur cette ouverture de fissure équivalente pour déterminer la perméabilité.

CHAPITRE 2 :

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-PERMEABILITE

INTRODUCTION

Le travail présenté dans ce chapitre a pour objectif de caractériser expérimentalement l'interaction entre état mécanique et perméabilité du béton. Nous choisissons la sollicitation par compression simple car ce type d'essai, le plus simple à réaliser, permet de créer en laboratoire, de façon reproductible, différents niveaux de fissuration :

- microfissuration diffuse
- macrofissuration localisée.

Les essais sont conduits dans les phases pré-pic et post-pic du comportement mécanique jusqu'à la rupture. Par similarité avec le problème industriel envisagé, nous mesurons la perméabilité parallèlement au plan de la fissuration lorsque celle-ci devient orientée. Puisque l'encainte est précontrainte dans deux directions, donc chargée en compression, des fuites de gaz nocif peuvent se produire parallèlement au plan de la fissuration qui a lieu par effet de Poisson du béton de la paroi. Afin d'approcher cette situation, nous nous inspirons de l'étude menée par Sugiyama *et al.* (1996) et réalisons des essais sur un cylindre troué, soumis à un écoulement radial. Il nous paraît également nécessaire de mesurer la perméabilité du béton chargé, ce qui correspond aux conditions du béton en service ou en cas d'accident, et de relier cette perméabilité à celle du béton déchargé. Selon la configuration de nos essais, ces deux perméabilités peuvent être aisément mesurées. Enfin, l'essai est réalisé dans des conditions environnementales contrôlées et maîtrisées, notamment sous une température de 20 °C et une humidité relative proche de 0 %.

En conséquence, dans la configuration proposée, cet essai permet de relier les effets de la microfissuration diffuse et de la macrofissuration localisée, ainsi que l'état de contrainte, avec la perméabilité.

Dans la première partie de ce chapitre, nous décrivons le programme expérimental des essais. La deuxième partie présente et traite les résultats obtenus à l'issue de la campagne expérimentale. Enfin, dans la dernière partie de ce chapitre, nous proposons une relation expérimentale d'interaction entre l'endommagement, l'état de contrainte et la perméabilité du béton.

2.1. Programme expérimental

Dans ce paragraphe, nous caractérisons dans un premier temps le matériau utilisé au cours des travaux expérimentaux. En particulier, la composition, la cure appliquée et les propriétés mécaniques sont rapportées. Dans un deuxième temps, nous exposons le dispositif expérimental développé au sein de notre équipe ERT R&DO du GeM et utilisé dans cette étude. Dans la partie suivante, nous expliquons le principe de détermination de la perméabilité dans notre configuration d'essai. En dernier lieu, le protocole expérimental utilisé est décrit.

2.1.1. Matériau étudié

Bien que le béton utilisé dans la construction des enceintes de confinement de centrales nucléaires françaises soit caractérisé par une résistance en compression de l'ordre de 40 MPa, nous avons choisi un matériau de résistance plus faible (de l'ordre de 30 MPa) avec un rapport Eau / Ciment élevé. L'emploi de ce matériau permet d'obtenir un comportement plutôt ductile afin de pouvoir réaliser plus facilement des mesures de perméabilité en continu dans la phase adoucissante après le pic de contrainte.

Etant donné la capacité de la presse hydraulique et de la taille de l'éprouvette, le diamètre maximal des granulats utilisés est plus faible que celui du vrai béton d'ouvrage. Par conséquent, le matériau étudié est un microbéton. Toutefois, par simplicité, nous l'appellerons béton.

2.1.1.1. Composition

Le béton utilisé dans cette campagne expérimentale est un béton ordinaire de rapport Eau / Ciment = 0,6 et de résistance à la compression de 26 MPa à 28 jours. Le Tableau 2.1 présente les éléments de la composition du béton. Le ciment utilisé est un ciment portland employé pour la construction des enceintes de confinement en France. Il est caractérisé par une faible chaleur d'hydratation et contient du filler calcaire. Les granulats employés sont les suivants : gravillon de type calcaire concassé et sable de Loire.

Constituant	Composition en (kg/m ³)
Gravillon calcaire, 4 – 12,5 mm	939
Sable de Loire, 0 – 5 mm	730
Ciment CEM II/A 42,5R PM-CP2 (Calcia Airvault (79))	350
Eau totale	210
Superplastifiant Glenium 21	1,1
Rapport Eau / Ciment	0,60

Tableau 2.1 : Composition du béton.

Les constituants du béton ont été introduits dans le malaxeur par ordre décroissant de granulométrie et ont été mélangés à sec pendant 30 secondes. L'eau a été ensuite introduite pendant 1 minute et le malaxage poursuivi durant 3 minutes. La mise en place du béton a été réalisée conformément aux normes françaises NFP 18-404 (« Bétons - Essai d'étude, de

convenance et de contrôle - Confection et conservation des corps d'épreuve ») et NFP 18-422 (« Bétons - Mise en place par aiguille vibrante »).

Les éprouvettes ont été confectionnées par trois gâchées d'environ 20 litres chacune. Dix-huit éprouvettes cylindriques, de géométrie donnée sur la Figure 2.1, ont été coulées dans des moules métalliques avec des barres rondes métalliques (de diamètre de 14 mm, acier *STUB*), permettant d'obtenir ainsi la forme d'un cylindre troué (Figure 2.2). De plus, six éprouvettes de même dimensions que les éprouvettes trouées, mais pleines, ont été coulées dans des moules en carton.

Afin de faciliter le décoffrage des éprouvettes coulées dans les moules métalliques sans utilisation d'huile provoquant l'imperméabilisation du béton en surface, un film anti-adhérent en silicone *Sil'pack* a été appliqué sur la surface intérieure des moules, ainsi que sur les barres en acier.

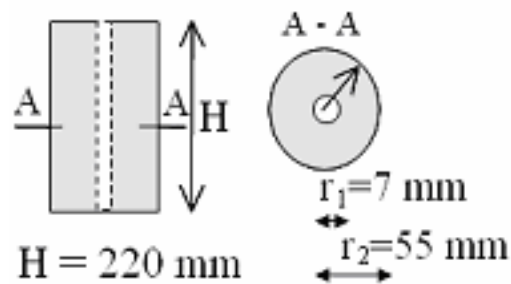


Figure 2.1 : Géométrie de l'éprouvette.



Figure 2.2 : Moules métalliques avec des barres.

2.1.1.2. Cure appliquée

Toutes les éprouvettes utilisées dans cette campagne expérimentale ont suivi la même cure et le même conditionnement conformément à la norme NFP 18-404 et aux recommandations de l'AFPC-AFREM (1997).

Après coulage, les éprouvettes ont été conservées pendant 24 heures en chambre humide à 20 °C et 95 % d'humidité relative. A l'issue de ce temps de conservation initiale, elles ont été démoulées, puis plongées dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours. Ce type de conservation est le plus favorable vis-à-vis du processus d'hydratation du ciment. Au cours de cette conservation, à environ 15 jours après le coulage, l'ensemble des éprouvettes a été rectifié en surface avec une précision de 0,1 mm à l'aide d'une meule équipée d'un disque diamant et lubrifiée à l'eau.

A l'issue du temps de cure dans l'eau, les éprouvettes ont été séchées dans une étuve ventilée et régulée. Afin de diminuer les gradients hydriques et thermiques dans les éprouvettes, pouvant favoriser l'endommagement du béton, nous avons réalisé le séchage suivant deux étapes. D'abord, les éprouvettes ont été séchées à 80 °C pendant 1 mois, puis à 105 °C jusqu'à obtenir la masse constante. Suivant les recommandations de l'AFPC-AFREM (1997) la masse est considérée comme constante lorsque deux pesées espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %. Cependant, nous avons maintenu le séchage jusqu'à ce que la différence entre les pesées successives soit inférieure à 0,01%. En conséquence, après le séchage pendant environ 2 mois à 105 °C, l'état de saturation du béton en eau a été proche de 0 %. Afin de maintenir cet état de saturation, la conservation finale jusqu'à l'essai de perméabilité a été effectuée dans une étuve ventilée et régulée à 40 °C.

2.1.1.3. Propriétés mécaniques

Le Tableau 2.2 présente les propriétés mécaniques du béton obtenues en compression à l'âge de 1 mois (après la cure humide), de 2 mois (après 1 mois de séchage à 80 °C) et de 4 mois (après 2 mois de séchage à 105 °C). Ce sont les propriétés moyennes, calculées sur trois éprouvettes à une échéance de mesure (deux cylindres troués et un cylindre plein).

Propriété	Age du béton (Echéance de mesure)		
	1 mois (après cure humide)	2 mois (après séchage à 80 °C)	4 mois (après séchage à 105 °C)
Module d'élasticité (GPa)	23	22	16
Résistance (MPa)	26	32	28
Déformation au pic de contrainte (-)	$2,2 \cdot 10^{-03}$	$2,5 \cdot 10^{-03}$	$2,6 \cdot 10^{-03}$

Tableau 2.2 : Propriétés mécaniques du béton calculées sur trois éprouvettes.

Les dispositifs expérimentaux permettant de mesurer ces propriétés sont présentés dans le paragraphe suivant.

Nous remarquons que les propriétés mécaniques du béton évoluent dans le temps avec les conditions de conservation. En particulier, avec le séchage, la résistance augmente et le module d'élasticité diminue dû à l'endommagement induit par la température de séchage (Hearn, 1999, Burlion *et al.*, 2005, Yurtdas *et al.*, 2006).

2.1.2. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental permet d'effectuer des mesures de perméabilité au gaz du béton sous sollicitations mécaniques et en fonction des conditions environnementales (température et humidité relative). Bien que ce chapitre ne s'intéresse pas aux effets des conditions environnementales sur la perméabilité, nous présentons le dispositif dans son ensemble, y compris avec la possibilité de réguler les niveaux de la température et de l'humidité relative. En particulier, l'effet de la température jusqu'à 150 °C sur la perméabilité est étudié dans le Chapitre 3.

Une vue d'ensemble du banc expérimental est montrée sur la Figure 2.3. Il est constitué des dispositifs permettant d'appliquer des sollicitations mécaniques, de réguler la température et l'humidité relative, de mesurer les déformations de l'éprouvette et sa perméabilité au gaz. Ces dispositifs sont présentés dans les paragraphes suivants.



Figure 2.3 : *Banc expérimental dans son ensemble.*

2.1.2.1. Dispositif de mesure de la perméabilité

Le dispositif de mesure de la perméabilité, dont le schéma de principe du fonctionnement est montré sur la Figure 2.4, comprend :

- une cellule du perméamètre
- une bouteille d'alimentation en gaz munie d'un détendeur (0-1,5 MPa)
- un régulateur (0-0,6 MPa) maintenant le niveau de pression
- un capteur de pression injectée
- un baromètre digital
- un débitmètre massique calibré.

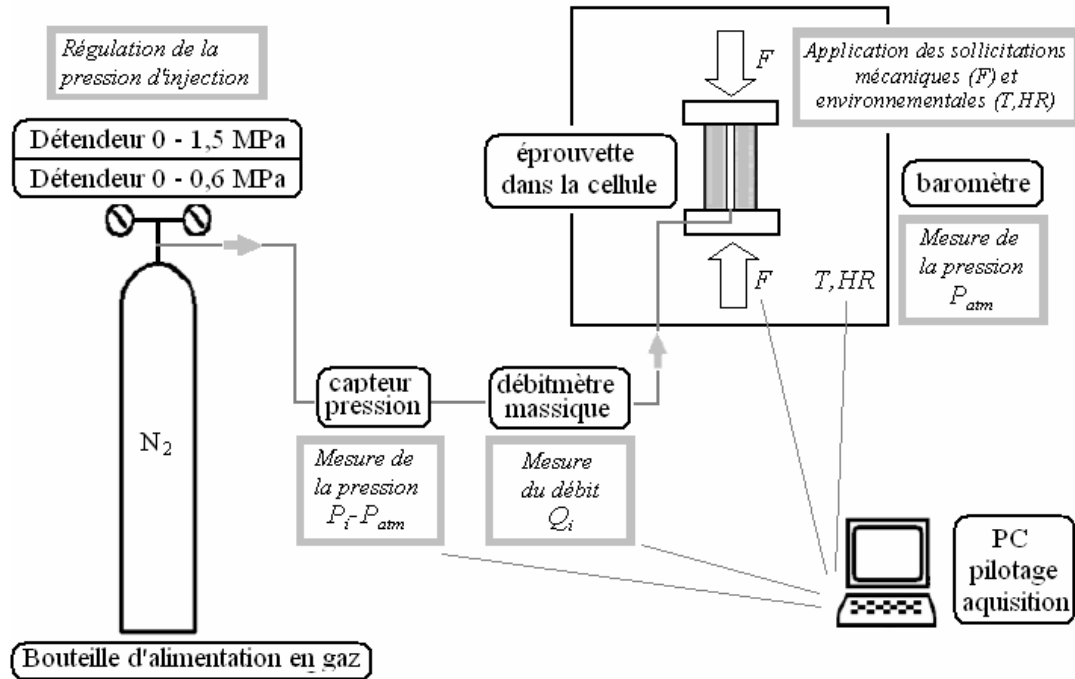


Figure 2.4 : Schéma du dispositif de mesure de la perméabilité au gaz.

La méthode de mesure de la perméabilité au gaz consiste à appliquer une pression relative constante du gaz ΔP (différence entre la pression injectée absolue P_i et la pression atmosphérique P_{atm}) jusqu'à la stabilisation de l'écoulement du gaz à travers le matériau (régime permanent). Le gaz utilisé est de l'azote (N_2) sec, car il reste inerte vis-à-vis des constituants du béton, contrairement à l'eau (cf. §1.2.3.). L'échantillon est placé dans la cellule du perméamètre constituée d'un système à deux plateaux métalliques (Figure 2.5). Par l'intermédiaire d'un plateau métallique percé, dont le diamètre est adapté pour le centrage de l'éprouvette cylindrique utilisée, le gaz est injecté au niveau de la surface inférieure de l'échantillon à une pression P_i (régulée par le régulateur maintenant le niveau de pression, puis mesurée par le capteur de pression). L'injection est effectuée par l'intermédiaire d'un tube en téflon, résistant aux températures élevées. Celui-ci relie la bouteille d'alimentation en gaz, munie d'un détendeur et d'un régulateur, au plateau métallique inférieur par l'intermédiaire de manchons étanches. La pression atmosphérique est mesurée au cours de l'essai par un baromètre digital.

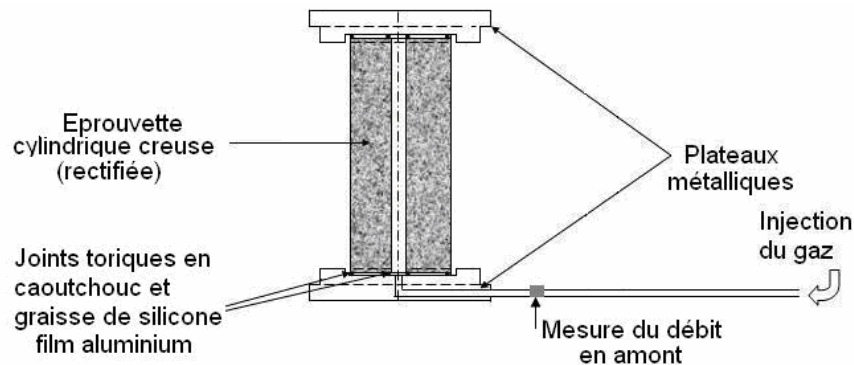


Figure 2.5 : Schéma de la cellule du perméamètre, vue en coupe.

Etant donné que nous souhaitons obtenir l'écoulement radial du gaz à travers l'éprouvette, les deux faces inférieure et supérieure de l'éprouvette sont rendues étanches par un film aluminium autocollant et de la graisse de silicone (Figure 2.5). Des joints toriques en caoutchouc (Figure 2.5) assurent l'étanchéité de la liaison entre l'éprouvette et les plateaux. D'ailleurs, celle-ci est favorisée par le chargement mécanique imposé sur l'éprouvette, plaquant les plateaux métalliques sur les faces de l'éprouvette en écrasant les joints. L'étanchéité du dispositif de la perméabilité (cellule du perméamètre avec des joints, tube en téflon et manchons) a été testée et validée pour une pression d'injection de 0,6 MPa sur une éprouvette cylindrique métallique. En effet, après une durée de test de 24 heures, aucun débit de fuite n'a été constaté.

Dans ce dispositif, le débit est mesuré en amont de l'éprouvette par des débitmètres massiques (digital thermal Mass Flow Meters MFM). Ils convertissent un débit massique en débit volumique normalisé, notamment à la pression de 0,1013 MPa et à la température de 0 °C. Ces débitmètres ont été calibrés pour différentes gammes de débits volumiques normalisés de l'azote : 10-500 ml/min, 20-1000 ml/min et 300-15000 ml/min.

L'acquisition des mesures de débit et de pression en temps réel a permis de contrôler la stabilisation de l'écoulement. Dans la configuration de nos essais, un temps situé entre 2 et 5 minutes est nécessaire afin que l'écoulement du gaz atteigne le régime stationnaire.

Le matériel utilisé offre une précision de mesure de la perméabilité de l'ordre de 2 % (déterminée par l'adaptation de la formule du calcul d'erreur proposée par Remond, 2003).

2.1.2.2. Dispositif d'application de sollicitations mécaniques

Quelques généralités sur le comportement expérimental et la rupture du béton en compression uniaxiale

La sollicitation mécanique appliquée est une compression uniaxiale. L'objectif est d'obtenir dans la phase élastique des matériaux des champs de contraintes et de déformations homogènes dans l'éprouvette. Cependant, dans le cas réel, dû au phénomène de frettage, ces champs deviennent non-uniformes dans les zones proches des extrémités de l'éprouvette. Le frettage induit des contraintes de cisaillement à l'interface éprouvette-appuis métalliques de la presse et donc un état de contrainte en compression triaxiale dans les parties d'éprouvette proches des plateaux. En conséquence, la formation de cônes de frettage (à 45 °, voir Figure 1.4 et Figure 2.6 (b)), où le matériau reste confiné et non-fissuré, est généralement observée sur les éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale jusqu'à la rupture. Cependant, la partie centrale de l'éprouvette, qui ne

subit pas l'influence du frettage, est soumise à une extension transversale par effet de Poisson (responsable de l'endommagement). Cette extension conduit à l'apparition de microfissures, qui, en se développant autour des granulats et à travers la pâte de ciment, se localisent proche du pic de contrainte afin de former une ou plusieurs macrofissures parallèles à l'axe du chargement dans la partie centrale. Cependant, ces macrofissures sont déviées sur les extrémités selon les cônes de frettage.

Le mode de rupture du béton en compression simple et en particulier la formation des fissures suite à l'extension transversale et la formation des cônes de frettage à la rupture, est présenté respectivement sur la Figure 2.6 (a) et (b). La Figure 2.6 (c) présente un mode de rupture dans un cas parfait sans frettage. Le phénomène de frettage peut être réduit par différentes solutions technologiques : appui à peigne (Torrenti *et al.*, 1991), rehausseurs en béton (Shah *et al.*, 1987), surfacage au soufre, boîte à sable.

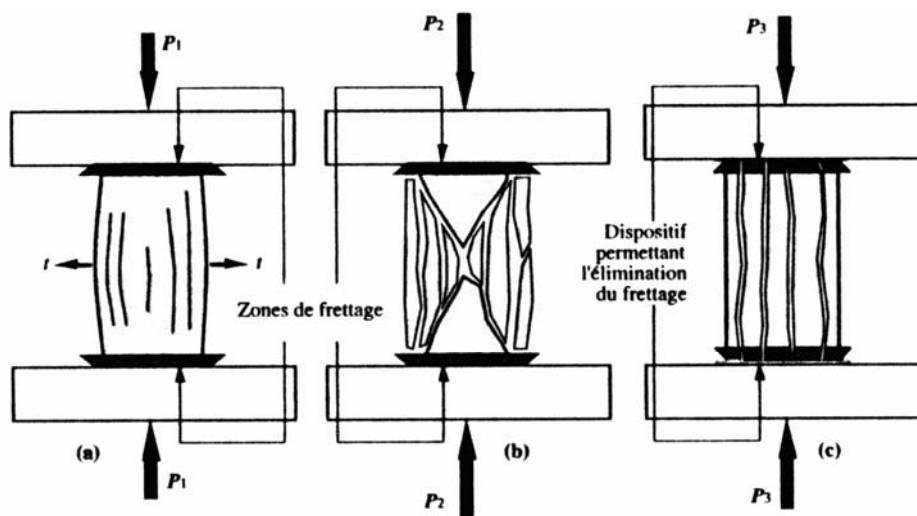


Figure 2.6 : Mode de rupture du béton en compression uniaxiale (d'après Dupain (1995).

(a) Formation des fissures suite à l'extension transversale. (b) Formation des cônes de frettage à la rupture. (c) Rupture sans frettage.

Caractéristiques de la machine d'essai utilisée

Dans le cas de nos essais, la compression uniaxiale est appliquée à l'aide d'une presse hydraulique MTS 500 kN programmable et asservie en déplacement. Elle est présentée sur la Figure 2.7 (a).

L'éprouvette en béton, placée préalablement entre les deux plateaux métalliques de la cellule du perméamètre, est positionnée entre les appuis de la presse, dont l'un est rotulé et l'autre fixe (Figure 2.7 (b)). L'utilisation des joints toriques en caoutchouc et de la graisse de silicone, par la diminution des frottements entre les plateaux métalliques et le béton, contribue à la réduction du frettage.

Pendant l'essai, l'éprouvette est chargée par paliers de déplacement axial du vérin. Celui-ci est mesuré à l'aide d'un capteur connecté à la centrale d'acquisition. La force exercée par la presse est mesurée à partir de la pression hydraulique du circuit par un capteur de force, relié également à la centrale d'acquisition.

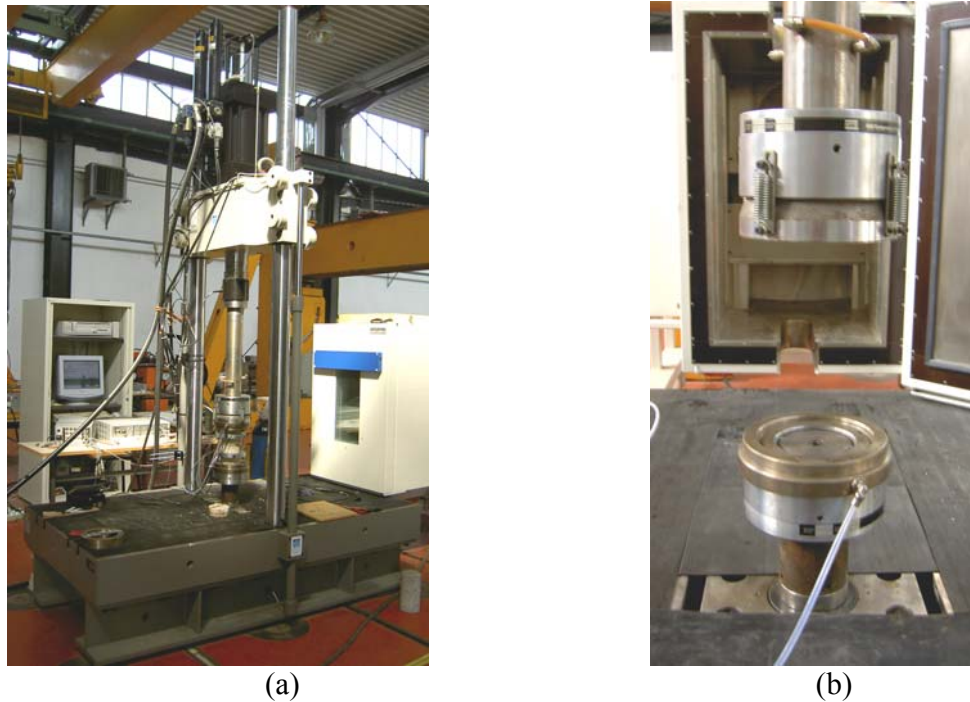


Figure 2.7 : (a) Presse hydraulique utilisée.
(b) Appuis de la presse hydraulique : rotule (en haut) et appui fixe (en bas).

2.1.2.3. Dispositif de mesure des déformations

Le déplacement axial du vérin ne correspond pas au déplacement de la face supérieure de l'éprouvette en béton, car il intègre les déplacements de l'ensemble du bâti de la presse. N'étant pas représentatif, ce déplacement ne peut donc pas être utilisé afin d'évaluer l'endommagement encouru au cours du chargement du béton.

Dans ces conditions, nous avons choisi de mesurer les déformations axiales par une cellule extensométrique équipée de trois capteurs LVDT (linear variable displacement transducers) de 1 mm de course chacun et disposés à 120° sur une longueur de base de 105 mm (Figure 2.8 (a)). Le positionnement de cette cellule extensométrique dans la partie centrale de l'éprouvette permet de ne pas tenir compte des effets dus au frettage (sur une éprouvette cylindrique de 110x220 mm, la hauteur des cônes de frettage est de 55 mm de chaque côté ; la partie centrale de l'éprouvette de hauteur 110 mm est ainsi en dehors des zones de frettage). Par ailleurs, les capteurs LVDT choisis peuvent être utilisés sous une température élevée (garantis jusqu'à 180 °C). Avec ces capteurs, reliés à un conditionneur émettant un signal relatif à leur position et envoyé vers la centrale d'acquisition, les déformations axiales de la partie centrale de l'éprouvette peuvent être relevées. La déformation axiale, considérée par la suite, est la déformation moyenne sur les trois capteurs. Dans la suite, nous supposons que, dans la partie médiane de l'éprouvette et avant la localisation des déformations, les champs de déformations et de l'endommagement dus à la microfissuration diffuse sont homogènes. En effet, la déformation moyenne représente la réponse de l'éprouvette-matériau. Cependant, après la localisation des déformations, cette déformation moyenne devient relative à la réponse de l'éprouvette-structure. Dans cette phase, l'utilisation de

la cellule avec trois capteurs LVDT est particulièrement nécessaire dans la mesure où, lorsque les sections deviennent non-planes, le système tient compte des déplacements asymétriques.

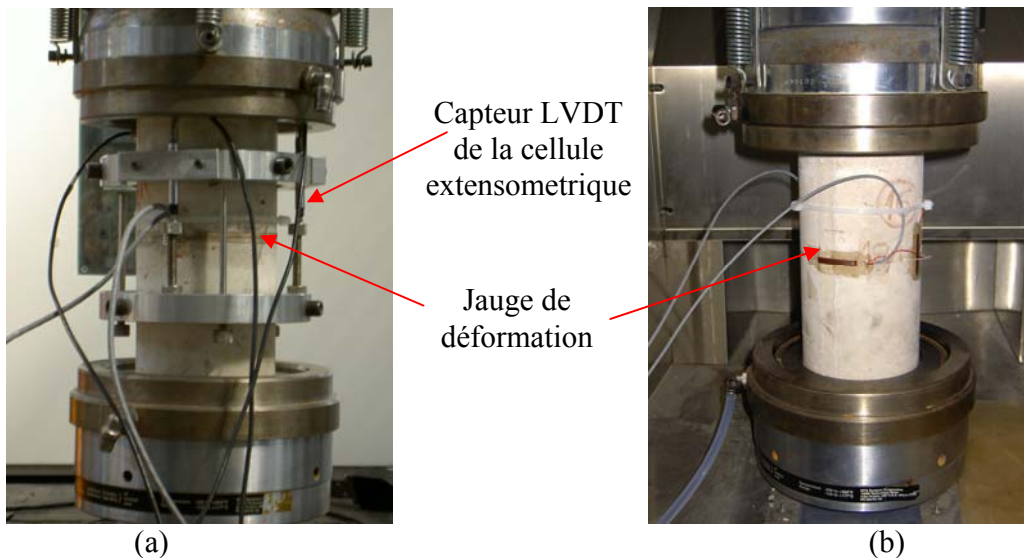


Figure 2.8 : (a) *Système d'extensométrie LVDT et système de jauges de déformation transversales (longueur de 120 mm).* (b) *Système de jauges de déformation transversales et axiales (longueur de 30 mm).*

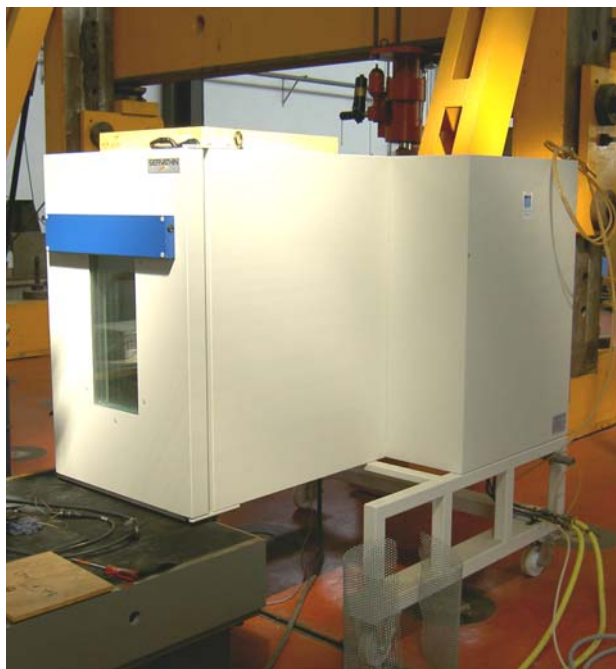
Pour mesurer les déformations, nous avons également employé des jauges de déformations. Elles nous renseignent sur une déformation locale du matériau et sont ainsi utilisées uniquement avant la localisation des déformations (après la localisation, soit la fissure traverse la jauge et celle-ci casse, soit le matériau sous la jauge se décharge). En conséquence, comme les sections restent planes à l'état de déformations homogènes, une seule jauge est suffisante. Cependant, pour s'assurer que la réponse reste bien homogène, nous utilisons au minimum deux jauges par direction de mesure. De plus, des jauges de compensation sont employées afin d'éliminer les déformations propres des jauges dues à la variation de la température.

Sous la température de 20 °C nous avons utilisé des jauges adaptées pour le béton de longueur 120 mm (Strain Gages PL-120, *Kyowa*) (Figure 2.8 (a)). Afin de mesurer l'extension transversale de l'éprouvette, deux jauges transversales ont été collées en surface dans la partie centrale de l'éprouvette à l'aide d'une colle rapide (CC-33A *Kyowa*). Les jauges ont été reliées à un conditionneur, qui émet un signal relatif à la résistance du fil de la jauge et l'envoie vers la centrale d'acquisition.

Sous les températures allant jusqu'à 105 °C, nous avons utilisé des jauges de longueur 30 mm (Strain Gages KFG, *Kyowa*). Ce sont les plus longues jauges adaptées pour le béton jusqu'à 105 °C. Afin de mesurer les déformations thermiques, deux jauges transversales et deux jauges axiales ont été disposées à 90° les unes des autres sur la circonférence de l'éprouvette (Figure 2.8 (b)). Comme à 20 °C, les signaux des jauges sont envoyés vers la centrale d'acquisition par l'intermédiaire d'un conditionneur.

2.1.2.4. Dispositif de régulation de la température et de l'humidité relative

L'éprouvette en béton, instrumentée et placée entre les plateaux de la cellule du perméamètre sous la presse hydraulique, est positionnée dans une enceinte climatique à température et humidité relative contrôlées. L'enceinte utilisée (F.C.H. SERVATHIN) est présentée sur les Figures 2.9 (a) et (b). Le volume utile de l'enceinte, qui enferme une partie de la presse hydraulique, est de 210 dm³. Elle permet d'appliquer des températures allant de -50 °C jusqu'à +150 °C. L'erreur maximale par rapport à la consigne est de ± 2 °C pour la température et de ± 5 % pour l'humidité relative. Pour d'autres détails techniques, voir Annexe A.



(a)



(b)

Figure 2.9 : (a) Enceinte climatique utilisée. (b) Dispositif de l'essai thermique.

Par souci de simplification, les essais ont été limités aux matériaux secs. C'est pourquoi l'humidité relative générée par l'enceinte est constamment maintenue la plus proche possible de 0 %. Dans cette phase d'essais, la température ambiante est maintenue à une valeur constante de 20 °C.

2.1.3. Principe de détermination de la perméabilité sous chargement

Les mesures de la perméabilité sont menées dans le cadre d'un écoulement radial du gaz en régime permanent et isotherme. La perméabilité apparente d'une éprouvette est déterminée à partir de la loi de Darcy appliquée à un écoulement laminaire d'un fluide compressible (gaz) (cf. §1.2.1.). Ainsi, la perméabilité apparente k_a (m²), se basant sur une mesure du débit volumique en amont Q_i (m³/s) à pression d'injection P_i (Pa), est donnée par la relation suivante (voir (1.21)) :

$$k_a = \frac{Q_i \cdot P_i \cdot \mu \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (2.1)$$

où μ (Pa.s), P_{atm} (Pa), r_1 (m), r_2 (m) et H (m) sont respectivement la viscosité dynamique de l'azote, la pression atmosphérique, le rayon intérieur, le rayon extérieur et la hauteur de l'éprouvette (voir Figure 2.1) déterminés à la température ambiante T_a de 20 °C. La viscosité de l'azote à 20 °C est prise égale à $1,74 \cdot 10^{-5}$ (Pa.s).

Cette perméabilité apparente a besoin d'être corrigée afin d'obtenir une perméabilité intrinsèque. Dans le cas d'un écoulement laminaire (réponse $k_a(1/P_m)$ linéaire), la correction s'effectue par l'application de la relation de Klinkenberg sur plusieurs mesures de perméabilité apparente k_a à différentes pressions différentielles (voir (1.32)). Cette approche permet de retrouver une perméabilité intrinsèque k_v relative uniquement aux écoulements visqueux et non aux écoulements par glissement.

Lorsque l'écoulement est turbulent (réponse $k_a(1/P_m)$ non-linéaire), la perméabilité intrinsèque k_v peut être déterminée par l'application de l'équation de Forchheimer sur plusieurs mesures de perméabilité apparente k_a à différentes pressions différentielles (voir (1.39)). Etant donné que les vitesses du fluide sont importantes lors d'un écoulement turbulent, la contribution des écoulements par glissement peut être négligée (Picandet, 2001).

Toutefois, avant de déterminer la perméabilité intrinsèque dans le cas d'un écoulement laminaire ou turbulent, une correction doit être introduite dans l'équation (2.1) afin de déterminer correctement la perméabilité apparente. Cette correction concerne la spécificité des débitmètres massiques utilisés dans notre étude expérimentale. Ces débitmètres sont étalonnés afin de convertir un débit massique en un débit volumique normalisé, c'est-à-dire représentant les conditions normalisées de la pression $P_0 = 0,1013$ MPa et de la température $T_0 = 0$ °C. Afin que l'équation (2.1) puisse être appliquée, le débit volumique Q_i , correspondant à la pression d'injection P_i et à la température ambiante T_a de 20 °C, a besoin d'être déterminé à partir du débit mesuré Q_0 , correspondant aux conditions normalisées (P_0, T_0).

La continuité du débit massique dans l'échantillon, déterminé pour différentes conditions de la pression et de la température, implique :

$$\text{div}(\rho v) = 0, \quad \text{soit} \quad \rho_i(T_a, P_i) \cdot v_i(T_a, P_i) = \rho_i(T_0, P_0) \cdot v_i(T_0, P_0) \quad (2.2)$$

où ρ_i et v_i sont respectivement la masse volumique et la vitesse du gaz à une température et une pression données.

En sachant que $v = \frac{Q}{S}$, nous obtenons :

$$\rho_i(T_a, P_i) \cdot Q_i(T_a, P_i) = \rho_i(T_0, P_0) \cdot Q_i(T_0, P_0) \quad (2.3)$$

Le comportement d'un gaz à des faibles pressions peut être considéré comme celui d'un gaz parfait. En effet, dans le cas de nos essais, où la pression du gaz reste inférieure à 1 MPa, nous pouvons appliquer cette hypothèse sur le comportement de l'azote. Ainsi, en considérant le comportement du gaz comme parfait, où R est la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J.K}^{-1} \text{ mol}^{-1}$) et M la masse molaire (kg.mol^{-1}), nous trouvons :

$$\rho_i(T_a, P_i) = \frac{M}{RT_a} P_i \quad \text{et} \quad \rho_i(T_0, P_0) = \frac{M}{RT_0} P_0 \quad (2.4)$$

où les températures T_a et T_0 sont exprimées en Kelvin.

A partir de ces deux équations, le débit volumique $Q_i(T_a, P_i)$ peut être calculé de la manière suivante :

$$Q_i(T_a, P_i) = \frac{\rho_i(T_0, P_0) \cdot Q_i(T_0, P_0)}{\rho_i(T_a, P_0)} = \frac{\frac{M}{RT_0} \cdot P_0 \cdot Q_i(T_0, P_0)}{\frac{M}{RT_a} \cdot P_i} = Q_i(T_0, P_0) \cdot \frac{T_a}{T_0} \cdot \frac{P_0}{P_i} \quad (2.5)$$

Dès lors que cette correction concernant la mesure du débit volumique en conditions normalisées (P_0, T_0) est appliquée, la perméabilité, prenant en compte l'influence des conditions normalisées de détermination du débit $Q_0(P_0, T_0)$, est calculée à partir de la relation suivante :

$$k_a(T_a) = \frac{Q_i(T_0, P_0) \cdot P_0 \cdot \frac{T_a}{T_0} \cdot \mu(T_a) \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (2.6)$$

Cette correction est pour 20 °C. Nous reprendrons cette approche pour des températures différentes de l'ambiante où le circuit de gaz n'est pas quasi-isotherme.

2.1.4. Protocole expérimental

L'éprouvette est sortie de l'étuve 48 heures avant l'essai et placée dans un dessiccateur à 20 °C. Elle est ensuite installée dans le dispositif expérimental puis maintenue pendant 24 heures à la température de 20 °C et à une humidité relative proche de 0 %.

La détermination de la perméabilité intrinsèque (k_v), appelée simplement la perméabilité par la suite, s'effectue à partir de plusieurs mesures de la perméabilité apparente (k_a), relatives à différentes pressions différentielles. Au minimum cinq pressions différentielles sont appliquées sur l'éprouvette. Les pressions d'injection sont ajustées en fonction de la gamme de débits mesurables.

Dans le cas où l'éprouvette est chargée jusqu'au pic de contrainte, les pressions différentielles considérées sont les suivantes : 0,3 ; 0,25 ; 0,20 ; 0,15 et 0,10 MPa. Elles permettent d'obtenir un écoulement gazeux laminaire et d'appliquer ainsi l'approche de Klinkenberg (1.32) afin de déterminer la perméabilité.

Au début de la phase post-pic, afin de pouvoir continuer à appliquer l'approche de Klinkenberg, les pressions d'injection sont diminuées en fonction de la gamme de débits mesurés. Là encore, un minimum de cinq pressions différentielles est considéré.

Lorsque les mesures sont effectuées à la fin de la phase post-pic jusqu'à la rupture^{*}, l'écoulement gazeux dans l'éprouvette devient turbulent, ce qui amène à l'application de l'équation de Forchheimer (1.39) en vue d'estimer la perméabilité.

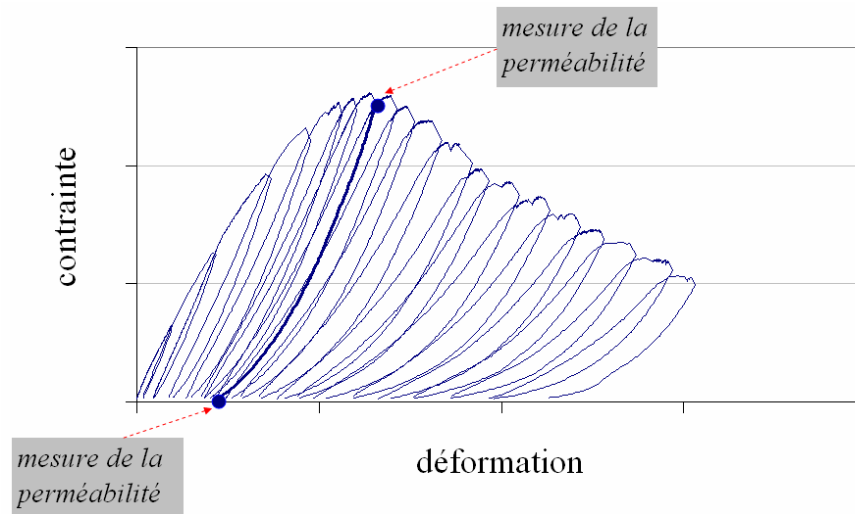
La procédure d'essai pour une éprouvette en béton est la suivante :

- Tout d'abord, la perméabilité initiale est déterminée. La mesure est effectuée juste après la mise en place de l'éprouvette (afin de vérifier sa bonne mise en place) et enfin au bout de 24 heures. Ces mesures sont conduites sous un chargement de 4 kN, correspondant à la contrainte de 0,4 MPa. Cette contrainte assure l'ajustement entre les plateaux et l'éprouvette et favorise ainsi les conditions d'étanchéité. Toutefois, cette contrainte, inférieure à 2 % de la contrainte au pic, reste négligeable vis-à-vis du comportement du béton. La perméabilité initiale de chaque éprouvette est considérée comme la valeur de référence dans les résultats présentés par la suite.
- La suite de l'essai comprend les mesures de la perméabilité effectuées à différents niveaux de chargement mécanique. Ces mesures sont systématiquement réalisées en phases pré-pic et post-pic du comportement mécanique sous chargement et après déchargement (voir schéma sur la Figure 2.10 (a)). Le trajet du chargement est montré sur la Figure 2.10 (b). L'éprouvette est chargée avec des cycles de chargement-déchargement à une vitesse constante de déplacement du vérin de 0,02 mm/min et avec incrémentation du déplacement maximum atteint à chaque cycle de chargement jusqu'au niveau de chargement souhaité. Celui-ci correspond au minimum à 20, 40, 60, 80, 85, et 90 % de la contrainte au pic (estimée préalablement) dans la phase pré-pic. Pour certaines éprouvettes, nous considérons des niveaux de chargement supplémentaires, notamment 30, 50, 70, 75 %, puis quatre niveaux entre 80 et 90 % de la contrainte au pic. Au voisinage du pic et dans la phase post-pic, le niveau de chargement correspond à un incrément successif de la déformation axiale de 300 $\mu\text{m}/\text{m}$. Chaque niveau de chargement est maintenu pendant approximativement 30 minutes (avec la force imposée en pré-pic et le déplacement imposé proche du pic et en post-pic pour éviter la rupture par fluage), afin de pouvoir mesurer les perméabilités apparentes pour plusieurs pressions différentielles. Après chaque chargement, l'éprouvette est déchargée à 0,4 MPa et la mesure de la perméabilité de l'éprouvette déchargée est effectuée.

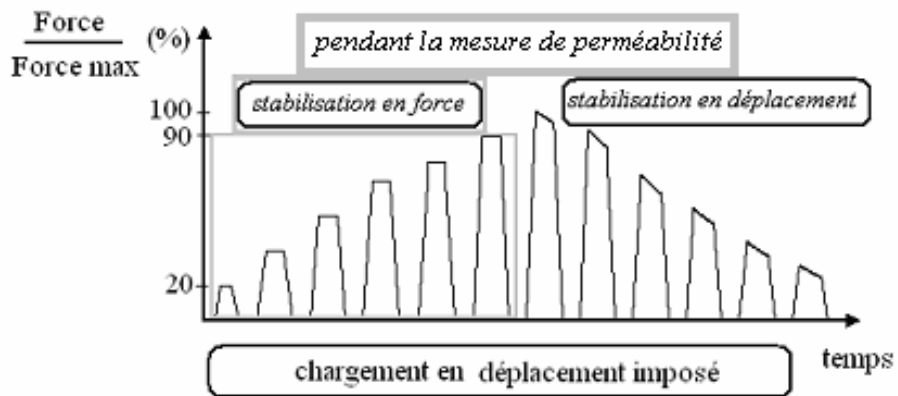
La durée de l'essai sur une éprouvette est comprise entre 10 et 15 jours.

Les paramètres enregistrés au cours de l'essai par la centrale d'acquisition sont les suivants : temps, force, déplacement, pression d'injection, pression atmosphérique, débit et signaux de la cellule extensométrique ainsi que des jauges de contraintes.

^{*} *Dans la phase post-pic, proche de la rupture, le flux se localise dans des macrofissures. Par conséquent, il devient délicat de parler de la perméation ; l'écoulement est un terme plus approprié. Malgré cela, tout au long de notre étude, nous allons continuer à utiliser le terme « perméabilité » pour caractériser un écoulement localisé.*



(a)



(b)

Figure 2.10 : (a) Schéma de mesure de la perméabilité sous chargement et après déchargement. (b) Trajet du chargement.

2.2. Présentation et analyse des résultats expérimentaux

Dans un premier temps, nous présentons et discutons les résultats obtenus pour la perméabilité initiale du béton. Ensuite, nous présentons et caractérisons l'influence de l'état de contrainte sur la perméabilité. Enfin, nous montrons l'évolution de la perméabilité avec le niveau de chargement, en particulier l'évolution de la perméabilité uniquement dans la phase pré-pic, puis jusqu'à la rupture.

L'ensemble des résultats présentés dans cette partie se rapportent aux essais réalisés sur quatre éprouvettes cylindriques trouées soumises à la compression uniaxiale. Une réponse type en contrainte-déformation, obtenue à l'issue d'un essai durant lequel nous avons mesuré la perméabilité sous chargement, est montrée sur la Figure 2.11.

Dans la présentation des résultats, nous considérons la convention « béton armé » qui définit les déformations en contraction ainsi que les contraintes en compression comme positives.

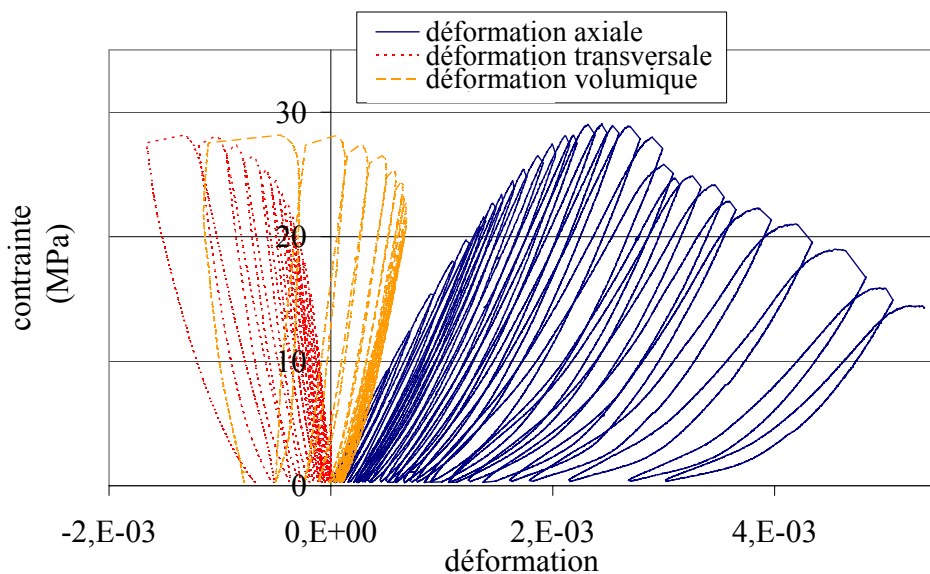


Figure 2.11 : Réponse type en contrainte-déformation (axiale, transversale, volumique) d'une éprouvette (obtenue à l'issue d'un essai de perméabilité).

Pendant que le chargement est maintenu (force dans la phase pré-pic, déplacement dans la phase post-pic) lors d'une mesure de la perméabilité, des effets différés (fluage ou relaxation) sont peut-être à prendre en compte.

Cependant, nous avons remarqué que le débit gazeux n'est pas affecté au cours de la stabilisation de la force dans la phase pré-pic. En effet, il existe peut-être du fluage à court terme (chargement maintenu pendant environ 30 minutes), mais il n'entraîne pas d'endommagement et ainsi le flux ne change pas. Par conséquent, dans le cas de nos essais, nous avons considéré que la perméabilité n'est pas affectée par les effets du fluage dans la phase pré-pic.

Dans les phases, où l'on sait qu'il existe un couplage entre le fluage et l'endommagement (proche du pic et dans la phase post-pic) (Omar, 2004), nous pilotons l'essai en déplacement afin de ne pas rompre l'éprouvette par effets différés. Toutefois, nous avons observé que le temps de stabilisation du flux est plus long, car la propagation des fissures se stabilise dans ce temps par la relaxation.

2.2.1. Perméabilité initiale

La perméabilité initiale du béton étudié varie selon les gâchées et les éprouvettes sur une plage située entre 6.10^{-17} m^2 et 12.10^{-17} m^2 . Cet écart illustre une bonne reproductibilité du matériau. Cependant, la perméabilité initiale du béton étudié est supposée supérieure à celle d'un béton d'ouvrage pour deux raisons. La première raison concerne le taux de saturation, qui est plus élevée dans un béton d'ouvrage. La deuxième est liée au processus expérimental du séchage qui peut entraîner un endommagement par effets thermiques (voir, par exemple, Baroghel-Bouny, 1994, Hearn, 1999).

Néanmoins, l'ensemble des éprouvettes considérées dans cette étude ont le même taux de saturation, ainsi que le même endommagement de séchage (état initial). Etant donné que nous nous intéressons plus particulièrement à la variation de perméabilité, plutôt qu'à sa valeur absolue, la perméabilité initiale de chaque éprouvette est considérée pour une valeur de référence dans l'analyse des résultats présentés par la suite.

2.2.2. Influence de l'état de contrainte sur la perméabilité

Afin de mettre en évidence l'influence de l'état de contrainte sur la perméabilité, nous l'avons mesurée sous chargement et après déchargement pour différents niveaux de chargement dans les phases pré-pic et post-pic du comportement mécanique.

La Figure 2.12 présente les perméabilités absolues de deux éprouvettes représentatives chargées et déchargées en fonction de la seule déformation axiale obtenue au cours du chargement dans la phase pré-pic du comportement. Toutes les autres éprouvettes ont un comportement semblable. Nous remarquons que les évolutions des deux perméabilités (déterminée sous chargement et après déchargement) sont très proches, cependant, avec des amplitudes et des cinétiques différentes. Dans cette partie d'analyse des résultats expérimentaux, nous allons montrer les écarts entre ces deux perméabilités.

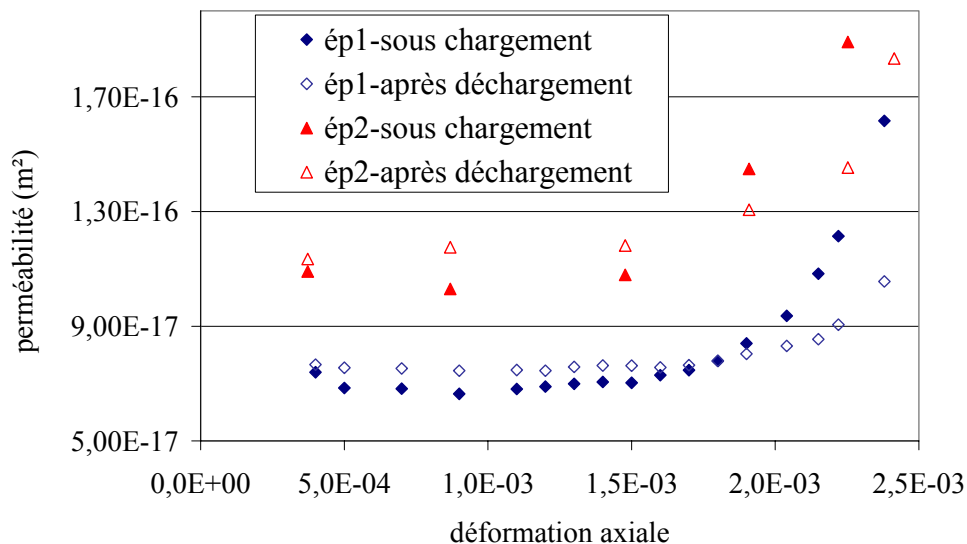


Figure 2.12 : Evolution de la perméabilité de deux éprouvettes chargées et déchargées en fonction de la déformation axiale obtenue au cours du chargement.

Nous observons que, jusqu'à une déformation axiale de l'ordre de $1,8 \cdot 10^{-3}$, qui correspond à une forte non-linéarité du comportement mécanique sur la Figure 2.11, la perméabilité déterminée sous chargement est inférieure à la perméabilité mesurée après déchargement. Celle-ci reste d'ailleurs pratiquement constante dans cette phase quasi-élastique. Au-delà de cette déformation, l'effet s'inverse ; la perméabilité sous chargement devient supérieure à celle après déchargement. Cet effet n'a pas été remarqué uniquement sur les perméabilités intrinsèques, comme montré ci-dessus, mais également sur les perméabilités apparentes (Figure 2.12). Celles-ci, mesurées sous chargement pour une faible déformation axiale et pour plusieurs pressions moyennes, sont effectivement inférieures à celles obtenues après déchargement. Cependant, pour une déformation proche du pic de contrainte, le résultat devient opposé au précédent.

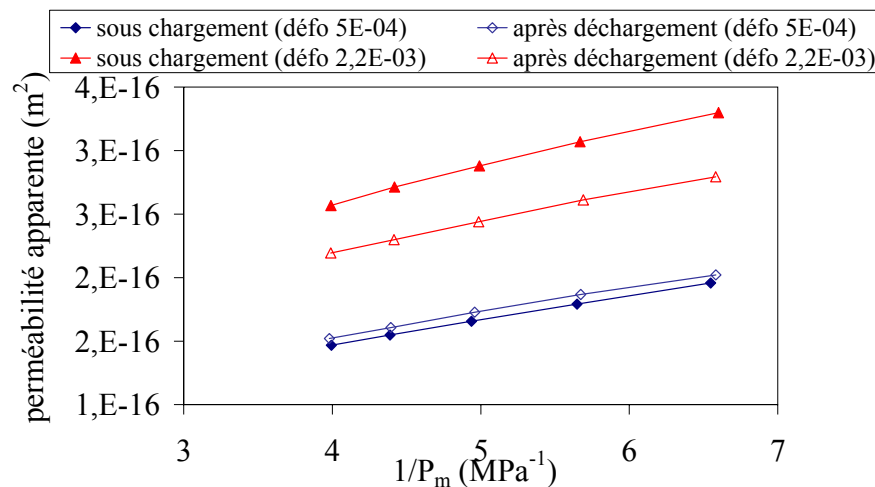


Figure 2.13 : Effet de l'état de contrainte sur la perméabilité apparente (montré pour la déformation axiale de $5 \cdot 10^{-4}$ et de $2,2 \cdot 10^{-3}$).

Le rapport entre la perméabilité mesurée sous chargement et après déchargement en fonction de la déformation axiale relative maximale, appliquée au cours du chargement dans la phase pré-pic et post-pic du comportement mécanique est montré sur la Figure 2.14. Ce rapport n'est ni constant ni linéaire et varie avec le chargement appliqué. Il atteint son maximum proche de 2,5 au début de la phase post-pic pour la déformation axiale avoisinant 110 %-120 % de la déformation au pic de contrainte, puis tend à devenir constant dans la phase post-pic (les deux perméabilités deviennent quasiment égales).

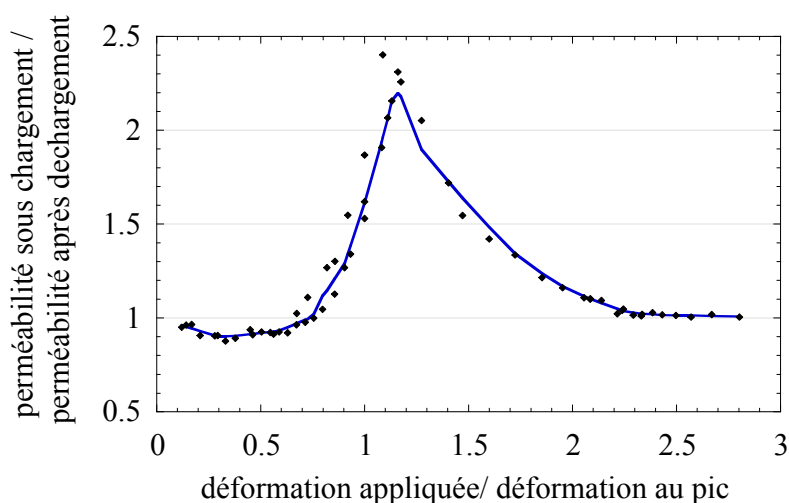


Figure 2.14 : Evolution du rapport entre la perméabilité sous chargement et après déchargement en fonction de la déformation axiale relative appliquée au cours du chargement (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

Cette évolution (Figure 2.14), jusqu'à la déformation proche de 70 % de la déformation au pic de contrainte, possède des valeurs inférieures à 1, ce qui souligne que la perméabilité déterminée sous chargement est initialement inférieure à la perméabilité déterminée après déchargement. Nous supposons que, pour les niveaux faibles et intermédiaires, le chargement en compression agit sur la porosité initiale en la refermant. La formation possible des microfissures non-connectées à l'interface pâte-granulat dans cette phase est compensée par la fermeture des pores et des microfissures existantes. En effet, le comportement volumique est contractant (voir Figure 2.11) et entraîne une diminution de la perméabilité. Après déchargement, les fissures induites par le chargement appliqué peuvent se refermer, tandis que les pores ou les fissures existants s'ouvrent encore (le comportement est réversible), et on observe en conséquence une augmentation de la perméabilité.

Au delà de 70 % de la déformation axiale au pic de contrainte, la courbe présentée sur la Figure 2.14 atteint des valeurs supérieures à 1. Ainsi, la perméabilité déterminée sous le chargement dépasse les valeurs indiquées après déchargement. En effet, la quantité de microfissures formées est suffisante pour compenser l'effet de la fermeture de la porosité initiale. Finalement, l'évolution montrée sur la Figure 2.14 révèle la capacité du matériau à rétablir la perméabilité suite à la refermeture des fissures après déchargement. Cette capacité est significative dans la phase pré-pic et au début de la phase post-pic, puis décroît fortement dans la phase post-pic. Ici, les déformations irréversibles deviennent importantes (Figure 2.11), ce qui montre que les fissures ne se sont pas refermées. La refermeture de fissures pour le matériau fortement endommagé est impossible suite aux glissements des lèvres de fissure en cisaillement et au phénomène de crushing.

Il est à noter que la base des données expérimentales sur l'effet de l'état de contrainte sur la perméabilité est très limitée. Cependant, nos observations concernant l'effet de l'état de contrainte de compression uniaxiale sur la perméabilité concordent avec celles observées en compression triaxiale (confinée) sur les résultats obtenus par Meziani et Skoczylas (1999) et Skoczylas (1999) (voir Figure 1.21).

2.2.3. Evolution de la perméabilité avec le niveau de chargement

Les résultats obtenus dans la phase pré-pic, autour du pic, puis en phase post-pic sont présentés et discutés dans ce paragraphe.

Evolution de la perméabilité dans la phase pré-pic

Nous considérons ici la phase où les contraintes sont inférieures à 95 % de la contrainte maximale (au pic). La Figure 2.15 montre l'évolution de la perméabilité relative, déterminée sous chargement et après déchargement, avec la contrainte relative (maximale) subie au cours du chargement mécanique. Cette perméabilité relative représente le rapport entre la perméabilité, déterminée sous chargement ou après déchargement, et la perméabilité initiale. Les résultats montrent l'existence de plusieurs phases caractéristiques d'évolution de la perméabilité.

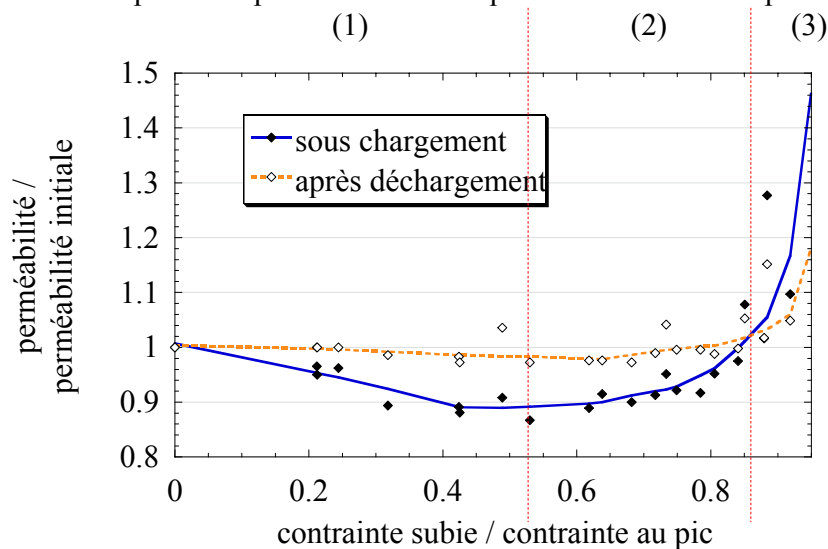


Figure 2.15: Evolution de la perméabilité relative, déterminée sous chargement et après déchargement, avec la contrainte relative (maximale) subie au cours du chargement (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales obtenues sur quatre éprouvettes; (1), (2), (3) correspondent aux phases caractéristiques d'évolution de la perméabilité).

La première phase (1), révélant une légère diminution de la perméabilité, correspond à une plage de contrainte jusqu'à 40 %-60 % de la contrainte maximale. La deuxième phase (2) représente une légère augmentation de la perméabilité entre 40-60 % et 85 % de la contrainte maximale (correspond à 70 % de la déformation au pic de contrainte, voir Figure 2.11). La troisième phase (3) se distingue à partir de 85 % de la contrainte maximale jusqu'à 95 % de la contrainte maximale lorsque la perméabilité augmente nettement. Nous présumons que la localisation de fissuration n'a pas encore eu lieu dans cette phase.

Concernant la perméabilité déterminée après le déchargement, seulement deux phases d'évolution peuvent être distinguées. La première où la perméabilité est quasiment constante (phase (1) et (2)), et la deuxième où la perméabilité augmente à partir de 85 % de la contrainte maximale (phase (3)).

Ainsi, une tendance commune pour les évolutions de la perméabilité sous chargement et après déchargement se dégage : son augmentation sensible a lieu à partir de 85 % de la contrainte maximale (correspond à 70 % de la déformation au pic de contrainte, voir Figure 2.11).

Cette évolution de la perméabilité correspond à la détérioration progressive de la structure poreuse du béton en compression uniaxiale et dans la phase pré-pic. En effet, les microfissures non-orientées se développent aux interfaces pâte de ciment-granulat déjà à partir de 30 % de la contrainte maximale, alors que les microfissures orientées commencent à se propager à travers la pâte de ciment à partir de 75 %-85 % de la contrainte maximale (voir §1.1.1.2.). Cependant, nos résultats (Figure 2.15) révèlent que la perméabilité reste plutôt insensible à la création des premières microfissures à l'interface pâte-granulat. En fait, celles-ci ne sont pas connectées et ne participent donc pas au flux. D'ailleurs, étant donné qu'un gravillon de type calcaire concassé (poreux et adhérent bien au mortier) est utilisé, la présence des microfissures autour de ces granulats est limitée (voir §1.1.1.2). De plus, dans cette phase (1) nous observons une légère diminution de la perméabilité mesurée sous chargement. Cette légère diminution, suivie par une légère augmentation de la perméabilité sous chargement rejoint le résultat présenté dans le paragraphe précédent. Il s'agit notamment d'une conséquence du comportement volumique du béton en compression uniaxiale. Ce comportement, obtenu sur le béton étudié dans la phase pré-pic, est montré sur la Figure 2.16 dans le repère de la contrainte relative.

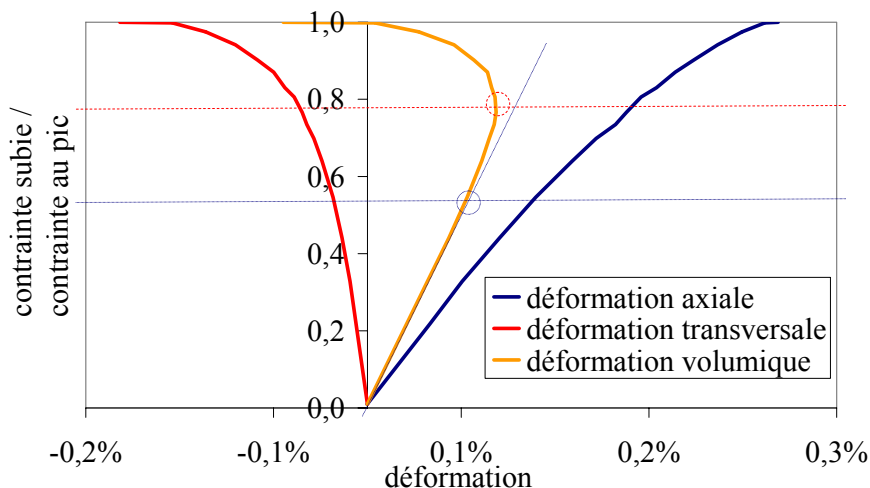


Figure 2.16 : *Comportement contrainte relative-déformation (axiale, transversale, volumique) obtenu pendant un essai de perméabilité (courbes enveloppes).*

Lorsque le comportement volumique est strictement contractant, la raideur « volumique » correspond à la raideur initiale jusqu'à 40 %-60 % de la contrainte maximale (Figure 2.16). Dans cette phase, qui correspond, par ailleurs, à la phase (1) de la Figure 2.15, les effets de la refermeture des microfissures préexistantes sous chargement sont globalement prépondérants par rapport à ceux de la nouvelle microfissuration créée sous chargement. En effet, la refermeture des microfissures préexistantes provoque la diminution de la perméabilité sous chargement par l'intermédiaire de la diminution de la taille des pores. Ce phénomène est mis en évidence à travers l'évolution du coefficient β de Klinkenberg (Figure 2.17) qui est proportionnel à la finesse moyenne du réseau poreux et donc inversement proportionnel à la taille des pores. Nous

remarquons que l'augmentation du coefficient β de Klinkenberg a lieu uniquement sous faible chargement.

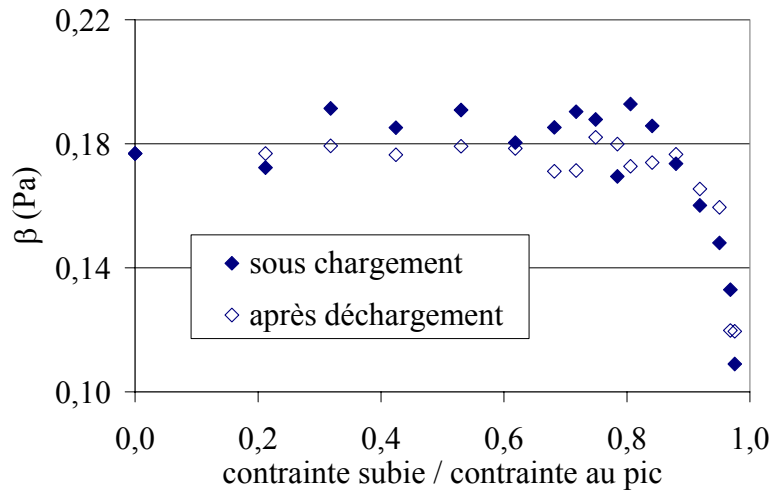


Figure 2.17 : Evolution du coefficient β de Klinkenberg d'une éprouvette représentative dans la phase pré-pic.

Lorsque le comportement commence à tendre vers un comportement dilatant, un changement de la raideur « volumique » est observé pour une contrainte de 40-60 % de la contrainte maximale (marqué par un cercle en trait plein sur la Figure 2.16). En conséquence, suite aux effets de la microfissuration aux interfaces pâte-granulat qui commence à devenir prépondérante par rapport aux effets de la refermeture des microfissures préexistantes, la perméabilité augmente légèrement dans la phase (2).

Etant donné que la refermeture des microfissures préexistantes est réversible et que les microfissures créées dans les phases (1) et (2) se referment après déchargement, la perméabilité mesurée après déchargement n'évolue pas jusqu'à 85 % de la contrainte maximale.

Cependant, à partir de 85 % de la contrainte maximale (qui correspond à 70 % de la déformation au pic de contrainte) une augmentation sensible de la perméabilité déterminée sous chargement et de la perméabilité déterminée après déchargement a lieu. Par ailleurs, la diminution du coefficient de Klinkenberg à partir de 80-85 %, aussi bien sous chargement qu'après déchargement, illustre une augmentation importante de la taille moyenne des pores (Figure 2.17). A ce niveau de contrainte, la courbe contrainte-déformation commence à s'aplanir (voir Figure 2.16), ce qui est lié à la baisse de la raideur de l'éprouvette en béton. De plus, dû à l'apparition par effet de Poisson des microfissures à travers la pâte de ciment orientées parallèlement au chargement puis connectées avec celles aux interfaces pâte-granulat, une augmentation très sensible de la déformation transversale (d'extension) a lieu. Elle augmente si fortement que la dérivée de la déformation volumique par rapport à la contrainte change de signe. En conséquence, le comportement volumique contractant devient strictement dilatant. La contrainte, pour laquelle la dérivée de la déformation volumique par rapport à la contrainte change de signe (ici proche de 80 % de la contrainte maximale, marqué par un cercle en trait pointillé sur la Figure 2.16), est appelée contrainte critique ou contrainte de discontinuité (rapportée dans Sugiyama, 1994).

Ce niveau de contrainte est proche du seuil d'augmentation significative de la perméabilité, comme il est observé sur nos résultats expérimentaux (Figure 2.15) et sur ceux de Sugiyama *et al.*

(1996) ou de Hearn et Lok (1998) (rappelés au paragraphe §1.2.3.1.). Cependant, Sugiyama *et al.* (1996) ont remarqué que la contrainte critique peut être légèrement supérieure à celle caractérisant le seuil d'augmentation significative de la perméabilité (Tableau 2.3). Ils expliquent ce comportement par le fait que la connectivité peut être interceptée par le flux avant que le changement dans le comportement volumique macroscopique ne soit marqué. Cependant, nous remarquons un effet inverse sur les résultats obtenus. La contrainte critique est proche de 80 % de la contrainte maximale, alors que la contrainte à partir de laquelle la perméabilité augmente est proche de 85 % de la contrainte maximale.

	Seuil d'augmentation de perméabilité *	Changement de comportement volumique *
Béton 1	78.5	81
Béton 2	89	88.7
Béton 3	76	85
Béton 3	82	91.7

* en pourcentage de la contrainte au pic

Tableau 2.3 : Données de Sugiyama *et al.* (1996).

Lorsque la perméabilité augmente également significativement après déchargement, cela révèle que les microfissures, créées au dessus de 85 % de la contrainte maximale, ne se referment pas complètement après le déchargement. Or, ces résultats confirment les observations de Hearn (1999), qui a remarqué que la perméabilité résiduelle (donc mesurée après déchargement) à l'eau a été peu sensible à la microfissuration induite par le chargement en compression inférieur à 80 % du chargement maximal, parce que les fissures formées en dessous de 80 % du chargement maximal n'ont pas été susceptibles de former un réseau connecté après le déchargement.

En effet, nous pouvons considérer une contrainte proche de la contrainte critique pour un seuil d'augmentation significative de la perméabilité et ainsi pour un indicateur de la microfissuration connectée. Parmi d'autres indicateurs, le coefficient d'extension, défini comme le rapport entre la déformation transversale et axiale a été souvent utilisé (Sugiyama, 1994). Dans la phase élastique, il correspond au coefficient de Poisson. Nous observons sur la Figure 2.18, que ce coefficient a tendance à augmenter fortement dès 60 % de la contrainte maximale (marqué par un trait en pointillé sur la Figure 2.18). Ainsi, il ne correspond pas vraiment au seuil d'augmentation de la perméabilité observé sur nos résultats expérimentaux et ne sera pas considéré par la suite.

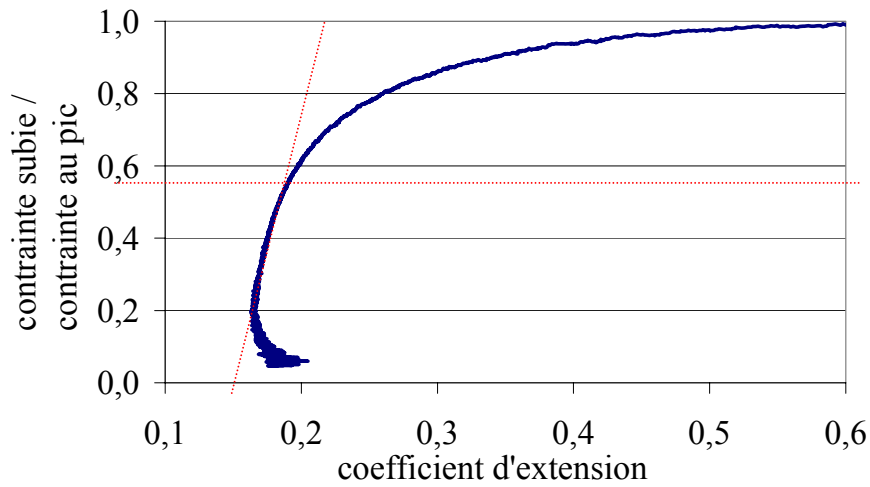


Figure 2.18 : Evolution du coefficient d'extension avec la contrainte.

Finalement, nous constatons que, pour un niveau de contrainte de compression habituel dans une structure réelle qui n'excède pas 80 % de la contrainte maximale, l'évolution de la perméabilité peut être négligée. La légère diminution de la perméabilité sous le chargement à l'intérieur de cette phase peut être considérée pour apporter une marge supplémentaire de sécurité. Cependant, à partir du chargement proche de 85 % du chargement maximal, une augmentation significative de la perméabilité a lieu suite à la formation d'un réseau de microfissures connectées (connexion des microfissures aux interfaces pâte-granulat avec celles de la pâte) qui se propage à travers le béton. L'accroissement de la perméabilité est plus important sous chargement qu'après déchargement où une refermeture partielle des fissures a probablement lieu.

Evolution de la perméabilité jusqu'à la rupture

L'évolution complète de la perméabilité dans l'ensemble du comportement, de la phase pré-pic jusqu'à la rupture, est présentée sur la Figure 2.19.

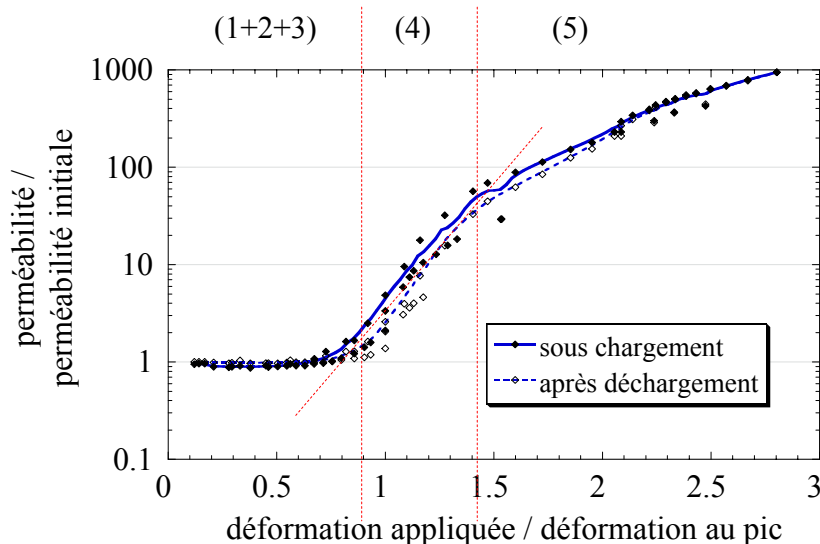


Figure 2.19 : Evolution de la perméabilité relative (sous chargement et après déchargement) avec la déformation relative maximale (échelle logarithmique pour la perméabilité, les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

Nous montrons l'évolution de la perméabilité relative, déterminée sous chargement et après déchargement par rapport à la perméabilité initiale, en fonction de la déformation relative maximale appliquée au cours du chargement. Bien qu'il était plus pertinent de représenter l'évolution de la perméabilité dans le repère de la déformation transversale (d'extension), la déformation axiale est considérée, car celle-ci a pu être déterminée en phase post-pic avec les capteurs LVDT. Afin de mesurer des « grandes » déformations transversales, l'utilisation d'un capteur à chaînette (voir, par exemple, Tognazzi, 1998) aurait probablement été plus adaptée, mais celle-ci n'a pas pu être employée car non disponible au laboratoire.

La déformation axiale varie entre 0 et 3 fois la déformation au pic de la contrainte. Nous observons que, dans cette gamme de déformations, la perméabilité change jusqu'à quatre ordres de grandeur. L'évolution de la perméabilité reste modérée jusqu'au pic par rapport à l'évolution dans la phase post-pic, où les macrofissures localisées naissantes augmentent considérablement la perméabilité (Torrenti *et al.*, 1999). Les résultats, présentés sur la Figure 2.19 à l'échelle du comportement mécanique jusqu'à la rupture, soulignent l'apparition de plusieurs régimes d'évolution de la perméabilité avec la déformation axiale, dont la présence reste indépendante de l'état de contrainte. Ainsi, en déterminant les limites des régimes par les points d'inflexion de la courbe d'évolution de la perméabilité, nous pouvons distinguer :

- un premier régime (1+2+3), où l'évolution de la perméabilité, à l'échelle du comportement jusqu'à la rupture, reste relativement faible. Il est présent jusqu'à la déformation axiale de compression de 90 % de la déformation au pic de contrainte, ce qui correspond à 95 % de la contrainte au pic. A l'intérieur de ce régime, nous retrouvons les

- phases d'évolution de la perméabilité en pré-pic, observées dans le paragraphe précédent (phases (1), (2) et (3)).
- le régime suivant (4), caractérisé par une augmentation rapide de la perméabilité, a lieu lorsque la déformation axiale se trouve entre 90 % et 140 % de la déformation au pic de contrainte. Il s'avère qu'au pic (pour la déformation relative égale à 1) la perméabilité déterminée sous chargement est multipliée par cinq, alors que la perméabilité déterminée après déchargement est multipliée par trois.
 - le dernier régime (5), présent à partir de la déformation axiale de 140 % de la déformation au pic de la contrainte, montre une augmentation de la perméabilité à une cinétique plus faible par rapport au régime précédent.

Ces observations, au niveau de tendances générales, sont en accord avec les résultats expérimentaux obtenus par d'autres auteurs, notamment avec ceux de Gérard (1996), qui a remarqué que la perméabilité à l'eau des bétons tendus (traction « homogène », essai *BIPÉDE*) augmente de plusieurs ordres de grandeur (de 10 à 1000) au pic de contrainte. Cette augmentation est directement corrélée à la création de macrofissures localisées (au pic de contrainte lors de la traction). Cependant, dans le cas de la compression, l'amorçage de la localisation de la fissuration (transition entre la microfissuration diffuse et la fissuration localisée) a lieu juste avant le pic (au delà de 95 % de la contrainte au pic, Torrenti *et al.*, 1991). Par contre, cette localisation étant « plus progressive » en compression qu'en traction, la fissure n'est probablement pas traversante au pic de contrainte en compression. Ainsi, l'augmentation de la perméabilité, observée au pic en compression, reste largement inférieure à celle du *BIPÉDE*. Par ailleurs, l'évolution de la perméabilité au gaz, obtenue sur des disques sollicités en traction par fendage (Picandet, 2001 et Wang *et al.*, 1997) révèle également, dans le repère de déplacement transversal, la présence des régimes caractéristiques d'évolution de la perméabilité, comme ceux observés sur nos résultats.

Nous rappelons que l'évolution de la perméabilité dans le régime (1+2+3) est due à la contribution de la refermeture des microfissures préexistantes (1), de la microfissuration aux interfaces pâte-granulat et peut-être déjà à l'amorçage de la microfissuration à travers la pâte (2) et, enfin, à la propagation des microfissures à travers la pâte et leur interconnexion avec des microfissures aux interfaces, ce qui mène à la formation des microfissures connectées dans le béton (3). En conséquence, un écoulement du gaz a lieu à travers le milieu poreux et, de plus, par des microfissures. Comme ce régime (1+2+3) a lieu avant 95 % de la contrainte au pic, la localisation de la fissuration n'est pas encore atteinte. En effet, ces microfissures sont diffuses de façon homogène dans le béton et sont plus ou moins orientées (Picandet, 2001). C'est pourquoi, une variable représentant l'endommagement diffus (qui caractérise la densité de la microfissuration diffuse) peut être utilisée afin de modéliser l'évolution de la perméabilité dans ce régime « homogène » (Dormieux et Kondo, 2004 et Chatzigeorgiou *et al.*, 2005). D'ailleurs, les résultats expérimentaux obtenus par Picandet *et al.* (2001) vérifient également l'existence d'une relation entre l'endommagement diffus et la perméabilité.

En ce qui concerne le régime (4), nous présumons que l'augmentation très importante de la perméabilité est une conséquence de l'apparition des fissures localisées qui, en se propageant, continuent à s'ouvrir et à interconnecter les microfissures créées précédemment. Lorsque l'interconnexion totale est réalisée à l'approche de la rupture, des macrofissures localisées traversantes se sont créées et seulement leur ouverture continue à évoluer. A notre avis, ce phénomène a lieu dans le régime (5), où une diminution de la cinétique d'évolution de la perméabilité apparaît. En effet, l'écart entre les évolutions de la perméabilité dans les régimes (4) et (5) caractérise la contribution du facteur de la connectivité à l'évolution de la perméabilité.

Comme les faciès de la rupture du béton étudié révèlent la rupture combinée inter-granulaire et intra-granulaire (le granulat calcaire procure du béton une grande adhérence pâte-granulat, la fissure peut donc traverser le granulat) (voir Figure 2.20), le facteur de la tortuosité est inférieur à celui d'un béton à rupture inter-granulaire (comme par exemple le béton à granulat siliceux).

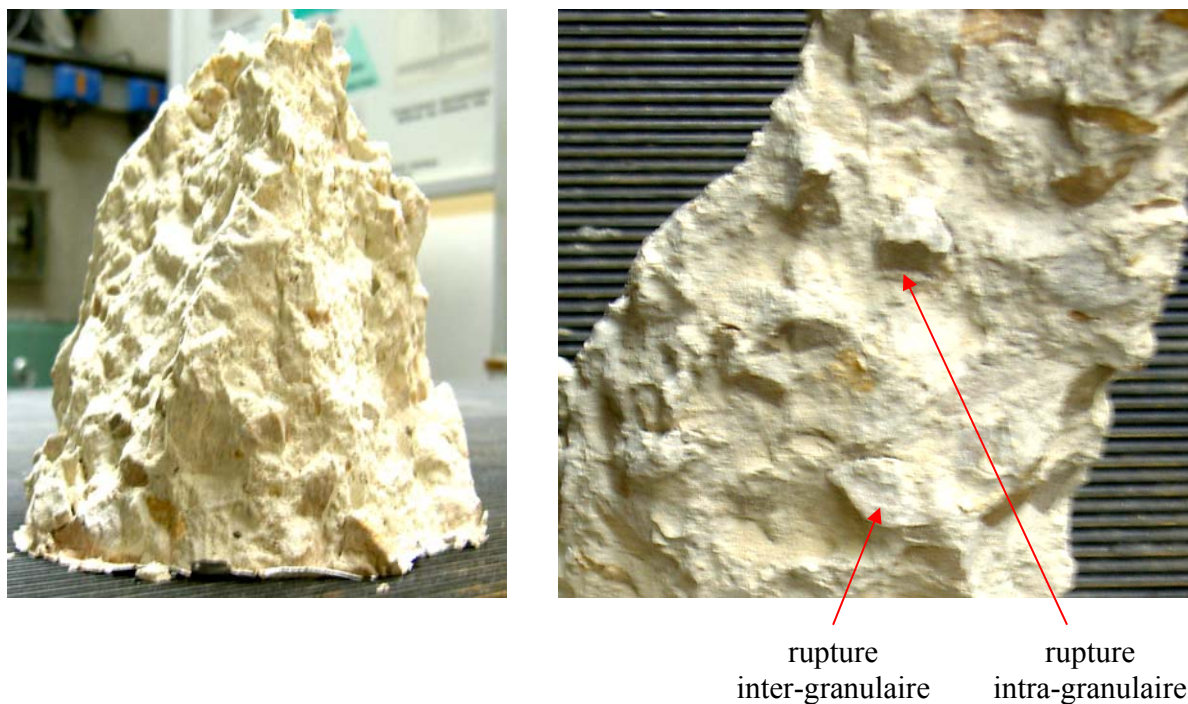


Figure 2.20 : *Faciès de la rupture du béton.*

Nous présumons que, dans les deux derniers régimes, suite à la localisation de la fissuration et la formation des macrofissures traversantes, le mode d'écoulement du gaz à travers le milieu poreux endommagé et fissuré change. Concernant le dernier régime, nous supposons que le flux devient totalement tributaire de l'ouverture des macrofissures. En sachant que le flux s'organise selon des chemins préférentiels, nous supposons qu'il devient indépendant du réseau des pores et des microfissures créées antérieurement. En conséquence, la perméabilité du milieu fissuré dans ce régime devient une fonction de l'ouverture des fissures selon la loi de Poiseuille. Par ailleurs, on ne devrait plus utiliser le terme « perméabilité » dans ce cas ; il faudrait plutôt parler « d'écoulement ».

Dans les cas des résultats obtenus par Gérard (1996) et par Picandet (2001), les auteurs ont constaté qu'en traction, l'évolution de la perméabilité est gouvernée par l'ouverture de fissure selon la loi de Poiseuille. En considérant que la contribution du matériau sain ou contenant des petites fissures (à l'interface pâte-granulat) reste négligeable au flux par rapport à la contribution de la fissure macroscopique, le modèle d'évolution de la perméabilité, proposé par Gérard (1996), a permis de retrouver la plupart des tendances observées expérimentalement. Cependant, nous pensons que l'évolution complète de la perméabilité dans les trois régimes n'est peut-être pas représentée uniquement par la loi de Poiseuille. En particulier, le problème concerne le premier régime, où l'ouverture de fissure n'intervient pas à l'échelle macroscopique. Dans le cas du deuxième régime, il ne suffit pas de prendre en compte uniquement l'ouverture des

fissures, mais il faut considérer également la connectivité des microfissures. La recherche et l'analyse d'une loi d'évolution de la perméabilité avec la microfissuration diffuse et la fissuration localisée seront abordées dans le Chapitre 4.

2.3. Relation endommagement-état de contrainte-perméabilité

Comme il a été déjà rappelé précédemment (§1.2.5.2.2.) suivant l'analyse de Picandet *et al.* (2001), il est davantage représentatif de caractériser l'évolution de la perméabilité due à la microfissuration selon l'endommagement, plutôt qu'avec une déformation ou une contrainte.

L'endommagement n'est pas directement mesurable, mais un ordre de grandeur peut être donné par différents types de mesure. Le premier correspond à l'identification du matériau à l'échelle de la microstructure, où l'endommagement est associé à la densité surfacique de microfissures (Lemaitre et Chaboche, 1996). Le deuxième se base sur la mesure de paramètres mécaniques ou physiques globaux. Ils définissent l'endommagement à travers leur modification. En particulier, il s'agit de mesures de caractéristiques mécaniques, comme le module d'élasticité (par la méthode statique ou dynamique), la densité ou la résistivité.

Nous suivons ici la même procédure que Picandet *et al.* (2001) et déterminons l'endommagement à partir de la variation du module d'élasticité du déchargement. Le module est déduit à partir des courbes contrainte-déformation (Figure 2.11) et prend en compte la plasticité du matériau. Ainsi, l'endommagement peut être déterminé suivant la relation :

$$D = \frac{E_0 - E_D}{E_0} \quad (2.7)$$

où E_0 est le module initial (module de Young) et E_D le module d'élasticité sécant du déchargement du matériau endommagé. Il est mesuré entre 30 % et 60 % de la contrainte σ_D atteinte à un niveau de chargement imposé (voir Figure 2.21).

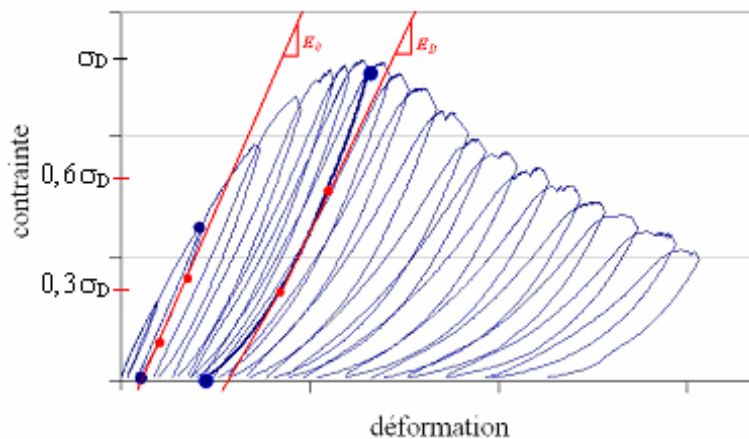


Figure 2.21 : Détermination de l'endommagement.

Le résultat donné sur la Figure 2.22 montre l'évolution de la perméabilité relative du matériau déchargé avec l'endommagement, évalué selon la relation (2.7).

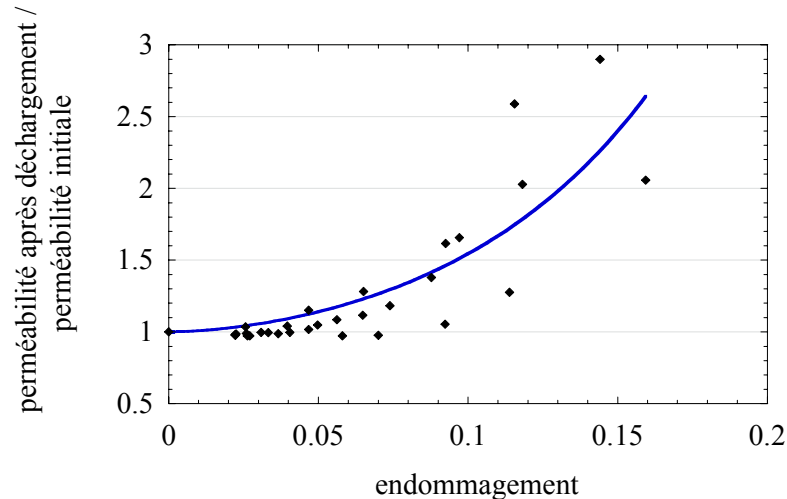


Figure 2.22 : Variation du rapport entre la perméabilité après déchargement et la perméabilité initiale en fonction de l'endommagement (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

Comme dans les travaux de Picandet *et al.* (2001), la dispersion des points est probablement due à l'évaluation des modules du déchargement. Afin d'éviter cette dispersion, une autre méthode d'évaluation de l'endommagement devrait être considérée. Notamment, l'évaluation à partir de la courbe contrainte-déformation en valeurs adimensionnalisées par rapport à la valeur au pic, au lieu de valeurs absolues, pourrait être une solution afin d'éviter la dispersion des propriétés du matériau d'une éprouvette à l'autre.

La relation d'ajustement des données expérimentales (par la méthode des moindres carrés) est celle proposée initialement par Bary (1996), puis appliquée par Picandet *et al.* (2001) :

$$k = k_0 \exp[(\alpha D)^\beta] \quad (2.8)$$

où k_0 représente la perméabilité initiale et α , β sont les coefficients ajustés aux données expérimentales. Cependant, les coefficients obtenus sont différents de ceux de Picandet *et al.* (2001). Nous obtenons : $\alpha = 6,2$ et $\beta = 1,7$, par rapport à $\alpha = 11,3$ et $\beta = 1,64$ fixés par Picandet *et al.* (2001), avec un coefficient de corrélation de 0,84. La différence des coefficients α , β entre nos résultats et ceux de Picandet *et al.* (2001) peut s'expliquer par deux raisons principales.

- Premièrement, il s'agit de la variation de la zone de mesure de l'endommagement et de la perméabilité sur l'éprouvette. Dans le cas de nos essais, l'endommagement a été évalué uniquement sur une partie centrale de l'éprouvette, alors que la perméabilité a été déterminée sur l'éprouvette entière. Concernant les essais de Picandet *et al.* (2001), l'endommagement a été évalué sur une éprouvette entière, alors que la perméabilité uniquement sur les tranches provenant de la partie centrale de l'éprouvette cylindrique pleine.
- Deuxièmement, la géométrie d'écoulement est différente : nous avons mesuré la perméabilité radiale, perpendiculaire au chargement, alors que Picandet *et al.* (2001) ont

mesuré la perméabilité dans le sens parallèle au chargement. Or, le chargement mécanique, ainsi que le séchage, peuvent introduire une anisotropie de la perméabilité (Burlion *et al.*, 2003).

- Troisièmement, bien que la perméabilité soit mesurée parallèlement au plan de fissuration dans le cas de nos essais et ceux de Picandet *et al.* (2001), les disques de Picandet *et al.* (2001), moins épais que nos cylindres, ont davantage de chances d'être traversés de part en part par une microfissure dont la longueur est d'une certaine manière reliée à la taille des granulats.

Bien que les coefficients obtenus ne sont pas égaux à ceux de Picandet *et al.* (2001), nous retrouvons qu'une fonction exponentielle du même type est bien adaptée aux points de mesures obtenus et aux conditions d'origine à satisfaire (pas de seuil de la perméabilité en endommagement). Toutefois, puisque cette relation n'est pas unique, on n'obtient pas une loi universelle de comportement du matériau car il est difficile de s'affranchir d'effets structurels.

Nous avons relié l'endommagement, évalué à partir des modules du déchargement, avec la perméabilité, déterminée également après déchargement. Cependant, nous nous apercevons que, pour un endommagement, ne variant pas théoriquement entre les états chargé et déchargé, la perméabilité à l'état chargé est différente de celle à l'état déchargé. En effet, l'état de contrainte doit être pris en compte dans une loi d'évolution de la perméabilité. Pour cela, il est nécessaire d'intégrer la contrainte ou la déformation dans loi d'évolution de la perméabilité. Cependant, connaissant l'évolution de la perméabilité uniquement à l'état complètement déchargé ($\sigma=0$) ou complètement chargé ($\sigma=\sigma_{max}$), nous proposons d'indexer la perméabilité suivant cet état de contrainte « limite ». Ainsi, la perméabilité peut s'écrire selon la relation :

$$k = \begin{cases} k_0 \exp[(\alpha D)^\beta] & \text{si éprouvette déchargée, } \sigma=0 \\ [k_0 \exp[(\alpha D)^\beta]] [1 + C(D)] & \text{si éprouvette chargée, } \sigma=\sigma_{max} \end{cases} \quad (2.9)$$

où $[1+C(D)]$ est une fonction qui montre l'évolution du rapport entre la perméabilité du matériau chargé et déchargé avec l'endommagement. Elle est montrée sur la Figure 2.23. Cette fonction est déterminée à partir de la courbe présentée sur la Figure 2.13 et en connaissant la relation entre l'endommagement et la déformation. Nous observons que ce rapport, ainsi que sa cinétique, ne sont pas constants et deviennent plus importants lorsque l'endommagement augmente. Nous proposons donc d'ajuster nos données expérimentales par une fonction puissance :

$$C(D) = (\chi D)^\gamma \quad (2.10)$$

où les coefficients χ et γ sont respectivement égaux à 6,5 et 1,9 avec un coefficient de corrélation de 0,83. Avec cette approche, pour un endommagement donné, la perméabilité du matériau chargé est supérieure à celle du matériau déchargé dans un rapport $[1 + C(D)]$. Dans le cadre de calcul du taux de fuite d'une structure, une légère diminution de la perméabilité déterminée sous chargement peut être en effet considérée comme négligeable (marge de sécurité supplémentaire).

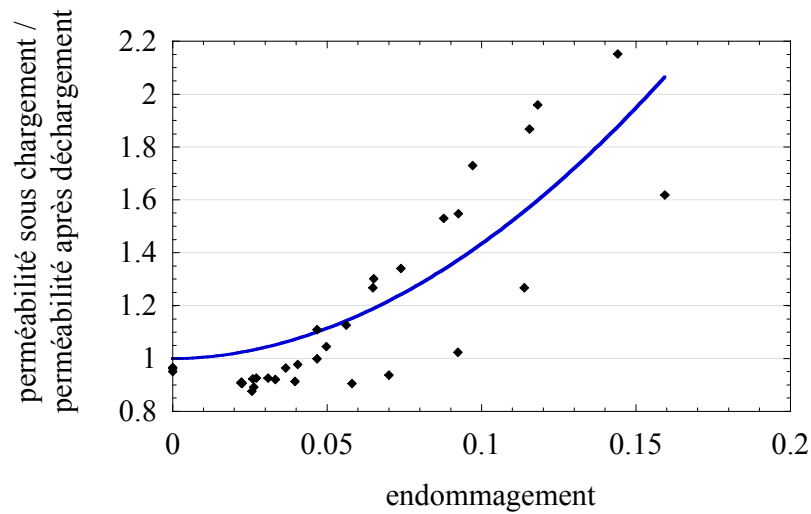


Figure 2.23 : Evolution du rapport entre la perméabilité sous chargement et après déchargement en fonction de l'endommagement (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

La relation proposée dans l'équation (2.9) ne peut s'appliquer que lorsque l'endommagement reste diffus et homogène. Ainsi, elle n'est valide que dans la phase pré-pic pour un endommagement correspondant à l'état mécanique du béton avant la localisation de la fissuration.

On peut tenter de représenter l'évolution de la perméabilité pour un endommagement plus élevé (en phase post-pic) évalué de la même façon que précédemment. Le résultat est présenté sur la Figure 2.24. Effectivement, une corrélation entre la perméabilité et l'endommagement existe toujours. Cependant, cette réponse, pour des forts endommagements, ne caractérise plus la réponse au niveau du matériau. Elle devient la réponse de la structure dont le comportement n'est plus homogène. On obtient ainsi l'évolution de la perméabilité structurelle avec l'endommagement structurel. Cependant, cette relation ne peut pas être directement exploitée pour la modélisation du comportement hydraulique du béton endommagé.

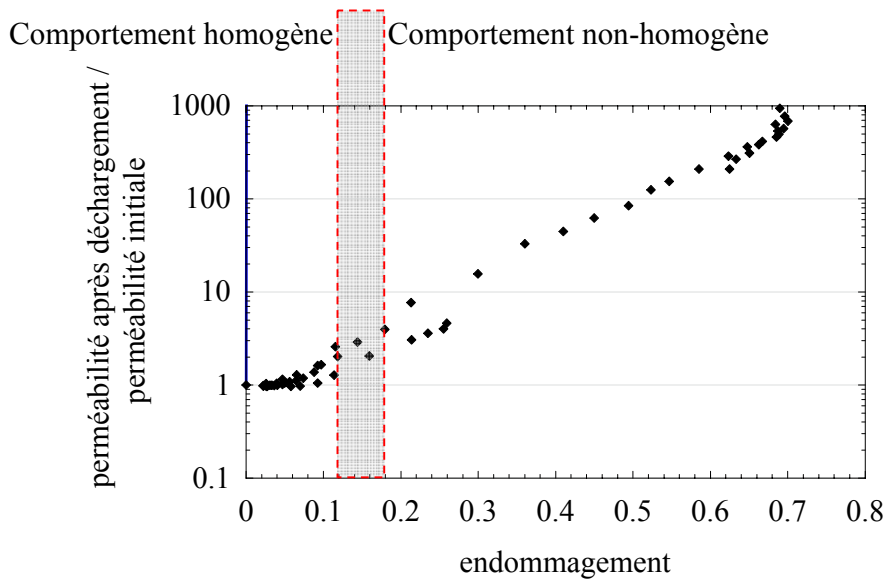


Figure 2.24 : Variation de la perméabilité relative structurelle (après déchargement) avec l'endommagement structural (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

Dans le cas des simulations numériques effectuées pour le calcul d'une structure, l'application de la relation (2.9) à chaque point matériel pourrait-elle représenter l'évolution de la perméabilité structurelle observée sur la Figure 2.24 ? Nous soupçonnons que cette relation phénoménologique n'est pas capable de représenter l'accroissement de la perméabilité lorsque les fissures localisées commencent à s'ouvrir et le régime d'écoulement de Poiseuille s'établit. Si c'était le cas, la perméabilité donnée par la relation exponentielle devrait tendre pour un endommagement limite de 1 vers celle du milieu fissuré qui est donnée par la loi d'écoulement de Poiseuille. Nous allons répondre à ces questions dans le Chapitre 4, où deux approches, permettant d'établir une loi unique d'évolution de la perméabilité en fonction de la microfissuration diffuse (décrite par l'endommagement diffus) et la macrofissuration localisée (décrite par l'ouverture des fissures), seront présentées. Un autre paramètre, l'ouverture de fissure, sera également intégré dans ces deux approches.

CONCLUSIONS

Cette étude expérimentale a mis en évidence dans quelle mesure l'état de contrainte influence la perméabilité. En effet, suite à la compétition entre la refermeture des microfissures préexistantes et la création des nouvelles microfissures, la perméabilité déterminée sous un chargement inférieur à 85 % du chargement maximal (en phase pré-pic) est plus petite que celle déterminée après déchargement. Lorsque le chargement devient supérieur à 85 % du chargement maximal, l'effet s'inverse : la perméabilité sous chargement devient plus grande qu'après déchargement. Ces différences s'atténuent lorsque le béton devient fortement endommagé (en phase post-pic). Toutefois, la relation entre la perméabilité sous chargement et la perméabilité après déchargement n'est pas linéaire. En conséquence, la mesure de la perméabilité uniquement après déchargement, ce qui ne présente *a priori* aucun intérêt industriel mais est souvent pratiqué par certains chercheurs, risque de conduire à une mauvaise estimation de la perméabilité du béton d'ouvrage.

Nous avons observé que dans la phase pré-pic, plusieurs phases d'évolution de la perméabilité apparaissent. Suite au changement du comportement volumique du béton sous la compression uniaxiale, une légère diminution, suivie par une légère augmentation de la perméabilité est observée. Cette phase correspond à la refermeture des microfissures préexistantes, puis à la création de nouvelles microfissures qui ne sont pas encore interconnectées. A partir de 85 % du chargement au pic, puis au pic, une nette augmentation de la perméabilité, déterminée sous chargement et après déchargement, est constatée. Elle est attribuée à l'apparition de microfissures continues à travers la pâte de ciment. Nous avons remarqué que le seuil d'augmentation de la perméabilité (85 % de la contrainte au pic) est proche de la contrainte critique (80 % de la contrainte au pic) pilotée par une déformation d'extension et donc étant une fonction des microfissures parallèles à travers la pâte de ciment.

Les résultats ont mis en évidence que, dans la phase post-pic, la perméabilité augmente significativement en raison de la croissance de l'ouverture et de la largeur (par la connectivité des microfissures) des fissures macroscopiques. Ainsi, le flux à travers le milieu fissuré devient tributaire de la macrofissuration, tout en restant indépendant du réseau poreux et de la microfissuration. En effet, suite à la localisation de l'endommagement, la localisation du flux apparaît.

Finalement, nous avons vérifié expérimentalement que l'évolution de la perméabilité peut être corrélée avec l'évolution de l'endommagement. Cependant, la loi d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement (au niveau du comportement du matériau) reste valable uniquement lorsque l'endommagement est diffus et homogène, donc en général faible (en phase pré-pic). Afin de modéliser également l'accroissement de la perméabilité avec la macrofissuration localisée (phase post-pic), un autre paramètre, l'ouverture de fissure, doit être intégré à notre avis dans la loi d'évolution de la perméabilité.

CHAPITRE 2

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-PERMEABILITE

CHAPITRE 3 :

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-TEMPERATURE-PERMEABILITE

INTRODUCTION

L'objectif de l'étude expérimentale présentée dans ce chapitre est de caractériser l'évolution de la perméabilité sous température et sous chargement mécanique. Dans ce but, nous étudions dans un premier temps l'effet de la température sur la perméabilité et, dans un second temps, l'interaction entre les effets du chargement mécanique et de la température sur la perméabilité du béton. D'autre part, nous nous intéressons également à l'évolution de la perméabilité sous température après déchargement et, dans un cas particulier, après refroidissement.

Une des applications possibles de notre étude est de caractériser la perméabilité du béton dans les conditions thermiques correspondant à un accident de type APRP de l'enclume de confinement ; nous étudions les effets de la température allant jusqu'à 150 °C. Nous supposons que cette température provoque principalement un couplage thermo-mécanique vis-à-vis de la perméabilité, le couplage thermo-chimique est moins important par rapport au comportement sous une température d'incendie. Concernant l'évolution de la perméabilité sous une température de l'ordre de 150 °C, peu de données sont actuellement disponibles (Lion *et al.*, 2005). Cependant, pour les effets des températures plus élevées (jusqu'à 700 °C), et plus particulièrement de l'endommagement de la microstructure (principalement par déshydratation chimique) sur la perméabilité résiduelle, une base de données expérimentales existe (voir, par exemple, Tsimbrovska, 1998, Lion *et al.*, 2005, Gawin *et al.*, 2005, Dal Pont *et al.*, 2005).

Concernant la vitesse de montée en température, nous choisissons une vitesse plutôt lente pour éviter les phénomènes associés aux gradients thermiques (écaillage du béton). En conséquence, nous négligeons les effets de gradients thermiques sur l'évolution de la perméabilité globale de l'éprouvette et nous la mesurons sous une température uniformément distribuée à travers le matériau.

Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus sous des températures élevées avec ceux obtenus à 20 °C (cf. Chapitre 2), nous réalisons les essais sur le même type d'éprouvettes. Il s'agit de cylindres troués en béton ordinaire, séchés à 105 °C jusqu'à la masse constante. Les mesures de perméabilité sont réalisées principalement sous température de 105 °C ou de 150 °C. Pour avoir une évolution continue de la perméabilité sous température, des essais particuliers sont également menés sous 40 °C, 60 °C, puis 80 °C.

Dans la première partie de ce chapitre, nous exposons le programme expérimental des essais. Dans la deuxième partie, les résultats obtenus à l'issue de la campagne expérimentale sont présentés et analysés. Enfin, dans le but de modéliser les effets de la température et du chargement mécanique sur la perméabilité, nous proposons dans la dernière partie de ce chapitre une loi d'évolution de la perméabilité.

3.1. Programme expérimental

3.1.1. Matériau étudié

Les éprouvettes cylindriques trouées en béton ordinaire, dont la composition, la géométrie, la cure et les propriétés sont présentées dans le Chapitre 2 (cf. §2.1.1.), sont utilisées dans cette étude. De plus, des éprouvettes de même composition, mais séchées uniquement à 40 °C, sont utilisées afin d'identifier certains paramètres microstructuraux (cf. §3.2.1.1.4.).

3.1.2. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est identique à celui utilisé dans l'étude expérimentale présentée dans le Chapitre 2 (§2.1.2.). Cependant, dans la présente étude, la température d'essai générée par l'enceinte climatique est régulée jusqu'à 150 °C, alors que l'humidité relative est constamment maintenue proche de 0 %. Les mesures de la perméabilité sont réalisées en utilisant toujours l'azote sec comme fluide de percolation.

3.1.3. Principe de détermination de la perméabilité au cours du chauffage

Pour un écoulement en conditions isothermes, la perméabilité apparente k_a de l'éprouvette cylindrique trouée chauffée à une température élevée T , peut être calculée à partir de l'équation (1.21) :

$$k_a = \frac{Q_i \cdot P_i \cdot \mu \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (3.1)$$

où P_i (Pa), μ (Pa.s), P_{atm} (Pa), r_1 (m), r_2 (m) et H (m) sont respectivement la pression absolue d'injection, la viscosité dynamique de l'azote, la pression atmosphérique, le rayon intérieur, le rayon extérieur et la hauteur de l'éprouvette (cf. Figure 2.1) déterminés à la température T . Avant d'appliquer l'équation (3.1) pour déterminer la perméabilité apparente k_a sous température, tous les paramètres de cette équation doivent être déterminés à la température T . Cependant, dans notre dispositif, seulement l'éprouvette et la cellule de la perméabilité se trouvent sous une température T , alors que le circuit de gaz, le capteur de pression ainsi que le débitmètre, se trouvent à la température ambiante T_a . En conséquence, le débit volumique mesuré en amont $Q(T_a)$ est déterminé à la température ambiante T_a et il ne représente pas le débit volumique réel sous la température T de l'éprouvette.

Etant donné que les vitesses de percolation à travers le matériau se trouvant à la température T sont faibles et que le gaz a une grande capacité calorifique, nous supposons qu'il atteint quasi instantanément la température T lors de la percolation à travers le matériau. En appliquant le principe de conservation de la masse et en considérant la variation de la surface du flux avec la température comme négligeable, on obtient :

$$\rho_i(T_a) \cdot Q_i(T_a) = \rho_i(T) \cdot Q_i(T) \quad (3.2)$$

où ρ_i et Q_i sont respectivement la masse volumique et le débit du gaz à une température donnée. Le gaz utilisé étant assimilé à un gaz parfait, la masse volumique peut s'écrire de la manière suivante :

$$\rho(T_a)T_a = \rho(T)T \quad (3.3)$$

Le débit volumique réel peut alors être déduit du débit volumique mesuré à la température ambiante T_a :

$$Q(T) = Q(T_a) \frac{T}{T_a} \quad (3.4)$$

Finalement, en prenant en compte la dépendance de la viscosité du gaz μ avec la température T , la perméabilité, déterminée sous la température T , s'écrit :

$$k_a(T) = \frac{Q_i(T_a) \cdot \frac{T}{T_a} \cdot P_i \cdot \mu(T) \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (3.5)$$

La viscosité dynamique des gaz, contrairement aux liquides, augmente avec la température. Pour l'azote, elle peut être déterminée suivant la relation (Handbook of chemistry and physics, 1977) :

$$\mu(T) = \mu_{20} \sqrt{\frac{T + 273.15}{293}} \frac{1 + \frac{109}{293}}{1 + \frac{109}{T + 273.15}} \quad (3.6)$$

Où μ_{20} est la viscosité à 20 °C prise égale à $1,74 \cdot 10^{-5}$ (Pa.s).

Les débitmètres massiques utilisés dans cette étude expérimentale sont étalonnés afin de convertir un débit massique en un débit volumique normalisé (représentant des conditions normalisées : pression $P_0 = 0,1013$ MPa et température $T_0 = 0$ °C). Afin que l'équation (3.6) puisse être utilisée, le débit volumique $Q_i(T_a)$, déterminé à la pression d'injection P_i , a besoin d'être rectifié vis-à-vis des conditions normalisées (P_0, T_0). L'application du principe de conservation de la masse, déterminé pour différentes conditions de pression et de température, donne :

$$\rho_i(T_a, P_i) \cdot Q_i(T_a, P_i) = \rho_i(T_0, P_0) \cdot Q_i(T_0, P_0) \quad (3.7)$$

En considérant le comportement du gaz comme parfait, le débit volumique $Q_i(T_a)$ peut être calculé de la manière suivante :

$$Q_i(T_a, P_i) = \frac{\rho_i(T_0, P_0) \cdot Q_i(T_0, P_0)}{\rho_i(T_a, P_i)} = \frac{\frac{M}{RT_0} \cdot P_0 \cdot Q_i(T_0, P_0)}{\frac{M}{RT_a} \cdot P_i} = Q_i(T_0, P_0) \cdot \frac{T_a}{T_0} \cdot \frac{P_0}{P_i} \quad (3.8)$$

Dès lors que ce rectificatif concernant la mesure du débit volumique $Q(T_a)$ en conditions normalisées (P_0, T_0) est appliqué, similairement à l'équation (2.7), la perméabilité apparente au cours du chauffage est calculée en insérant l'équation (3.8) dans (3.5) :

$$k_a(T) = \frac{Q_i(T_0, P_0) \cdot P_0 \cdot \frac{T}{T_0} \cdot \mu(T) \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot H \cdot (P_i^2 - P_{atm}^2)} \quad (3.9)$$

Comme à 20 °C, la perméabilité apparente k_a à la température T nécessite d'être corrigée afin d'obtenir une perméabilité intrinsèque. Dans le cas d'un écoulement laminaire, la correction s'effectue par l'application de la relation de Klinkenberg sur plusieurs mesures de perméabilité apparente k_a à différentes pressions différentielles selon l'équation (1.32). Cependant, lorsque l'écoulement est turbulent, la perméabilité intrinsèque k_v est déterminée par l'application de l'équation de Forchheimer selon la relation (1.39) sur plusieurs mesures de perméabilité apparente k_a à différentes pressions différentielles. Par la suite, la perméabilité intrinsèque, bien qu'elle soit déterminée dans le cadre d'un écoulement laminaire (réponse $k_a(1/P_m)$ linéaire) ou turbulent (réponse $k_a(1/P_m)$ non-linéaire), est appelée simplement la perméabilité.

3.1.4. Protocole expérimental

Concernant la mise en place de l'éprouvette, la plage des pressions différentielles considérées, ainsi que la méthode de détermination de la perméabilité intrinsèque, nous poursuivons le protocole expérimental présenté dans le Chapitre 2 (§ 2.1.4).

La procédure d'essai pour une éprouvette est la suivante :

- Initialement, suivant le protocole expérimental donné dans le paragraphe §2.1.4, la perméabilité initiale à 20 °C est déterminée.
- La suite de l'essai comprend la mise en température de l'éprouvette dans l'enceinte climatique. Le chauffage s'effectue sous un chargement de 4 kN (0,4 MPa) à une vitesse constante de 10 °C/heure. Nous avons choisi la montée lente en température de chauffage afin de minimiser les contraintes internes par effets différés (relaxation) et d'éviter les problèmes d'écaillage dus au gradient thermique. Après le chauffage pendant 60 heures, durant lequel la stabilisation de la température à travers l'éprouvette est atteinte¹, la perméabilité, influencée uniquement par la température et appelée perméabilité de référence², est mesurée.
- Ensuite, les mesures de la perméabilité sont effectuées sous la température imposée précédemment et à différents niveaux du chargement mécanique, suivant le protocole expérimental donné en paragraphe §2.1.4.

Les paramètres enregistrés au cours de l'essai par la centrale d'acquisition sont les suivants : temps, force et déplacement du vérin, pression d'injection, pression atmosphérique, débit et signaux des capteurs LVDT et/ou des jauges de déformation. La température et l'humidité relative sont également relevées.

¹Etant donné que nous n'avons pas utilisé de capteur de température au cœur de l'éprouvette, nous avons vérifié la stabilisation de la température par la mesure du flux à 36 et 60 heures.

²Dans le cas des résultats obtenus à 20 °C, auxquels nous allons comparer les résultats obtenus à d'autres températures, la perméabilité de référence est égale à la perméabilité initiale.

3.2. Présentation et analyse des résultats expérimentaux

Dans un premier temps, nous présentons les résultats des mesures de la perméabilité au gaz effectuées sous température et, après refroidissement pour une des éprouvettes testées. Ensuite, afin de caractériser l'évolution de la perméabilité avec la température, nous analysons l'évolution de la structure poreuse du béton avec la température à travers les caractéristiques mesurées, telles que les propriétés mécaniques, la porosité, la finesse du réseau poreux, la distribution de la taille des pores et les caractéristiques minéralogiques.

Dans un second temps, l'évolution de la perméabilité sous température et en fonction du niveau de chargement mécanique est caractérisée. De plus, nous montrons quelle est l'influence de l'état de contrainte mécanique sur l'évolution de la perméabilité jusqu'à la rupture sous température. Tous les résultats présentés sont obtenus sur quatre éprouvettes par température d'essai (pour 150 °C, trois éprouvettes sont testées sous température et une après montée en température et refroidissement).

3.2.1. Evolution de la perméabilité avec la température

La Figure 3.1 montre l'évolution de la perméabilité relative (rapport entre la perméabilité de référence et la perméabilité initiale) avec la température. Nous montrons ici les résultats des mesures réalisées sous température (au cours du chauffage) pour toutes les éprouvettes. Afin de vérifier la valeur de la perméabilité mesurée sous 105 °C et 150 °C après le chauffage pendant 60 heures, une autre mesure est effectuée après le déchargement de 20 % de la contrainte maximale (cas sans endommagement mécanique). Pour obtenir une évolution continue de la perméabilité sous température, les mesures sur une éprouvette sont menées sous 40 °C, 60 °C, puis 80 °C. Les résultats obtenus mettent en évidence l'augmentation de la perméabilité avec la température. Cet effet a lieu aussi bien pour des températures inférieures ou égales à celle du séchage (105 °C), que pour une température jamais atteinte auparavant par le matériau (150 °C).

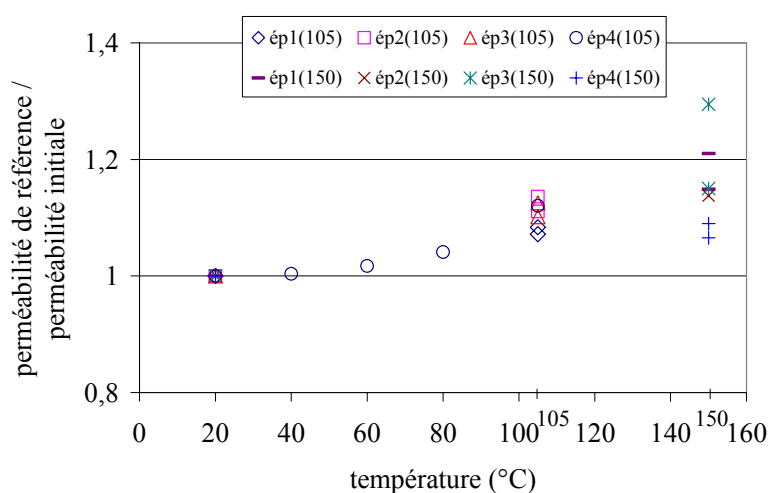


Figure 3.1 : Evolution de la perméabilité sous température.

Etant donné que les températures d'essais sont proches de la température de séchage, l'évolution de la perméabilité, déterminée sous cette température par rapport à la perméabilité initiale, reste relativement faible. Toutefois, l'amplitude de cette évolution concorde avec celle observée par Lion *et al.* (2005), qui ont noté une augmentation de 14 % de la perméabilité (au gaz) sous la température de 105 °C par rapport à la perméabilité initiale mesurée à 25 °C sur le mortier séché préalablement à 60 °C. Par ailleurs, ils ont observé une augmentation de la perméabilité proche de 300 % lorsque le matériau s'est trouvé sous la température de 200 °C.

Nous avons observé que, lorsque le matériau subit des cycles de chauffage jusqu'à 105 °C, la perméabilité initiale est retrouvée après refroidissement. Cependant, contrairement aux températures de 40 °C, 60 °C, 80 °C et 105 °C, nous avons trouvé que la perméabilité mesurée après refroidissement à 20 °C sur une éprouvette qui a été chauffée à 150 °C est supérieure à la perméabilité mesurée sur la même éprouvette sous 150 °C (jamais atteint auparavant par le matériau) (voir Figure 3.2). Toutefois, les deux perméabilités, sous température et après refroidissement, sont supérieures à celle mesurée à 20 °C. Il en est de même concernant les perméabilités apparentes, comme il est montré sur la Figure 3.3. Ces remarques rejoignent celle de Lion (2004) qui attribue les phénomènes observés aux conditions de chauffage des éprouvettes. En effet, ses éprouvettes testées après refroidissement ont subi un traitement thermique sans être sollicitées mécaniquement. Celles testées sous température ont subi durant le chauffage une pression de confinement de 4 MPa, ce qui avait tendance à atténuer les phénomènes de microfissuration thermique. Etant donné que nous observons ces résultats sur une éprouvette pour des conditions identiques de chauffage, nous supposons qu'il doit être lié à un autre phénomène, par exemple à un endommagement créé par refroidissement de l'éprouvette. Cependant, comme nous avons refroidi l'éprouvette lentement, à une vitesse identique à celle appliquée pour la montée en température, l'hypothèse de l'endommagement par refroidissement est *a priori* exclue. Nous supposons alors que le phénomène de la succion capillaire (la variation de la pression entre l'air et l'eau capillaire, voir, par exemple, Hubert, 2003) pourrait être responsable de ces effets ; il est évoqué au paragraphe § 3.2.1.1.1. Toutefois, d'autres essais sont nécessaires pour confirmer ou rejeter cette hypothèse.

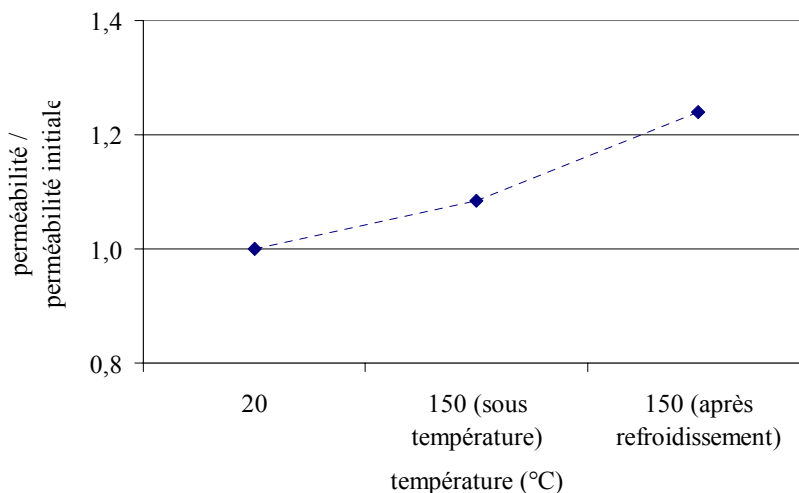


Figure 3.2 : Evolution de la perméabilité intrinsèque relative sous température et après refroidissement d'une éprouvette.

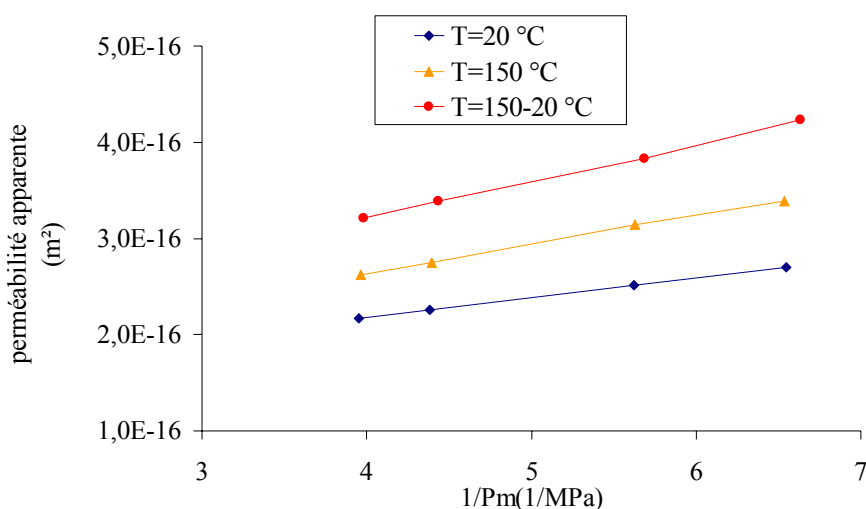


Figure 3.3 : Evolution de la perméabilité apparente sous température et après refroidissement d'une éprouvette.

Néanmoins, sur la Figure 3.2, nous observons que la perméabilité augmente au maximum de 24 % lorsqu'elle est mesurée après refroidissement sur le matériau ayant subi la température de 150 °C. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Tsimbrovska (1998). Cet auteur a observé que la perméabilité, mesurée après refroidissement sur un matériau porté auparavant à 200 °C, par rapport à la perméabilité (au gaz) mesurée après le séchage à 105 °C, a augmenté de 23 % pour un mortier ordinaire et de 57 % pour un béton ordinaire. Cependant, Lion *et al.* (2005) ont observé qu'après le traitement à 150 °C, la perméabilité (au gaz) d'un mortier a augmenté quasiment de 300 % par rapport à celle mesurée après le séchage à 60 °C. Ces différences dans les amplitudes d'augmentation de la perméabilité, observées par différents auteurs, proviennent probablement du fait que l'état de référence (fréquemment l'état après le séchage) auquel l'évolution de la perméabilité est rapportée, n'est pas le même. Or, la température de séchage influence la teneur en eau et l'état d'endommagement du matériau, ce qui influe par la suite sur la perméabilité à l'état de référence.

A quoi est due l'augmentation de la perméabilité observée dans nos résultats expérimentaux ? Comme nous l'avons évoqué dans le Chapitre 1 (§ 1.1.3.), parmi les phénomènes les plus importants pouvant influencer la perméabilité figurent : la modification de la teneur en eau due à l'évaporation de l'eau non-liée chimiquement (l'eau capillaire et une partie de l'eau adsorbée) jusqu'à 120 °C (Noumowé, 1995), la décomposition chimique de la pâte de ciment due à la perte de l'eau liée, la fissuration thermique provoquée par la dilatation thermique différentielle de la pâte et des granulats, la dilatation thermique libre de l'ensemble de l'éprouvette et le changement de pression interne des pores (Luccioni *et al.*, 2002).

Nous rappelons que la source de la fissuration thermique (par l'incompatibilité thermique) est un couplage thermo-mécanique. En effet, les déformations différentielles entre la pâte de ciment et le granulat se créent par dilatation thermique (§1.1.3.1.). Lorsque le coefficient de dilatation de la pâte est supérieur à celui de granulat, des fissures aux interfaces pâte-granulat se développent. Pour la plupart des bétons, ce phénomène a lieu sous des températures de chauffage inférieures à 150 °C. Cependant, lorsque le coefficient de dilatation de la pâte devient inférieur à celui du granulat, des fissures radiales dans la pâte se développent (voir Figure 1.8). En général, ce

phénomène a lieu pour des températures de chauffage supérieures à 150 °C, lorsque le retrait de dessiccation par déshydratation du gel de C-S-H de la pâte s'active (couplage thermo-chimique, voir §1.1.3.1.). Celle-ci conduit à la formation de produits anhydres et de l'eau libre qui s'évapore pendant le chauffage. Ainsi, une modification de la porosité et de la distribution de la taille des pores, mise en évidence après le traitement thermique (Diederichs, 1983 Tsimbrovska, 1998, Vodak *et al.*, 2005), a lieu. Par conséquent, de nouveaux chemins de percolation sont créés et deviennent accessibles pour l'écoulement du gaz.

Dans le cas de nos éprouvettes, l'augmentation de la perméabilité observée sous 105 °C ne peut être attribuée à une fissuration thermique, car le béton a déjà subi cette température pendant le séchage. Comme une modification de la teneur en eau libre ne peut pas se produire à cette température, un autre phénomène, réversible, doit se produire. Nous allons le mettre en évidence par la suite (§3.2.1.1.2).

Comme l'augmentation de la perméabilité sous température de 150 °C et après refroidissement est irréversible, elle doit être causée par un phénomène irréversible. Une microfissuration thermique a probablement lieu. Mais pourquoi la perméabilité mesurée après refroidissement est supérieure à celle mesurée sous température ? Nous allons répondre à cette question par l'intermédiaire d'une analyse de la structure poreuse et des différentes caractéristiques du béton.

3.2.1.1. Identification des effets de la température sur la structure poreuse du béton

3.2.1.1.1. Propriétés mécaniques du béton sous température

Pour mettre en évidence les effets de la température sur la structure poreuse du béton, le comportement et les propriétés mécaniques en compression uniaxiale sont analysés sous température (pour quatre éprouvettes sous 105 °C et trois éprouvettes sous 150 °C) et également après refroidissement (pour une éprouvette après le traitement sous 150 °C). Dans le Tableau 3.1 nous présentons les valeurs de la résistance et de la déformation axiale (mécanique de compression) au pic de contrainte obtenue à différentes températures. Nous observons que la déformation au pic de contrainte augmente avec la température. De même, nous constatons que la résistance augmente lorsqu'elle est mesurée sous la température. Cet effet a lieu uniquement sous température. Après refroidissement, la résistance diminue ; ceci est observé dans les deux cas, aussi bien sous 105 °C et 20 °C (après séchage à 105 °C, puis refroidi), que sous 150 °C et 20 °C (après le traitement à 150 °C, puis refroidi, appelé 150 °C-20 °C).

Température (°C)	Résistance (MPa)	Déformation au pic de contrainte (-)
20	28,6	$2,6 \cdot 10^{-03}$
105	32,9	$2,8 \cdot 10^{-03}$
150	34,8	$3,5 \cdot 10^{-03}$
20 (après chauffage à 150 °C)	26,2	$2,6 \cdot 10^{-03}$

Tableau 3.1 : Résistance et déformation (mécanique) au pic de contrainte obtenue à différentes températures.

Nous supposons que ces résultats sont dus à la succion capillaire. Celle-ci met en dépression l'eau capillaire et par réaction met en compression isotrope le squelette poreux du béton. La dépression exerce un rôle de précontrainte, qui peut mener à une augmentation de la résistance du béton sous température élevée (Burlion, 2005). En effet, étant donné qu'on part d'un état précontraint, le domaine élastique se termine plus loin aussi bien en contrainte qu'en déformation.

Nous présumons qu'une microfissuration thermique pourrait avoir lieu à 150 °C (aussi bien sous température qu'après refroidissement). La perte du module d'élasticité pourrait être considérée comme indicateur de la microfissuration thermique (endommagement) car, dans la plupart de cas le module élastique, ainsi que la résistance en compression et le coefficient de Poisson ont tendance à diminuer avec l'élévation de température (Noumowé, 1995, Xiao et Konig, 2004). Cependant, nous supposons que ces paramètres ne diminuent qu'après refroidissement. En effet, nous n'avons pas observé d'évolution nette du module d'élasticité sous température et l'endommagement thermique n'a pas pu être ainsi déterminé. Néanmoins, après refroidissement, une perte du module d'élasticité est apparue un peu plus marquée. Cependant, la représentativité de ce résultat, observé sur une seule éprouvette, est discutable. Toutefois, nos observations rejoignent celles de Weigler et Fischer (1972), rapportées par Noumowé (1995). Deux raisons majeures peuvent expliquer ce comportement :

1. La rigidification éventuelle du gel de C-S-H et l'augmentation des forces de surface entre les particules de gel peuvent se produire suite au départ de l'eau adsorbée à 150 °C. Comme la compression isotrope du squelette poreux du béton par la succion capillaire accroît cet effet, la baisse du module élastique avec la microfissuration thermique est alors compensée.
2. L'orientation des fissures n'est pas vraiment la même lorsqu'elles sont créées sous chargement en compression ou sous température. En effet, l'endommagement thermique sous un chargement uniaxial ne peut pas être identifié, alors qu'un chargement isotrope triaxial pourrait peut-être le mettre en évidence.

Comme les modifications de la microstructure du béton avec la température élevée n'ont pas pu être identifiées à l'échelle macroscopique, d'autres techniques ont été employées afin de mettre en évidence les effets de la température sur la microstructure du béton. Celles-ci sont présentées dans les paragraphes suivants.

3.2.1.1.2. Effet de Klinkenberg sous température et après refroidissement

Une indication utile, car décrivant l'évolution de la structure poreuse du béton sous température, est l'évolution du coefficient β (Pa) de Klinkenberg. Ce coefficient, qui est inversement proportionnel au diamètre moyen des pores, peut être considéré comme un indicateur de la finesse du réseau poreux (Picandet, 2001). Le problème réside dans le fait qu'il ne peut pas être considéré comme intrinsèque lorsque la température augmente. En effet, avec la température, l'agitation moléculaire des particules de gaz s'intensifie et le libre parcours moyen des molécules de gaz augmente également. En conséquence, le phénomène de glissement (effet de Klinkenberg) a tendance à augmenter avec la température, même lorsque le matériau testé ne subit pas de modifications microstructurales (Lion, 2004).

L'évolution du coefficient de Klinkenberg, obtenue sur nos résultats expérimentaux, est montrée sur la Figure 3.4. Nous observons une chute relative de 4 % du coefficient de Klinkenberg à 105 °C par rapport à 20 °C. Une diminution est également observée sous température de 40 °C, 60 °C et de 80 °C ; elle implique une augmentation du diamètre moyen des pores. En conséquence, nous pouvons admettre que l'augmentation de la perméabilité entre 20 °C et 105 °C est probablement liée à un élargissement réversible des pores par dilatation. Cela signifie de plus que la distribution de la taille des pores est également modifiée sous température entre 20 °C et 105 °C. La diminution du coefficient β de Klinkenberg montre que les modifications réversibles de la structure poreuse (car les éprouvette ont été séchées à 105 °C) sont prépondérantes par rapport au phénomène d'agitation moléculaire des particules de gaz. En effet, comme les modifications de la structure poreuse du béton sous température contrôlent l'évolution du coefficient de Klinkenberg, cet indicateur de la finesse du réseau poreux peut être considéré comme un indicateur fiable jusqu'à 105 °C (voir Figure 3.4).

L'augmentation de la perméabilité à 150 °C doit alors être également reliée, au moins en partie, à l'élargissement des pores. Cependant, nous n'observons pas de diminution du coefficient de Klinkenberg à 150 °C ; au contraire, une augmentation de 20 % par rapport à 20 °C est notée. Deux raisons peuvent expliquer ce résultat : soit la contribution des pores très fins, créés par les effets de la température de 150 °C, est globalement plus importante par rapport à l'élargissement des pores, soit le phénomène de l'agitation moléculaire à 150 °C devient prépondérant par rapport aux modifications (réversibles et irréversibles) de la structure poreuse du béton. Cependant, l'étude d'une éprouvette, testée sous 20 °C, ensuite sous 150 °C, puis après refroidissement de 150 °C à 20 °C, montre que le coefficient de Klinkenberg après refroidissement est supérieur à celui obtenu à 20 °C (avant le chauffage à 150 °C) et également légèrement supérieur à celui obtenu sous la température de 150 °C (Figure 3.5). En conséquence, nous pouvons attribuer l'augmentation de l'effet de Klinkenberg sous 150 °C et après refroidissement (de 150 °C à 20 °C) aux modifications de la structure poreuse et non pas uniquement au phénomène de l'agitation moléculaire dans le cas des mesures réalisées sous température.

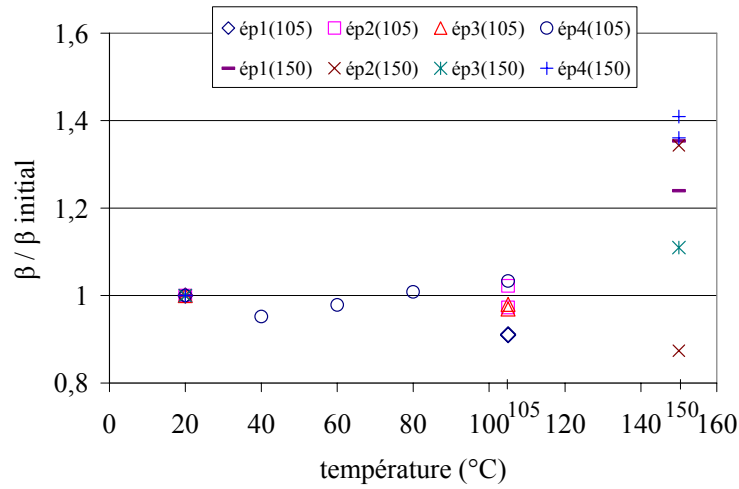


Figure 3.4 : Evolution avec la température du rapport entre le coefficient de Klinkenberg β déterminée à une température donnée et le coefficient de Klinkenberg β initial à 20 °C.

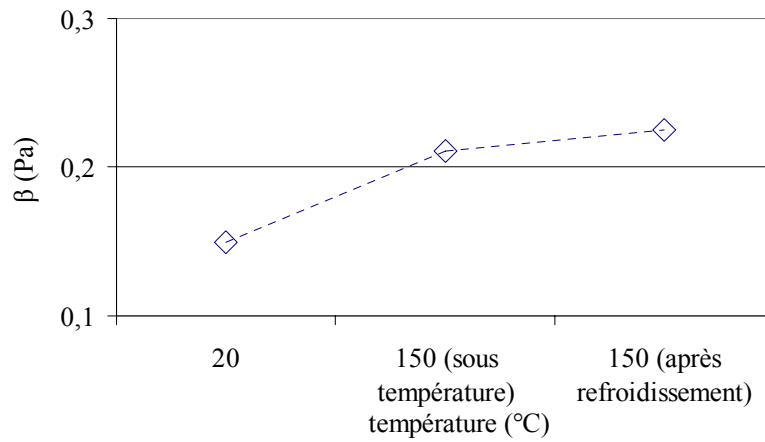


Figure 3.5 : Evolution du coefficient β de Klinkenberg avec la température pour une éprouvette testée également après refroidissement.

3.2.1.1.3. Porosité et distribution de la taille des pores dans le béton après refroidissement

Nous avons vu que la modification de la perméabilité et du coefficient de Klinkenberg est due probablement à la modification de la structure poreuse du béton. Pour identifier les modifications irréversibles (endommagement) de la structure poreuse du béton soumis à la température de 150 °C, une analyse de l'évolution de la porosité et de la distribution de la taille des pores dans le béton est entreprise. Les mesures ont été effectuées à l'aide d'un porosimètre au mercure (*Micromeritics Instrument Corporation AUTOPORE IV 9500*). La méthode de mesure consiste à introduire dans le réseau poreux du mercure sous pression. En utilisant la loi de Laplace et un modèle de pores cylindriques de diamètres équivalents, le diamètre moyen des pores est calculé par :

$$d = \frac{4\sigma \cos \varphi}{P} \tag{3.10}$$

où P est la pression d'injection du mercure, σ est la tension superficielle du mercure et φ est l'angle de contact pour l'interface mercure-béton. La valeur de l'angle de contact utilisée est de 130 °. Cette méthode permet d'étudier les pores allant de 3 nm à 100 µm et elle s'applique sur le matériau refroidi. Ainsi, elle ne permet pas de caractériser l'état de la structure poreuse du béton lorsqu'il est soumis à une température élevée. C'est pourquoi, cette méthode nous permet de comparer uniquement les porosités et les distributions de la taille des pores pour le béton refroidi qui a subi la température de 105 °C (au cours du séchage) avec celui sous 150 °C (au cours du chauffage pendant l'essai de la perméabilité).

La porosité capillaire obtenue à l'aide de la porosimétrie au mercure s'étend de 12,3 % pour le béton qui a subi le séchage à 105 °C, à 14,9 % pour le béton qui a subi le traitement à 150 °C.

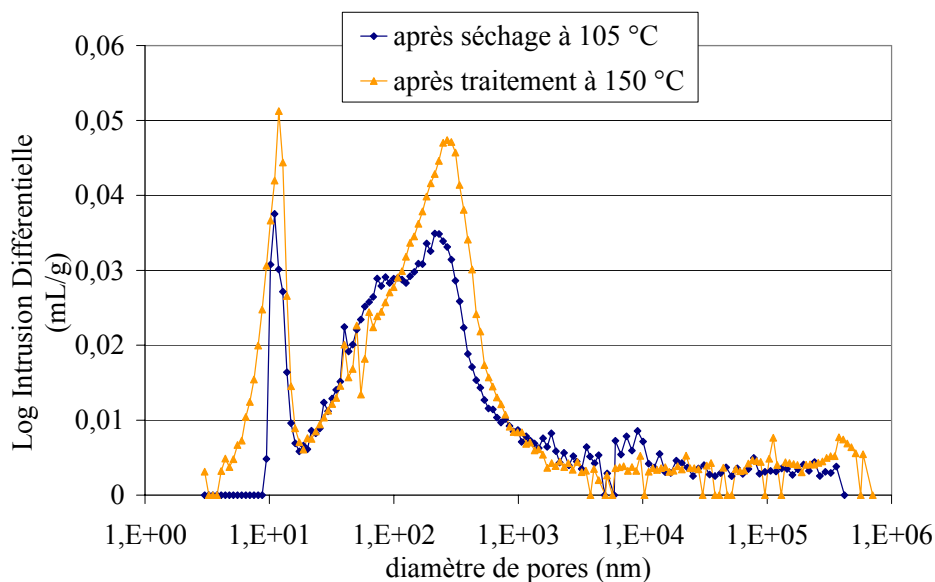


Figure 3.6 : *Distribution de la taille des pores obtenue par intrusion de mercure pour le béton ayant subi le traitement à 105 °C ou 150 °C.*

La Figure 3.6 montre les courbes de distribution différentielle des diamètres des pores du béton qui a subi la température de 105 °C ou de 150 °C. Ces courbes mettent en évidence que, indépendamment de la température subie, deux populations de pores capillaires apparaissent majoritairement (distribution bimodale). La première population se situe autour de 10 nm (premier pic), la deuxième population autour de 200-300 nm (deuxième pic). Le diamètre moyen du premier pic reste constant avec la température, alors que le diamètre moyen de la deuxième population de pores se décale légèrement pour 150 °C de 210 à 270 nm. Pour le béton ayant subi la température de 150 °C, apparaît clairement une augmentation du volume poreux cumulé pénétré par le mercure pour les pores de plus en plus fins de diamètre compris entre 1000 nm et 20 nm (deuxième population) (Figure 3.7).

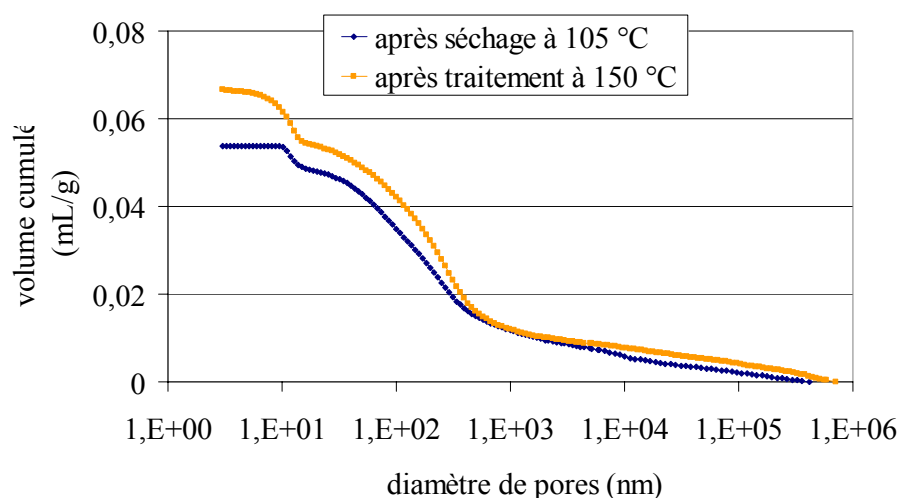


Figure 3.7 : Distribution du volume cumulé de mercure entrant dans les pores de plus en plus fins (volume poreux) pour le béton ayant subi le traitement à 105 °C ou 150 °C.

Les résultats de la distribution des diamètres des pores et du volume cumulé sont en accord avec ceux rapportés par Diderichs *et al.* (1983), Tsimbrovska (1998) et Vodak *et al.* (2004). En effet, la première population de pores est propre à la pâte de ciment et n'apparaît pas lorsque la température du traitement reste faible, comme le montre notre étude sur un béton ordinaire séché à 40 °C (cf. Annexe B). Cependant, le séchage à 105 °C contribue déjà à modifier la distribution de la taille des pores, alors que le traitement à 150 °C provoque la croissance de ces modifications. La deuxième population de pores est propre au béton et au mortier, et est liée essentiellement au départ de l'eau capillaire et à l'interface pâte-granulat (Tsimbrovska, 1998). L'augmentation du volume et de la taille de ces pores après le traitement à 150 °C représente alors, en partie, un endommagement thermique apparu suite à la dilatation thermique différentielle de la pâte et des granulats (endommagement thermo-mécanique). Nous jugeons également que, même après le séchage à 105 °C jusqu'à la masse constante, une certaine quantité d'eau capillaire reste présente dans le béton, puis s'échappe lorsqu'il est soumis à 150 °C. Mais que se passe-t-il avec la composition et la microstructure au niveau minéralogique et chimique à 150 °C ? La structure des hydrates est-elle affectée par l'action de cette température ? Nous allons tenter de répondre à ces questions dans les deux paragraphes suivants.

3.2.1.1.4. Analyse de phases de structures cristallines du béton après refroidissement (DRX)

Afin de caractériser l'état microstructural du béton et mettre en évidence la présence éventuelle d'un endommagement lié aux modifications minéralogique et chimique, la diffraction des rayons X (DRX) a été employée. Par l'analyse des phases des structures cristallines, cette technique permet notamment de déterminer la composition minérale du béton et, par l'intermédiaire d'une étude comparative, de caractériser des modifications de celle-ci.

Pour que la diffraction ait lieu, la relation de Bragg doit être vérifiée. Elle s'écrit :

$$2d_{hkl} \sin \theta = p\lambda \quad (3.11)$$

où d_{hkl} est la distance entre les plans réticulaires (hkl) de groupes des atomes et est intrinsèque à une structure cristalline, h, k, l représentent les indices de Miller, θ est l'angle entre le faisceau incident et la normale au plan (diffractant) réticulaire (hkl), p est l'ordre de l'interférence, alors que λ est la longueur d'onde de la source du faisceau incident.

Les essais ont été réalisés sur un goniomètre *SIEMENS de type D500* (description dans l'Annexe A). Le rayonnement est celui du chrome avec une longueur d'onde $\lambda_{\text{K}\alpha\text{Cu}} = 2,289 \text{ \AA}$. Un collimateur primaire de 5 mm a été utilisé ainsi que des fentes de Soller et une fente de réception de $0,6^\circ$. La puissance du générateur a été choisie à 30 kV et 40 mA. Le signal est capté par un détecteur à diode SiLi réglé sur l'énergie du chrome (5,42 keV et une fenêtre de 500 eV). L'intervalle angulaire étudié varie de $2\theta = 20^\circ$ à 160° avec un pas de $0,2^\circ$ et un temps de comptage de 5 secondes par pas.

Comme nous l'avons déjà rappelé dans le Chapitre 1, entre $110-130^\circ\text{C}$ et 170°C , la décomposition du gypse (Noumowé, 1995, Alarcon-Ruiz *et al.*, 2005) et de l'ettringite (Zhou et Glasser, 2001), accompagnée de la perte d'une partie d'eau des carbo-aluminates hydratés (Nonnet *et al.*, 1999), peut avoir lieu. Cependant, suivant Baroghel-Bouny (1994), le gypse et l'ettringite se déshydratent dès 80°C . Selon ce même auteur, la température de déshydratation des silicates de calcium hydraté (C-S-H) est mal connue et est dépendante de l'humidité relative, mais à 105°C la déshydratation a déjà commencé.

L'étude par diffraction des rayons X a été menée sur des échantillons prélevés dans le béton séché à 105°C , puis testé à la perméabilité sous une température de 105°C ou 150°C . Nous avons également observé les effets de la température du séchage (105°C) sur la détérioration du béton. Pour cela, une analyse par diffraction des rayons X a été effectuée sur une éprouvette de notre béton séchée uniquement à 40°C .

Concernant une étude préliminaire, des essais ont été réalisés sur un échantillon massif et sur un échantillon en poudre du béton séché à 40°C . En effet, l'utilisation de la poudre permet d'éliminer les effets de texture, qui pourraient éventuellement rendre l'interprétation difficile voire erronée.

L'échantillon massif contient des petits granulats (gravillon calcaire et sable de Loire, riche en calcaire), alors que l'échantillon en poudre ne contient quasiment que de la pâte de ciment et des fines. La Figure 3.8 présente les diffractogrammes obtenus sur les deux échantillons.

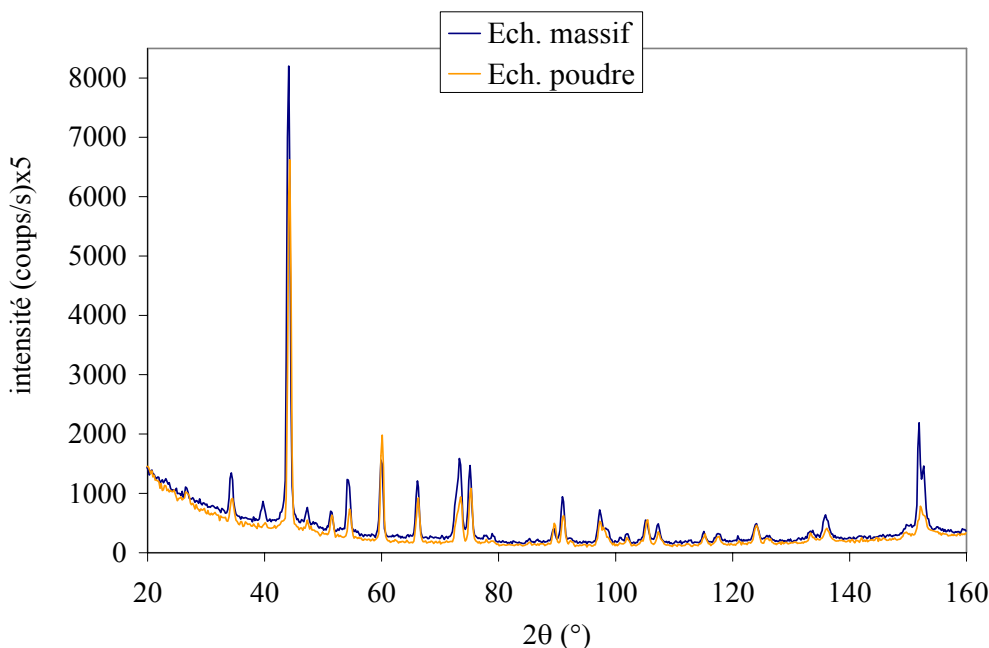


Figure 3.8 : *Diffractogrammes obtenus sur le béton séché à 40 °C pour un échantillon massif et un échantillon en poudre.*

Nous remarquons que les deux spectres révèlent les pics des raies de diffraction pour les mêmes angles 2θ , mais les intensités des pics obtenus pour les deux échantillons sont légèrement différentes. A quels composés correspondent ces raies de diffraction? Les seuls composés trouvés sont : la portlandite (hydroxide de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$) et la calcite (carbonate de calcium CaCO_3). Nous avons identifié également la présence de la vaterite (une autre forme de carbonate de calcium CaCO_3), mais en très petite quantité. Les autres composés (dont les C-S-H) sont soit en quantité trop faible et inférieure au seuil de détection de la méthode utilisée, soit insuffisamment cristallins pour être détectés. Une autre limite concerne certains composés (aluminates de calcium hydraté, sulfoaluminates de calcium hydraté) qui n'ont pu être identifiés avec la base de données disponibles (PCPDF).

Le diffractogramme obtenu sur l'échantillon en poudre est comparé avec le spectre théorique de la portlandite et de la calcite (Figure 3.9). En comparant cette réponse avec les résultats montrés sur la Figure 3.8, nous remarquons que, pour l'échantillon massif, l'intensité des pics dus à la calcite est supérieure, ce qui s'explique par la présence de granulats calcaires dans l'échantillon massif sur lequel le faisceau X doit être focalisé. Cependant, les pics concernant la portlandite sont soit trop faibles pour que la différence soit significative et visible, soit groupés avec les pics de la calcite, ce qui les rend délicats à commenter. Voulant caractériser les modifications de la pâte de ciment (et pas des granulats) avec la température, tous les autres essais ont donc été réalisés sur des échantillons en poudre.

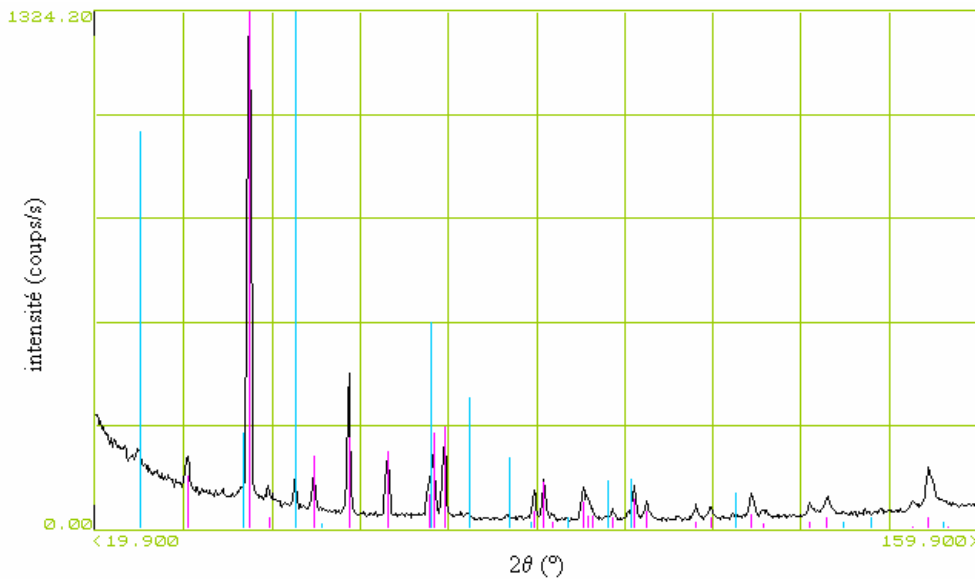


Figure 3.9 : Comparaison du diffractogramme obtenu sur le béton séché à 40 °C (échantillon en poudre) avec les spectres théoriques de la portlandite (raies en cyan) et de la calcite (raies en magenta).

Enfin, les échantillons en poudre, prélevés sur des éprouvettes séchées à 150 °C, puis testées à la perméabilité sous température élevée, ont été soumises à la diffraction des rayons X. La Figure 3.10 montre les résultats obtenus pour les échantillons ayant subi un traitement thermique à 105 °C ou 150 °C. L'allure des spectres est similaire. De plus, ils rappellent ceux observés pour le béton séché à 40 °C. Là encore, nous détectons uniquement la présence de la portlandite et de la calcite (voir les raies théoriques sur la Figure 3.9). Cependant, les deux pics visibles (car séparés) de la portlandite pour des valeurs de 2θ de 27,051 ° et 51,779 ° ont des intensités supérieures pour le béton traité à 150 °C, ainsi que le pic de la raie 1 0 4 (h k l) de la calcite à 2θ de 44,330 °, théoriquement la raie la plus intense de la calcite.

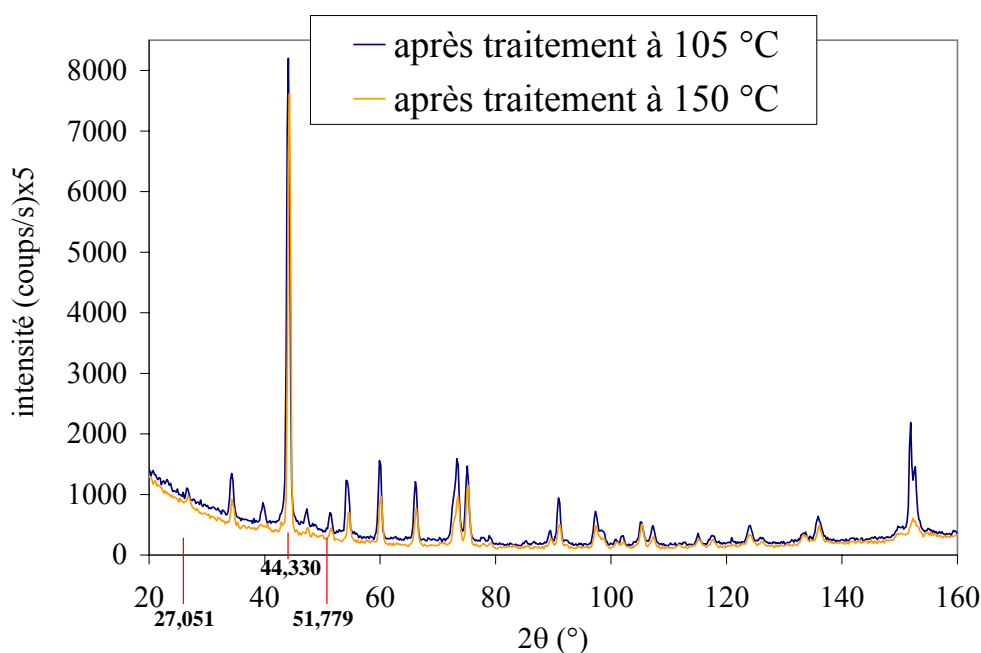


Figure 3.10 : Diffractogrammes obtenus sur le béton séché à 105 °C, puis testé à la perméabilité à la température de 105 °C ou 150 °C (échantillons en poudre).

Afin de diminuer les problèmes d'une éventuelle hétérogénéité entre les différentes éprouvettes utilisées, des diffractogrammes ont été réalisés sur la même poudre de béton séché uniquement à 40 °C, dont une partie a été étuvée à 105 °C pendant 12 heures, et une autre à 150 °C pendant la même durée. Les résultats sont montrés sur la Figure 3.11. Nous remarquons que, encore une fois, les trois spectres obtenus sont très similaires. Entre 40 °C et 105 °C, quelques pics de la calcite sont légèrement supérieurs pour 40 °C. A part cela, aucune différence quantifiable n'existe entre 40 °C, 105 °C et 150 °C. Cela signifie que la température élevée, que ce soit 105 °C ou 150 °C, n'a pas modifié les caractéristiques cristallographiques du béton. Il est possible que l'effet de la détérioration avec la température soit confondu avec l'effet du vieillissement (au moment de ces essais, l'âge du béton est supérieur à un an), pendant laquelle la carbonatation peut avoir lieu. Il s'agit d'une réaction de neutralisation (partielle ou totale) de la portlandite, des silicates et des aluminates de calcium hydraté (dont l'ettringite) par l'acide carbonique ou le gaz carbonique normalement présent dans l'air. Le produit de ces réactions est le carbonate de calcium qui peut exister sous trois formes : calcite, vaterite (présent également en petite quantité sur nos diffractogrammes) ou aragonite, qui se transforment en calcite au cours du temps (Baroghel-Bouny, 1994).

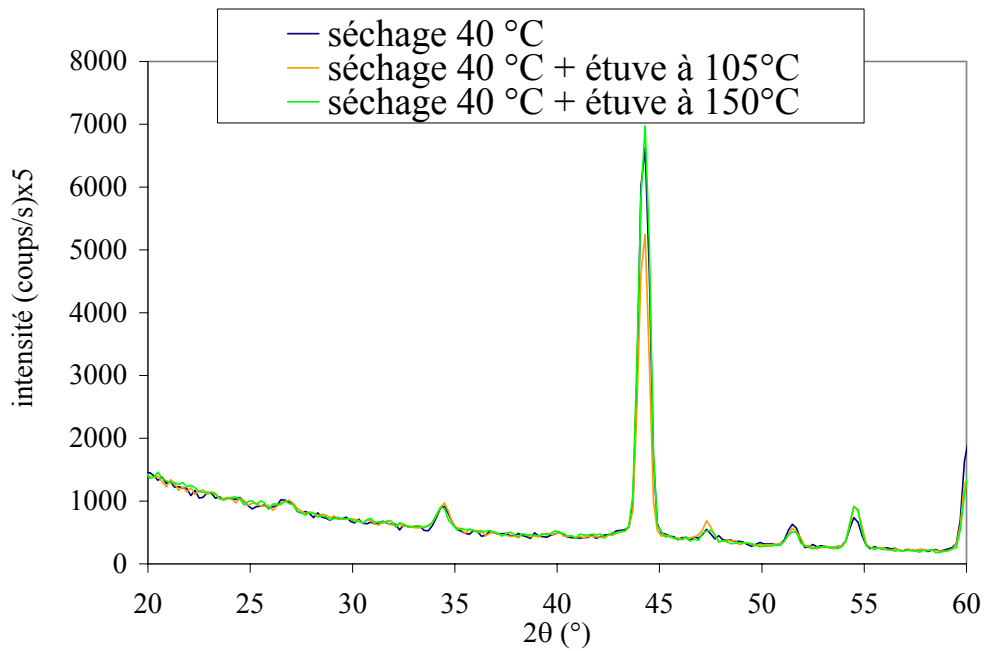


Figure 3.11 : *Diffractogrammes obtenus sur le béton séché à 40 °C, puis à 105 °C et à 150 °C (échantillons en poudre).*

Bien que la problématique d'incendie ne constitue pas le sujet de notre recherche, nous nous intéressons dans cette analyse à la modification minéralogique et chimique du béton lorsqu'il est soumis à une haute température. En même temps, cette étude nous permet de vérifier si les composés principaux trouvés sont bien la portlandite et la calcite. Dans ce but, un échantillon de la poudre, provenant du béton séché à 40 °C, a été soumis à un traitement à 500 °C et un autre à 900 °C. Pendant la durée des traitements de 4 heures, la masse des échantillons a été stabilisée. Les spectres obtenus sont montrés respectivement sur les Figures 3.12 et 3.13. Effectivement, après le traitement à 500 °C, la portlandite n'est plus visible et après 900 °C toute la calcite a disparu. Les deux phénomènes sont accompagnés de l'apparition de la chaux (CaO).

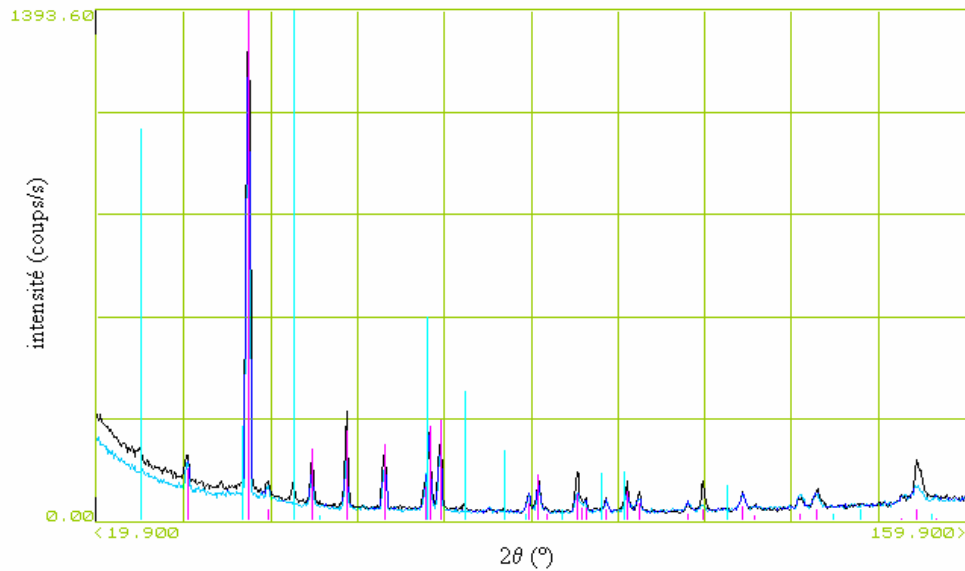


Figure 3.12 : Comparaison des diffractogrammes obtenus sur le béton séché à 40 °C ayant subi la température de 150 °C, puis 500 °C (échantillons en poudre) avec les spectres théoriques de la portlandite (raies en cyan) et de la calcite (raies en magenta).

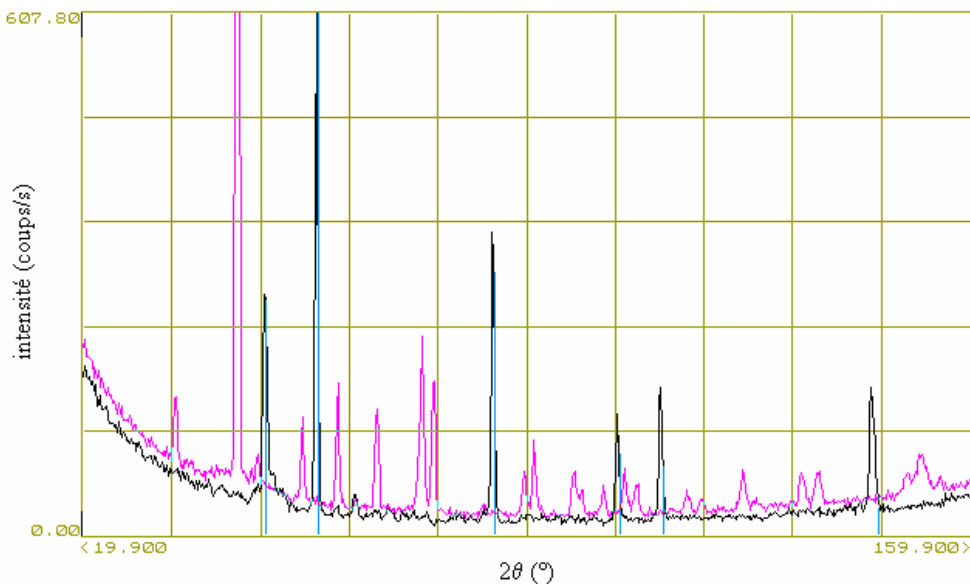


Figure 3.13 : Comparaison des diffractogrammes obtenus sur le béton séché à 40 °C ayant subi la température de 500 °C, puis 900 °C (échantillons en poudre) avec le spectre théorique de la chaux (raies en cyan).

3.2.1.1.5. Caractérisation minéralogique du béton après refroidissement (ATG / ATD)

Afin de poursuivre l'étude des effets de la température sur la microstructure du béton, l'analyse thermogravimétrique (ATG) et l'analyse thermique différentielle (ATD) ont été employées. Ces techniques permettent d'évaluer la variation de la masse d'un échantillon en fonction de la température et d'identifier ainsi certains composants du béton, en particulier les hydrates. Comme dans le cas de la DRX, par l'intermédiaire d'une étude comparative, un état d'endommagement thermique peut être identifié.

L'appareil utilisé (*SETARAM*) est équipé d'une thermo-balance de précision $\pm 0,1$ mg et d'une pesée maximale de 100 g. Concernant nos essais, la température est programmée pour croître jusqu'à 1100 °C avec une vitesse constante de 10 °C/min.

Les résultats présentés sur la Figure 3.14 et 3.15 montrent respectivement les thermogrammes de l'ATG et l'ATD obtenus pour le béton séché à 105 °C, puis testé à la perméabilité sous une température de 105 °C ou 150 °C. Pour les deux températures de traitement, les mêmes réponses de caractère endothermique sont retrouvées. En effet, des réactions chimiques identiques ont lieu pour les mêmes températures (position des pics de l'ATD reste inchangée). Le premier pic sur le thermogramme ATD, situé autour de 70 °C, correspond à l'évaporation de l'eau libre, qui a saturé le béton lorsqu'il a été maintenu avant l'essai dans une salle climatisée à 20 °C et 50 % d'humidité relative. Le deuxième pic, se situant à 470 °C, témoigne de la décomposition de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), alors que le troisième pic, à 870 °C, manifeste de la décomposition de la calcite (CaCO_3). Toutes les réactions de décomposition sont accompagnées d'une perte de masse correspondant à la perte d'eau pour la réaction de décomposition de la portlandite ou de gaz carbonique dans le cas de la décomposition de la calcite. Les températures caractéristiques sont en accord avec celles trouvées par d'autres auteurs (Baroghel-Bouny, 1994, Noumowé, 1995, Tsimbrovska, 1998, Alarcon-Ruiz *et al.*, 2005). Sensiblement, l'analyse ATG / ATD souligne les mêmes tendances que celles observées à l'issue de la DRX.

Après analyse par la DRX et l'ATG / ATD, nous pouvons constater que le béton étudié dans la gamme de températures considérées (jusqu'à 150 °C) n'est pas affecté par des modifications chemo-minéralogiques. L'endommagement thermique, responsable de l'augmentation de la perméabilité sous la température et après refroidissement, est alors dû uniquement à la microfissuration par effets thermo-mécaniques (suite à la dilatation différentielle de la pâte de ciment et des granulats), et non thermo-chimiques.

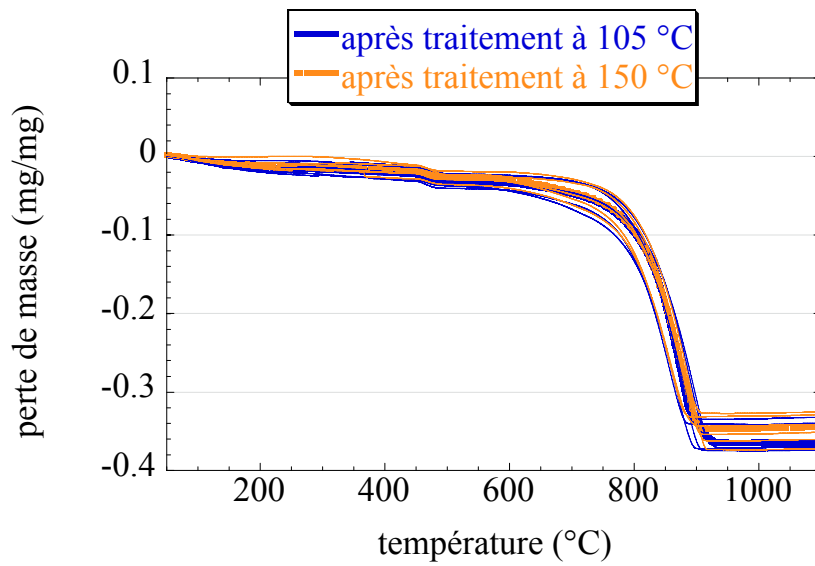


Figure 3.14 : Thermogramme de l'ATG pour le béton séché à 105 °C, puis testé à la perméabilité sous une température de 105 °C ou 150 °C (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

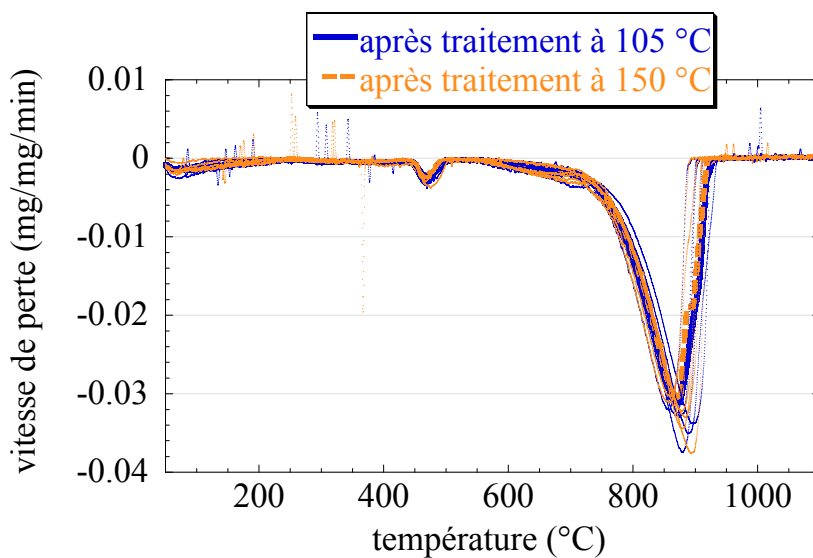


Figure 3.15 : Thermogramme de l'ATD pour le béton séché à 105 °C, puis testé à la perméabilité sous une température de 105 °C ou 150 °C (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

3.2.1.2. Considérations sur les effets de la température sur la perméabilité

A l'issue de l'analyse de l'identification des effets de la température sur la structure poreuse du béton, nous distinguons trois principaux phénomènes, dont un (suction capillaire) que nous considérons comme antagoniste aux deux autres, qui influencent la perméabilité du béton lorsqu'il est soumis à une température élevée. Il s'agit de :

1. l'élargissement des pores
2. l'augmentation de la porosité capillaire
3. la suction capillaire

Le premier phénomène est lié à la dilatation du réseau poreux, qui mène à l'augmentation de la taille des pores. Nous supposons que l'accès aux pores existants, mais isolés à l'état refroidi devient possible par la réouverture des cloisons capillaires par l'intermédiaire de la dilatation (Tsimbrovska, 1998, Lion, 2004). L'évolution du coefficient de Klinkenberg, fiable jusqu'à 105 °C, vérifie cette hypothèse.

L'augmentation de la porosité capillaire, mise en évidence par la porosimétrie au mercure, témoigne de la microfissuration. La microfissuration thermique, par effets mécaniques, a lieu à l'interface pâte de ciment-granulat suite à la dilatation différentielle des constituants du béton. Le changement de la porosité est également dû au départ de l'eau capillaire.

Ces deux phénomènes contribuent à l'augmentation de la perméabilité du béton sous la température à travers la création et l'augmentation de la taille des chemins d'écoulement dans le béton.

Cependant, il existe en parallèle un autre phénomène favorisant la diminution de la perméabilité sous température ; il apparaît aussi pendant la dessiccation, le séchage ou la désaturation du béton. Il s'agit de la suction capillaire qui est d'autant plus élevée que les ménisques capillaires sont petits, donc lorsque la teneur en eau est faible (voir, par exemple, Dullien, 1979). Par la mise en compression isotrope du squelette poreux du béton par la suction capillaire, une réduction de la taille des pores peut se produire. Cependant, la suction ne fait probablement que réduire les deux premiers effets (élargissement des pores et création des pores) et elle ne peut pas les annuler ou les dépasser car, pour qu'elle s'active, il faut que la taille des pores augmente au début par dilatation. La contribution de la suction capillaire mène à un léger rétrécissement des pores dilatés. Cette hypothèse est vérifiée par nos résultats expérimentaux obtenus sous 150 °C, mettant en évidence que la perméabilité mesurée sous température est inférieure à celle mesurée après refroidissement (mais toujours supérieure à celle mesurée à 20 °C) et que la résistance à la compression augmente sous température. La suction représente ainsi un effet antagoniste induit vis-à-vis de la perméabilité.

Finalement, à 105 °C, les effets de la température, tels que l'élargissement des pores et la suction capillaire, sont entièrement réversibles. La suction s'active, mais l'eau ne s'échappe pas des capillaires. C'est pourquoi, la perméabilité est entièrement rétablie après refroidissement, même après plusieurs cycles de chauffage.

Sous 150 °C, les effets de la température, dont l'élargissement des pores, la création des nouveaux pores (de dimension de pores capillaires) par la dilatation différentielle et le départ d'eau capillaire, puis la suction capillaire, sont responsables de l'évolution de la perméabilité sous température.

Finalement, nous pouvons utiliser la relation phénoménologique (1.46) entre la température (T) et la perméabilité (k) proposée par Bazant et Thonghulai (1978) et Gawin (2005). Nous ajustons les paramètres sur nos résultats expérimentaux, ce qui donne :

$$k = k_0 \exp[C_T(T - T_0)] \quad (3.12)$$

où k_0 est la perméabilité initiale à la température de référence T_0 et C_T est un paramètre du matériau. Avec nos données expérimentales, nous avons : $T_0 = 20^\circ\text{C}$, $C_T = 0,001$ (obtenu par la méthode des moindres carrés). Le coefficient de corrélation des données expérimentales à cette relation est de 0,75. Cette relation d'ajustement est présentée sur la Figure 3.16.

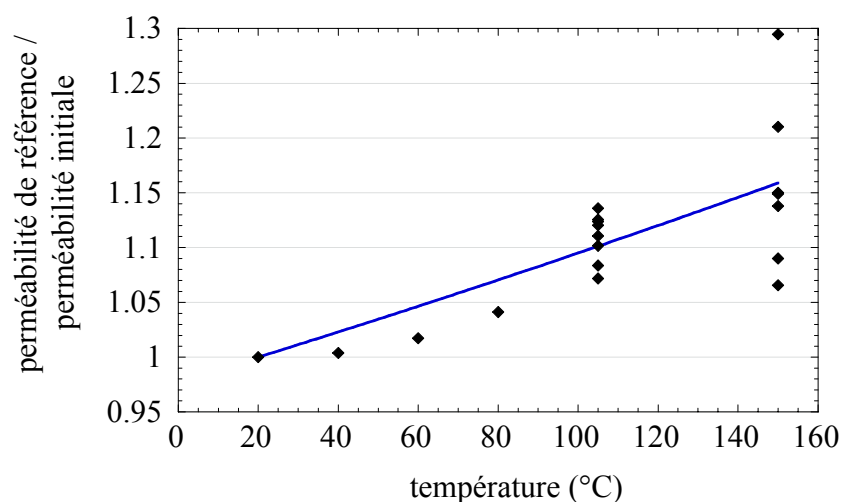


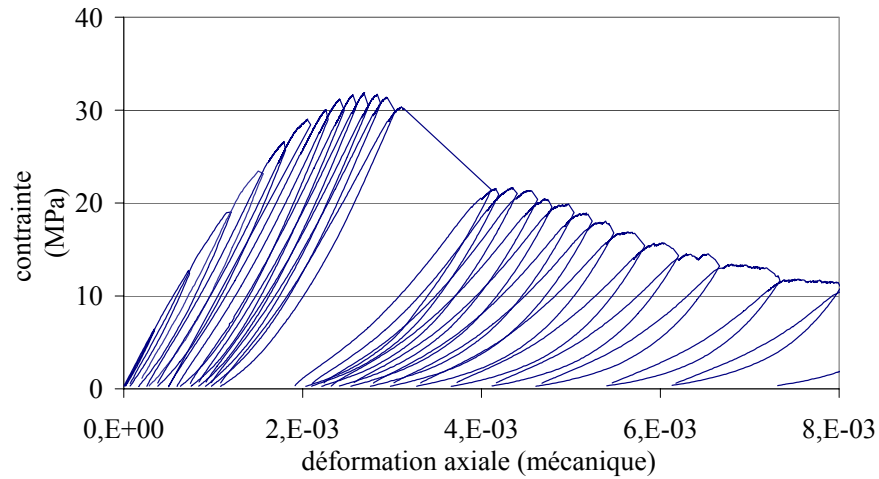
Figure 3.16 : Evolution de la perméabilité avec la température (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

3.2.2. Evolution de la perméabilité avec la température et le chargement mécanique

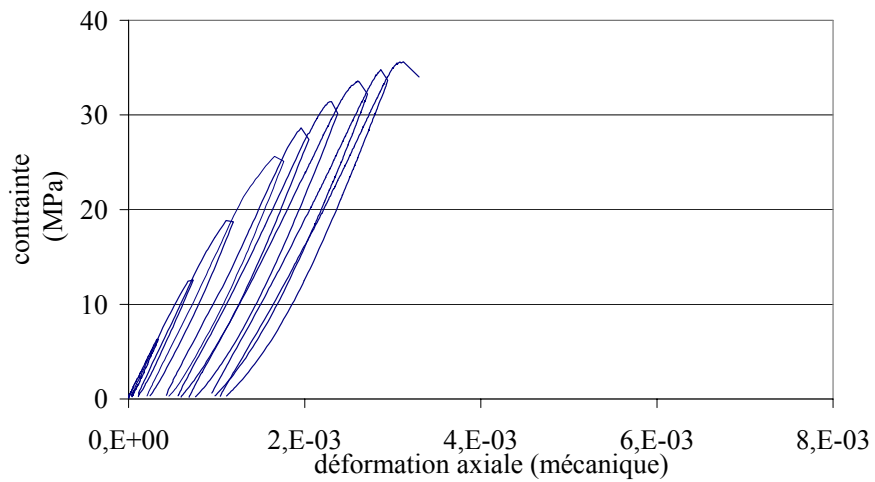
Nous rappelons que dans cette étude nous nous intéressons à l'évolution de la perméabilité sous température et au cours du chargement mécanique ainsi qu'après déchargement. L'évolution de la perméabilité après refroidissement n'est pas considérée ici (cette étude, réalisée uniquement sur une seule éprouvette, n'est pas représentative). A chaque fois, les résultats obtenus sous la température de 105 °C ou de 150 °C sont comparés avec ceux obtenus sous la température de 20 °C.

Les courbes type contrainte-déformation axiale de comportement mécanique, enregistrées pendant les essais de perméabilité effectués sous température de 105 °C ou 150 °C, sont présentées sur la Figure 3.17 (cf. Figure 2.11 pour le comportement sous 20 °C). Sur ces courbes nous montrons uniquement la déformation axiale mécanique en compression, alors que la déformation thermique jusqu'à 105 °C (pas de mesure à 150 °C à cause de la limitation de la tenue des jauges) est montrée sur la Figure 3.18. Pour les essais réalisés sous 105 °C, le comportement demeure encore relativement ductile et les mesures de perméabilité sont accessibles dans la phase post-pic en continu. Cependant, sous 150 °C, le comportement mécanique devient très fragile ; ceci limite les mesures de perméabilité dans la phase post-pic en continu. Cette tendance du matériau à devenir plus fragile avec la température a été également

observée dans d'autres études (voir, par exemple, Noumowé, 1995). Comme le comportement est instable, la rupture est fragile et il devient difficile de contrôler le chargement dans la phase post-pic, pendant que plusieurs mesures de perméabilité nécessitent d'être effectuées.



(a)



(b)

Figure 3.17 : Courbes type contrainte-déformation axiale d'une éprouvette obtenues à l'issu de l'essai de perméabilité à (a) 105 °C et (b) 150 °C.

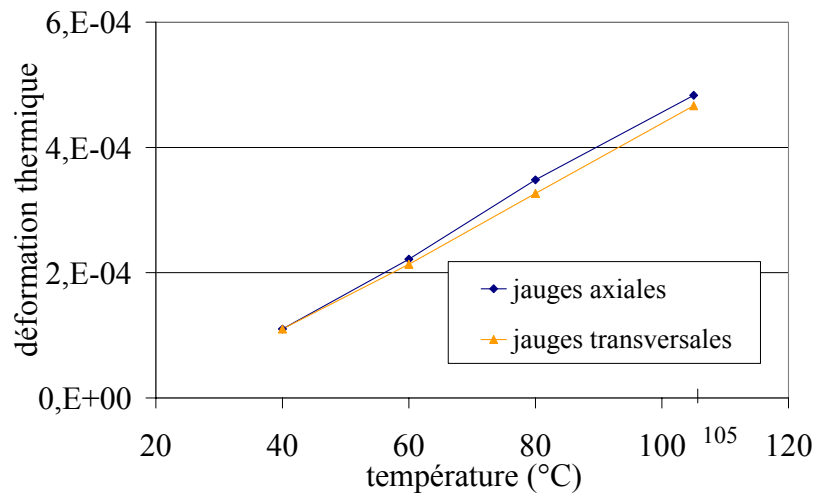
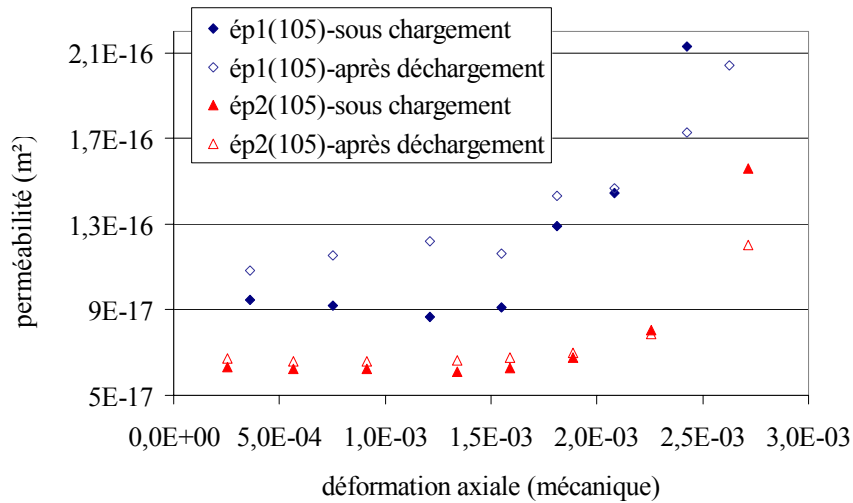


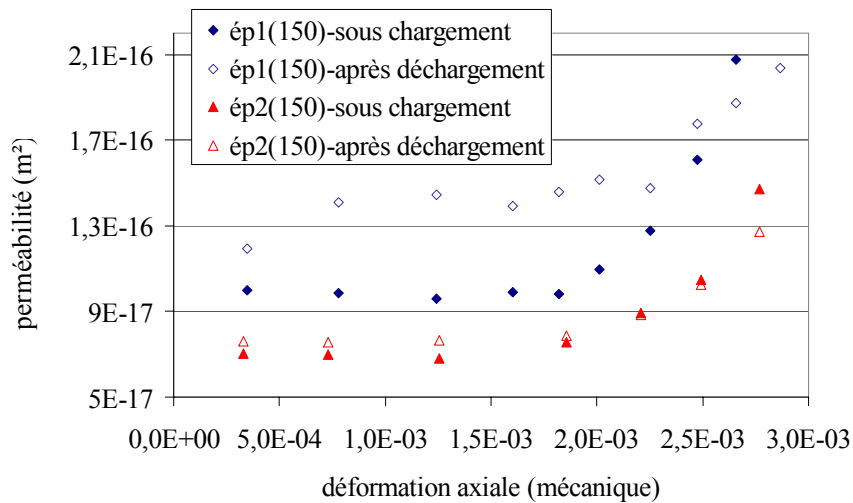
Figure 3.18 : Déformation thermique du béton.

3.2.2.1. Influence de l'état de contrainte sur la perméabilité

Afin de caractériser l'effet de l'état de contrainte sous température sur la perméabilité, nous l'avons mesurée sous chargement mécanique et après déchargement. Là encore, différents niveaux de chargement dans les phases pré-pic et post-pic du comportement mécanique ont été considérés lorsque le comportement était stable. Les résultats présentés sur la Figure 3.19 montrent les perméabilités absolues des éprouvettes chargées, puis déchargées sous température de 105 °C ou 150 °C, qui ont subi une certaine déformation axiale au cours du chargement mécanique dans la phase pré-pic du comportement (voir Figure 3.16). Pour des raisons de lisibilité du graphique, les résultats sont montrés sur deux éprouvettes représentatives par température, mais tous les résultats sont similaires. Nous remarquons que, comme à 20 °C (voir Figure 2.12), les évolutions de la perméabilité sous chargement et après déchargement sont très proches malgré des amplitudes et des cinétiques différentes.



(a)



(b)

Figure 3.19 : Perméabilités chargées et déchargées pour plusieurs niveaux du chargement mécanique subi à (a) 105 °C et (b) 150 °C (résultats présentés pour deux éprouvettes représentatives par température).

A 105 °C, jusqu'à la déformation axiale proche de $2,1 \cdot 10^{-3}$, et jusqu'à la déformation axiale comprise entre $2,2 \cdot 10^{-3}$ et $2,6 \cdot 10^{-3}$ à 150 °C, la perméabilité déterminée après déchargement est supérieure à la perméabilité mesurée sous chargement. Cependant, à partir de ce niveau seuil de déformation axiale, l'effet s'inverse ; la perméabilité sous chargement devient supérieure à celle après déchargement pour les deux températures. Le décalage de cette déformation seuil est dû à la compensation de la déformation thermique qui augmente avec la température.

De plus, nous avons remarqué, que, comme à 20 °C, cet effet n'est pas uniquement présent sur les perméabilités intrinsèques, mais également sur les perméabilités apparentes. En conséquence, nous retrouvons les mêmes tendances que celles présentées sur la Figure 2.13.

Les résultats présentés sur la Figure 3.20 montrent le rapport entre la perméabilité sous chargement et après déchargement, obtenu pour différentes températures. Cette évolution est rapportée en fonction de la déformation axiale relative maximale, appliquée au cours du chargement mécanique. Nous remarquons que, pour les trois températures considérées, ce rapport atteint son maximum, compris entre 2,5 et 3, juste au début de la phase post-pic pour la déformation axiale avoisinant 110 %-120 % de la déformation au pic de la contrainte. Ce rapport s'accroît avec la température car la différence entre la perméabilité sous chargement et après déchargement devient plus prononcée sous température élevée, puis tend à devenir constante dans la phase post-pic.

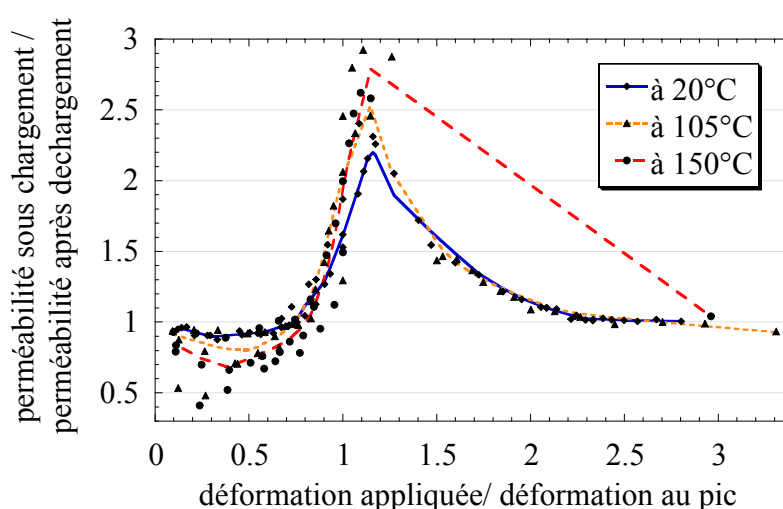


Figure 3.20 : Evolution du rapport entre la perméabilité sous chargement et après déchargement en fonction de la déformation axiale relative maximale appliquée pour trois températures considérées (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

Jusqu'à la déformation proche de 75-80 % de la déformation au pic de contrainte à 105 °C et 150 °C, ce rapport est inférieur à 1, ce qui souligne que la perméabilité, déterminée sous chargement, est initialement inférieure à la perméabilité déterminée après déchargement.

Au delà de 75-80 % de la déformation au pic de la contrainte, ce rapport devient supérieur à 1. Ces résultats sont donc sensiblement proches de ceux obtenus à 20 °C (voir §2.2.3.). Comme à 20 °C, nous traduisons l'effet de la légère diminution, puis l'augmentation de la perméabilité sous 105 °C et 150 °C par la compétition entre les effets d'écrasement de la porosité initiale (le comportement est réversible après déchargement) et de la microfissuration d'origine mécanique (le comportement n'est pas réversible, mais la refermeture des fissures est possible après déchargement). Ce phénomène est contrôlé par le comportement volumique du béton sous la compression uniaxiale qui est présenté dans le paragraphe suivant (voir §3.2.2.2.).

Les résultats, obtenus pour les trois températures considérées (Figure 3.20), révèlent la capacité du matériau à rétablir la perméabilité suite à la refermeture des fissures après déchargement. Cette capacité est significative dans la phase pré-pic et au début de la phase post-pic, puis décroît fortement dans la phase post-pic pour le matériau fortement endommagé pour lequel la refermeture des fissures ne devient que partielle (voir impossible). En effet, la perméabilité mesurée sous chargement devient sensiblement égale à celle mesurée après déchargement.

3.2.2.2. Evolution de la perméabilité avec le chargement

Evolution de la perméabilité dans la phase pré-pic

Nous considérons ici la phase où les contraintes sont inférieures à 95 % de la contrainte maximale (au pic). La Figure 3.21 montre l'évolution de la perméabilité relative, avec la contrainte subie au cours du chargement dans la phase pré-pic du comportement mécanique. La perméabilité relative représente le rapport entre la perméabilité sous chargement mécanique et sous la température de 20 °C, 105 °C ou 150 °C, et la perméabilité de référence déterminée à la même température mais sans chargement.

Les résultats obtenus révèlent des phases caractéristiques de l'évolution de la perméabilité avec la contrainte dans la phase pré-pic. La présence de ces phases reste indépendante de la température.

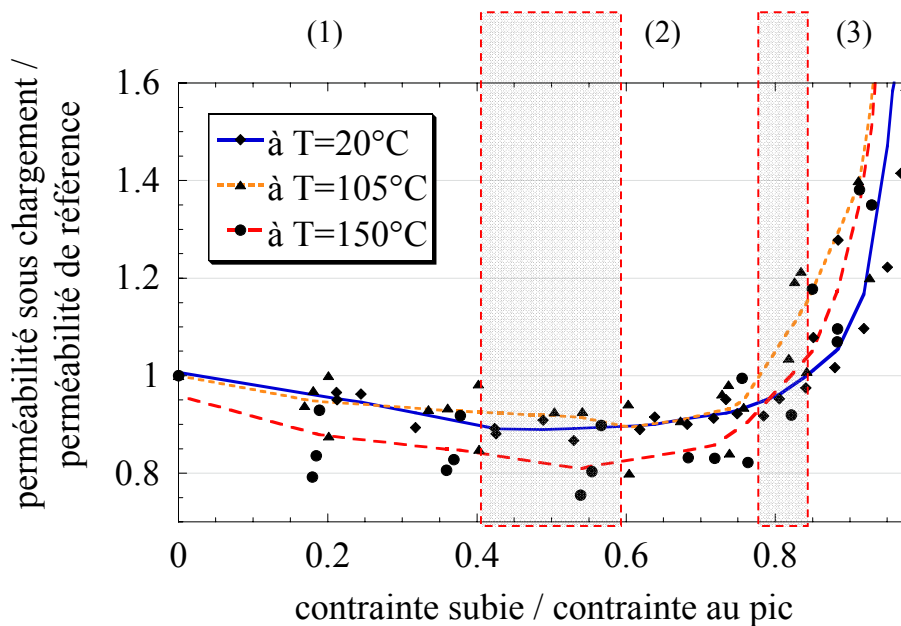


Figure 3.21 : Evolution de la perméabilité relative, déterminée sous chargement et après déchargement, avec la contrainte relative (maximale) subie au cours du chargement pour les trois températures considérées

(les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales ; (1), (2), (3) correspondent aux phases caractéristiques d'évolution de la perméabilité).

La première phase (1), révélant une légère diminution de la perméabilité, correspond à une plage de contrainte entre 0 % et 40 %-60 % de la contrainte maximale. La deuxième phase (2) représente une légère diminution de la perméabilité entre 40-60 % et 80-85 % de la contrainte maximale. La troisième phase (3) se distingue à partir de 80-85 % de la contrainte maximale lorsque la perméabilité augmente nettement. Nous supposons que la localisation de la fissuration n'a pas encore eu lieu dans cette phase.

Finalement, nous remarquons que ces phases sont identiques à celles à la température de 20 °C. Ainsi, il est très important de noter que la température n'a pas d'effet sur l'évolution de la perméabilité relative à l'état mécanique dans la phase pré-pic. Les explications des phénomènes

associés à l'évolution de la perméabilité dans la phase pré-pic sont similaires à celles rapportées dans le paragraphe §2.2.2. sur les résultats d'essais conduits sous 20 °C. La présence de ces phases s'explique donc par les modifications de la structure poreuse du béton sous la compression uniaxiale, qui sont reliées au comportement volumique du béton. Comme les évolutions de la perméabilité sont indépendantes de la température, nous supposons que l'évolution du comportement volumique du béton ne doit pas être non plus affecté par la température. Cette hypothèse est vérifiée sous 105 °C, comme le montre la Figure 3.22. Identiquement à 20 °C (cf. Figure 2.16), le changement du comportement volumique a lieu proche de 80 % de la contrainte au pic (marqué par un trait en pointillé sur la Figure 3.22).

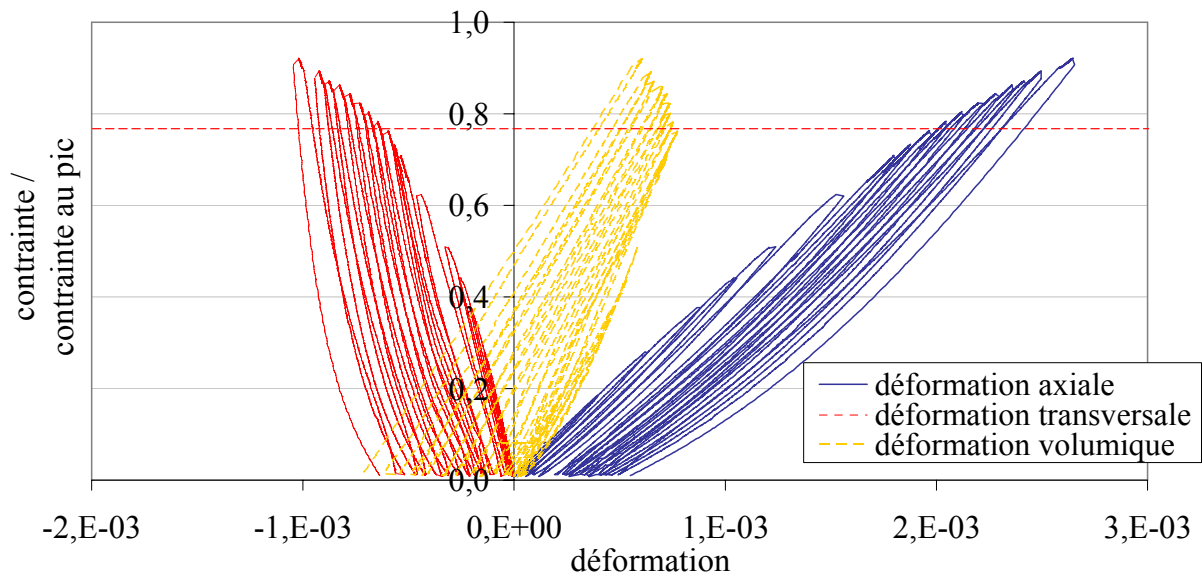


Figure 3.22 : Réponse type en contrainte-déformation (axiale, transversale, volumique) d'une éprouvette sous 105 °C (obtenue à l'issue d'un essai de perméabilité).

Phase pré-pic, pic et phase post-pic

Les résultats présentés dans la Figure 3.23 montrent l'évolution totale de la perméabilité relative (rapport entre la perméabilité à 20 °C, 105 °C ou 150 °C et la perméabilité initiale à 20 °C) sous chargement et après déchargement en fonction de la déformation relative maximale appliquée pour les trois températures considérées.

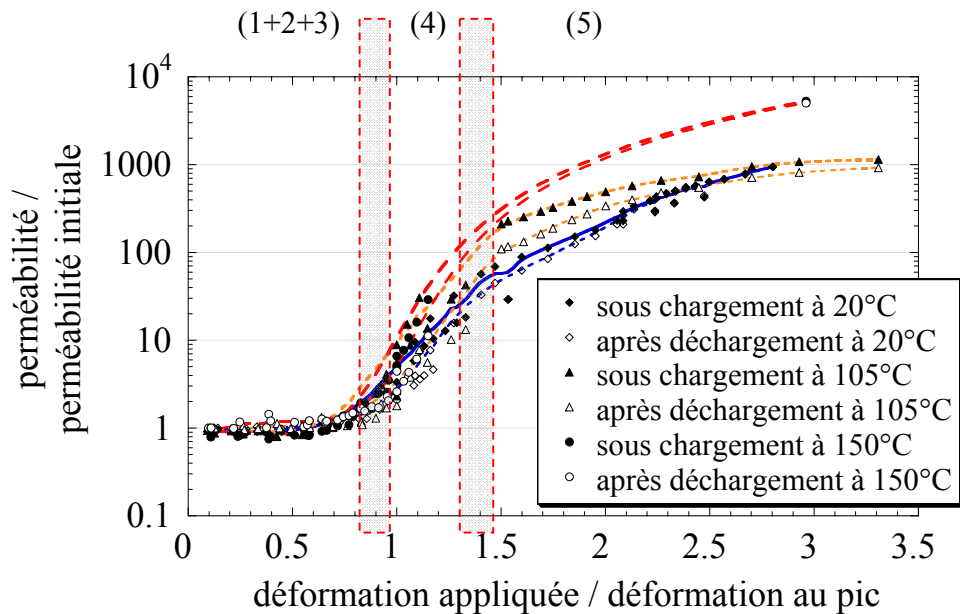


Figure 3.23 : Evolution totale de la perméabilité relative (sous chargement et après déchargement) avec la déformation relative maximale pour trois températures (échelle logarithmique pour la perméabilité, les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

Nous observons que les perméabilités deviennent plus importantes avec la température. Ce phénomène peut s'expliquer par la température qui rend le comportement du béton plus fragile. En effet, lorsque l'essai est réalisé sous 20 °C, le réseau de plusieurs macrofissures, parallèles au chargement, est facilement discernable à la rupture qui est plutôt ductile (Figure 3.24 (a)). Cependant, sous 150 °C, une seule macrofissure traverse généralement l'éprouvette (Figure 3.24 (c)) et la rupture est brutale. De plus, la formation nette d'un plan de cisaillement est remarquée. Sous 105 °C, nous avons observé les deux modes de rupture de manière aléatoire. Néanmoins, dans la plupart des cas (trois fois sur quatre), la rupture a été plus proche de celle observée sous 20 °C (Figure 3.24 (b)).

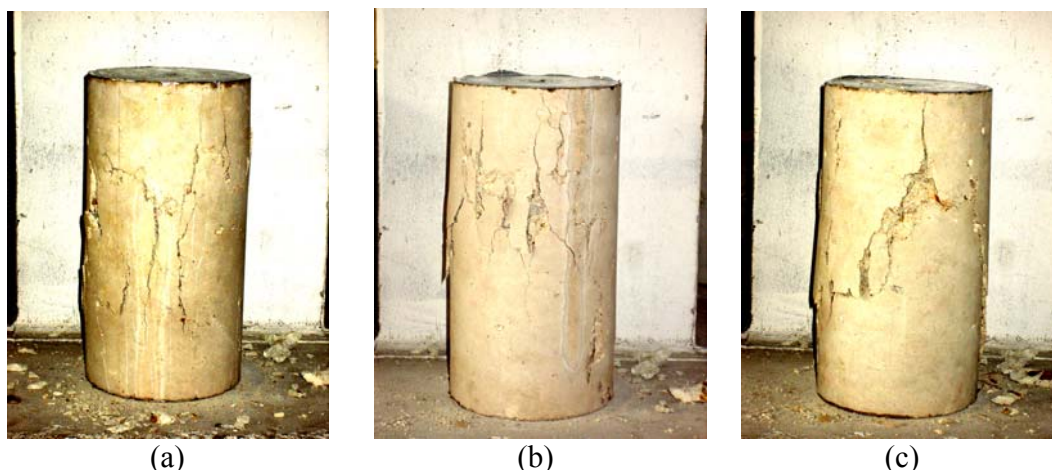


Figure 3.24 : *Eprouvettes à la rupture par compression uniaxiale sous température de (a) 20 °C (b) 105 °C et (c) 150 °C.*

Ces observations prouvent que la microfissuration diffuse sous une température élevée est moins développée, que des macrofissures traversantes apparaissent plus tôt et qu'elles ont des ouvertures plus importantes qu'à 20 °C. En conséquence, la perméabilité (ou plutôt le flux) du matériau avec des grandes macrofissures (sous une température élevée) devient plus importante que celle du matériau comportant des microfissures ou macrofissures plus fines (sous 20 °C). Cette hypothèse se justifie par l'effet de la constrictivité des chemins d'écoulement et s'explique par la loi de Poiseuille.

Au delà, nous notons que la cinétique de la perméabilité augmente également avec la température. A 105 °C, bien que cette température ait été appliquée à tous les spécimens pendant le séchage, la cinétique de la perméabilité est plus grande qu'à 20 °C. A 150 °C, la perméabilité n'a pu être mesurée en continu dans la phase post-pic en raison de la fragilité du béton. En effet, les mesures de la perméabilité ont été effectuées jusqu'au pic, puis à la rupture. Nous avons interpolé ces résultats par une courbe d'ajustement (lissage) entre le pic et la rupture, en supposant que sa forme ne devrait pas être très différente de celle observée à d'autres températures, notamment à 105 °C et 20 °C. En conséquence, nous observons que cette cinétique de l'évolution de la perméabilité à 150 °C est plus grande qu'à 20 °C et 105 °C. Cependant, comme on a pu mesurer la déformation axiale à la rupture sous 150 °C sur une et une seule éprouvette (pour d'autres éprouvettes les capteurs de déplacement ont été saturés à la rupture sous 150 °C), ce résultat a besoin d'être vérifié par d'autres essais.

Les évolutions de la perméabilité, obtenues à 105 °C et 150 °C, soulignent la présence de plusieurs régimes d'évolution de la perméabilité avec la déformation axiale. Ces cinq régimes (Figure 3.23) apparaissent indépendamment de la température et de l'état de contrainte ; ils correspondent donc sensiblement à ceux observés à 20 °C. Ils sont reliés à la création des microfissures diffuses dans la phase pré-pic qui, par coalescence, se localisent pour former des fissures localisées macroscopiques se propageant dans la phase post-pic. Pour plus d'explications, voir §2.2.3.

Toutefois, nous observons que dans des conditions d'essai particulières (béton séché à 105 °C, température d'essai 150 °C au maximum), les effets du chargement mécanique sont prépondérants par rapport à ceux de la température.

3.3. Relation endommagement-température-perméabilité

Etant donné que la température à de faibles niveaux (tel que 150 °C) provoque plutôt un endommagement diffus (microfissuration à l'interface pâte-granulat) et que la localisation de la fissuration a lieu juste avant le pic de contrainte, nous allons tenter d'établir, sur la base de nos résultats expérimentaux, une relation entre les effets de la température et de l'endommagement diffus sur la perméabilité. Comme l'effet de l'état de contrainte peut être découplé de la relation de l'évolution de la perméabilité (voir §2.3.), son influence n'est pas considérée dans cette analyse. Seule l'évolution de la perméabilité après déchargement est donc prise en compte.

L'endommagement est déterminé à partir de la variation du module d'élasticité du déchargement. L'endommagement thermique, identifié pourtant à 150 °C, est difficilement quantifiable à partir de la variation du module d'élasticité du déchargement en compression. Cela peut être attribué au fait que l'orientation des fissures n'est pas vraiment la même sous chargement en compression et sous température. En effet, nous n'identifions pas d'endommagement sous un chargement uniaxial, alors qu'un chargement isotrope triaxial pourrait peut-être le mettre en évidence. Toutefois, dans le cas de nos essais, l'endommagement thermique est nettement plus faible par rapport à celui dû au chargement mécanique. Par conséquent, l'endommagement calculé correspond uniquement à un endommagement mécanique.

Sur la Figure 3.25, les évolutions de la perméabilité relative en fonction de l'endommagement calculé pour chaque éprouvette sous température de 20 °C, 105 °C ou 150 °C (selon la méthode décrite dans le paragraphe §2.3.) sont présentées. La perméabilité relative à l'état mécanique est obtenue comme le rapport entre la perméabilité après déchargement et la perméabilité de référence à la même température. Nous observons que les évolutions de ces perméabilités relatives, déterminées pour différentes températures, suivent une même évolution représentée par la courbe principale sur la Figure 3.25. Cette évolution se révèle donc être indépendante de la température.

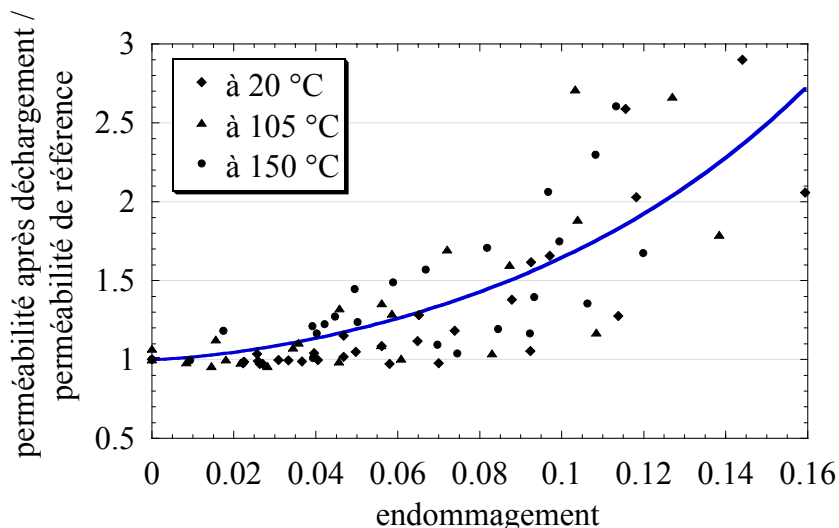


Figure 3.25 : Evolutions de la perméabilité relative à l'état mécanique avec l'endommagement déterminée pour les trois températures considérées (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

Quant aux effets de la température sur la perméabilité, nous proposons de maintenir la relation proposée dans l'équation (3.12) : $k = k_0 \exp[C_T(T - T_0)]$. En particulier, nous nous apercevons que cette relation reste valable indépendamment de l'endommagement (voir Figure 3.26).

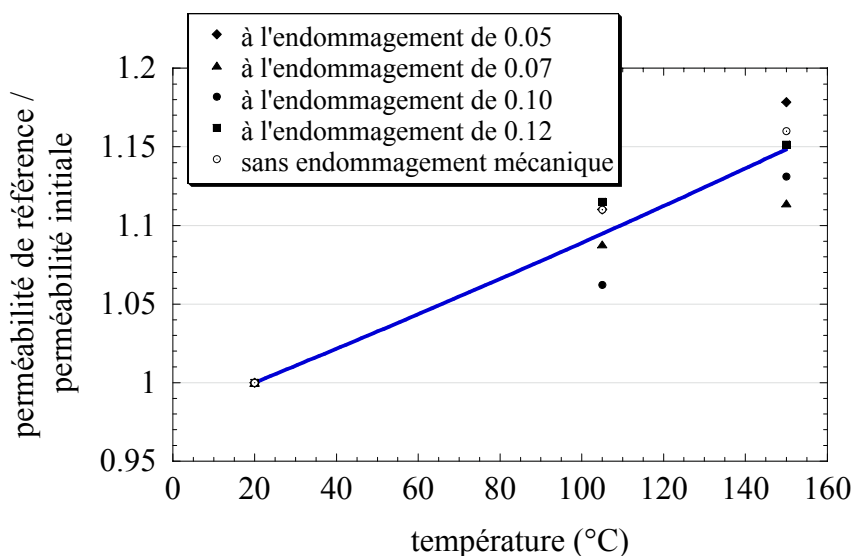


Figure 3.26 : Evolution d'une perméabilité relative avec la température déterminée pour les trois températures considérées (la ligne correspond à la courbe d'ajustement des données expérimentales).

L'identification de deux relations montrées respectivement sur la Figure 3.25 et 3.26, indépendante l'une de l'autre, nous permet de faire l'hypothèse que, pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité du béton, les effets de l'endommagement et de la température peuvent être découplés. Ainsi, nous proposons la loi d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement et la température (Choinska *et al.*, 2006) :

$$k = k_0 f(D) g(T) \tag{3.13}$$

où k_0 est la perméabilité initiale à la température de référence T_0 et avant toute sollicitation mécanique, $f(D)$ est une fonction de l'endommagement, alors que $g(T)$ est une fonction de la température. Sur la base de nos résultats expérimentaux, nous proposons pour la première fonction :

$$f(D) = \exp[(\alpha D)^\beta] \tag{3.14}$$

avec $\alpha = 6,3$ et $\beta = 1,5$. Le coefficient de corrélation des données expérimentales à cette fonction est de 0,79.

La fonction de température est donnée par la relation suivante :

$$g(T) = \exp[C_T(T - T_0)] \tag{3.15}$$

avec $C_T = 0,001$ et $T_0 = 20^\circ C$. Le coefficient de corrélation de la moyenne des données expérimentales à cette fonction est de 0,96.

Par ailleurs, le format de cette loi d'interaction, ajustée sur nos résultats expérimentaux, est en accord avec celle proposée par Gawin *et al.* (2002) (voir (1.48)).

3.3.1. Considération sur la validité de la relation endommagement-température-perméabilité

La loi d'interaction proposée se base sur un endommagement d'origine mécanique. Cependant, les autres auteurs, notamment Gawin *et al.* (2005) et Dal Pont *et al.* (2005) proposent une loi d'interaction (1.55), qui est du même type que la relation (3.14), mais qui s'applique à un endommagement d'origine thermique (thermo-chimique et / ou thermo-mécanique). En effet, nous présumons que les effets couplés de tout endommagement, comme mécanique, thermique (séchage ou d'autres traitements thermiques) ou chimique (décomposition minéralogique, dégradation chimique par les acides, sulfates ou décalcification), peuvent être finalement considérés par une relation unique vis-à-vis de la perméabilité. Un endommagement unique, relatif toutefois à une porosité (au sens d'endommagement de Mazars, 1984), contrôle la perméabilité. Cependant, comme l'endommagement est irréversible, il n'est pas capable de représenter l'influence des phénomènes réversibles sur la perméabilité. Il s'agit, entre autres, de l'état de contrainte, de l'effet du changement de la taille des pores sous température ou de l'effet de départ de l'eau libre. C'est pourquoi ces paramètres, en plus de l'endommagement, nécessitent d'être pris en compte à notre avis lorsque l'évolution complète de la perméabilité doit être établie.

3.3.2. Limite d'application de la relation endommagement-température-perméabilité

La loi d'interaction proposée dans (3.13) ne reste valable que pour des endommagements diffus et par conséquent s'applique uniquement dans la phase pré-pic. Afin de modéliser, puis représenter correctement l'accroissement de la perméabilité au pic et dans la phase post-pic du comportement du béton d'une structure, la prise en compte de l'ouverture de fissure dans la loi d'évolution de la perméabilité est indispensable. La modélisation proposée dans le Chapitre 4 se révèle capitale pour cela. Nous rappelons qu'elle permettra de relier l'endommagement diffus avec l'ouverture de fissure et, par conséquent, la perméabilité du milieu microfissuré avec celle du milieu macrofissuré.

3.3.3. Considération sur la validité du découplage dans la phase post-pic

Nous présumons que le découplage reste valide uniquement lorsque l'endommagement est faible et diffus de façon homogène dans le matériau. Comme nous l'avons remarqué sur nos résultats expérimentaux, la fissuration dans la phase post-pic, ainsi que le mode de rupture, deviennent affectés par la température. En effet, dû à ce couplage thermo-mécanique, les effets de la température et de la fissuration ne peuvent pas être découplés pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité.

CONCLUSIONS

Ce chapitre présente nos travaux concernant l'évolution de la perméabilité avec la température, puis simultanément avec la température et le chargement mécanique. Les mesures de la perméabilité ont été réalisées sous température, sous chargement mécanique et après déchargement. En outre, des mesures ont été réalisées sur une éprouvette après refroidissement. De manière générale, nous avons remarqué que la température induit une augmentation de la perméabilité. Cependant, dû au fait que le béton a été séché avant l'essai de perméabilité à 105 °C et les essais ont été effectués au maximum sous 150 °C, l'évolution de la perméabilité s'est montrée assez faible.

A l'issue de l'analyse de l'identification des effets de la température sur la structure poreuse du béton, nous avons pu distinguer trois principaux phénomènes, dont un antagoniste, qui influence la perméabilité du béton lorsqu'il est soumis à une température élevée. Il s'agit de l'augmentation de la porosité capillaire, de l'élargissement des pores et de la succion capillaire qui ont lieu par les effets de la dilatation thermique du béton. Les deux premiers phénomènes contribuent à l'augmentation de la perméabilité du béton sous la température à travers la création et l'augmentation de la taille de chemins d'écoulement dans le béton. La succion ne fait que diminuer les deux premiers effets et elle ne peut pas les annuler ou les dépasser, car pour qu'elle s'active, il faut que la taille des pores augmente au début par dilatation.

Concernant l'évolution de la perméabilité avec la température et le chargement mécanique, nous avons observé que les effets du chargement sont prépondérants par rapport à ceux de la température. Les effets du chargement mécanique ont été caractérisés par un endommagement, déterminé comme une perte relative du module de déchargement sous température.

Nous avons remarqué que les effets de la température et de l'endommagement peuvent être découplés afin d'estimer la perméabilité. Par conséquent, dans la loi d'interaction proposée sur la base de nos résultats expérimentaux, l'évolution de la perméabilité relative à l'état mécanique paraît indépendante de la température. De même, l'évolution de la perméabilité relative à la température se montre indépendante par rapport à l'endommagement.

Etant donné que les conditions des essais réalisés sont particulières, cette loi d'interaction nécessite d'être vérifiée sur d'autres bétons et sur une plage plus large de températures. Elle ne s'applique que lorsque le matériau est endommagé de façon homogène. En effet, elle est valable avant le pic de contrainte.

CHAPITRE 3

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INTERACTION ENDOMMAGEMENT-FISSURATION-TEMPERATURE-PERMEABILITE

CHAPITRE 4 :

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

INTRODUCTION :

Vers une loi d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement et l'ouverture de fissure

Dans les deux chapitres précédents, nous avons montré les résultats expérimentaux mettant en évidence l'évolution de la perméabilité du béton avec les effets des sollicitations mécaniques, de la température et des deux contraintes simultanément. Les sollicitations mécaniques et thermiques ont pour point commun (vis-à-vis de la perméabilité) de provoquer la fissuration du béton. En effet, nous avons observé que les effets de l'endommagement (microfissuration diffuse) et de la température peuvent être découplés, au moins dans la phase pré-pic, pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité. Cependant, la loi d'évolution proposée (voir (2.8) ou (3.14)), basée sur une approche continue (voir §1.2.5.2.), ne peut s'appliquer que lorsque le matériau est endommagé de façon homogène. Par conséquent, cette loi d'évolution de la perméabilité est valable avant le pic de contrainte, donc pour des endommagements modérés dus à une microfissuration diffuse. Cependant, aussi bien pour une éprouvette étudiée expérimentalement en laboratoire que pour un ouvrage réel, en particulier une enceinte de confinement de centrale nucléaire, les régimes de microfissuration diffuse et de fissuration localisée peuvent se succéder ou se superposer selon le type de chargement et selon la partie de la structure considérée.

Dans cette étude, nous souhaitons caractériser, par l'intermédiaire d'une modélisation unique, divers régimes d'évolution de la perméabilité observés dans les phases de microfissuration et de macrofissuration (voir Figures 2.19 et 3.23). Pour cela, il est indispensable de déterminer un paramètre capable de caractériser l'évolution de la perméabilité avec l'état mécanique du matériau dans le processus de rupture du béton. L'existence d'un et un seul paramètre est discutable. L'endommagement est représentatif de l'évolution de la perméabilité lorsque les microfissures restent diffuses, ce qui a lieu avant l'amorçage de la localisation de la fissuration. Diverses théories (Dormieux et Kondo, 2004, Chatzigeorgiou *et al.*, 2005, voir §1.2.5.2.1.) et études expérimentales (Picandet *et al.* (2001), §2.3, §3.3) confirment cette hypothèse. Les relations endommagement-perméabilité, généralement calées pour des faibles endommagements (§1.2.5.2.2.), ne sont pas capables de représenter l'évolution de la perméabilité dans les zones où la localisation des déformations a lieu. Ainsi, l'écriture d'une relation entre la perméabilité et l'endommagement n'a pas de sens physique pour de forts endommagements (proche de 1 représentant, par exemple, une fissure traversante) comme l'a déjà mentionné l'étude de Jason (2004). Dans ce cas, nous devrions retrouver la perméabilité d'un milieu fissuré, qui peut être approchée par l'intermédiaire de la loi de Poiseuille (voir description du modèle au paragraphe §1.2.5.1.).

Les relations endommagement-perméabilité (modèle continu, voir §1.2.5.2.) et ouverture de fissure-perméabilité (modèle discret, voir §1.2.5.1.) sont adaptées à ces différentes descriptions de la rupture. Bien que la transition entre l'endommagement diffus et la fissuration localisée

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

commence à être étudiée (voir, par exemple, Simone *et al.*, 2003 ou Sluys, 2004), la perméabilité d'un matériau microfissuré n'a jamais été raccordée avec celle d'un matériau macrofissuré au sein d'une loi d'évolution unique.

Dans cette optique, nous proposons d'aborder la problématique de la modélisation de l'évolution de la perméabilité selon deux approches. La première se base sur une définition de la loi de raccordement (loi des mélanges) entre la perméabilité en fonction de l'endommagement et la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure. La deuxième approche consiste à extraire une ouverture de fissure à partir d'un calcul mécanique basé sur un modèle d'endommagement continu et d'appliquer ensuite la loi d'écoulement de Poiseuille sur cette ouverture de fissure équivalente afin de déterminer la perméabilité. Ce travail s'inscrit dans le projet ANR « CONTIFISS » (fissuration continue), dont l'objectif majeur consiste à estimer l'ouverture de fissure à l'aide d'un modèle d'endommagement continu, puis d'appliquer cette équivalence mécanique à la loi d'évolution de la perméabilité. Les résultats, obtenus dans le cadre de ce projet, validés par des essais de perméabilité des disques en cours de fissuration par fendage, devront permettre de déboucher vers un modèle continu capable de reproduire les variations de perméabilité d'une structure dans ses régimes de fissuration diffuse et localisée.

Dans ce chapitre, nous rappelons tout d'abord les modèles non-locaux d'endommagement sur l'exemple du modèle de Mazars. Ensuite, les deux approches visant à déterminer une loi unique d'évolution de la perméabilité sont présentées. Enfin, nous nous intéressons aux effets d'échelle sur la perméabilité.

4.1. Rappels sur les modèles non-locaux d'endommagement sur l'exemple du modèle de Mazars

Le modèle d'endommagement de Mazars (1984) a été élaboré dans le cadre de la mécanique de l'endommagement (cf. 1.1.2.3).

Dans un premier temps, nous présentons ce modèle dans sa formulation locale, puis, dans un second temps, dans sa formulation non-locale.

4.1.1. Formulation locale

L'endommagement est piloté par une variable d'état Y , fonction du tenseur des déformations via un scalaire appelé déformation équivalente ε_{eq} qui permet de traduire un état triaxial par un état uniaxial. Comme les extensions sont prépondérantes dans le phénomène de fissuration du béton, cette déformation équivalente ε_{eq} , introduite par Mazars (1984), est définie à partir des déformations principales positives dans la direction i ($\langle \varepsilon_i \rangle_+$), soit :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\langle \varepsilon_i \rangle_+)^2} \quad (4.1)$$

Remarque :

Ce modèle est dit local car l'équation (4.1) ne dépend que des variables en x . Cela ne reflète pas la réalité des interactions entre microfissures due à l'hétérogénéité du matériau à l'échelle des granulats.

La surface de charge liée à l'endommagement s'écrit en fonction de la déformation équivalente :

$$f(\varepsilon_{eq}, Y) = \varepsilon_{eq} - Y \quad (4.2)$$

La variable Y prend la valeur maximale atteinte par ε_{eq} durant l'histoire du chargement :

$$Y = \max_{/t} (\varepsilon_{eq}, Y_{D0}) \quad (4.3)$$

où Y_{D0} est une déformation seuil d'endommagement.

Initialement, $Y = Y_{D0}$. Au cours du chargement, Y assure que la surface de charge entraîne la surface seuil, ce qui s'exprime par :

si $f(\varepsilon_{eq}, Y) = 0$ et $\dot{f}(\varepsilon_{eq}, Y) = 0$, alors $D = F(Y)$ avec $Y = \max_{/t} (\varepsilon_{eq}, Y_{D0})$ et $\dot{D} \geq 0$

sinon $\dot{D} = 0$ et $\dot{Y} = 0$ (4.4)

$F(Y)$ est une fonction décrivant l'évolution de l'endommagement. Pour prendre en compte la dissymétrie de la réponse mécanique du matériau entre la traction et la compression, la variable d'endommagement D résulte d'une combinaison entre l'endommagement de traction D_t et l'endommagement de compression D_c (Mazars, 1984) :

$$D = \alpha_t D_t + \alpha_c D_c \quad (4.5)$$

$$D_t = 1 - \frac{Y_{D0}(1 - A_t)}{Y} - \frac{A_t}{\exp[B_t(Y - Y_{D0})]} \quad (4.6)$$

$$D_c = 1 - \frac{Y_{D0}(1 - A_c)}{Y} - \frac{A_c}{\exp[B_c(Y - Y_{D0})]} \quad (4.7)$$

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE
AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

où Y_{D0} , A_t , B_t , A_c , B_c sont les paramètres matériau du modèle. Les coefficients α_t et α_c réalisent respectivement le couplage traction-endommagement et compression-endommagement et sont tels que $\alpha_t + \alpha_c = 1$. Ils sont calculés à partir du tenseur de déformation :

$$\alpha_t = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+ \langle \varepsilon_i^t \rangle}{\varepsilon_{eq}} \right)^\beta \quad \text{et} \quad \alpha_c = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+ \langle \varepsilon_i^c \rangle}{\varepsilon_{eq}} \right)^\beta \quad (4.8)$$

où $\langle \varepsilon_i^t \rangle$ et $\langle \varepsilon_i^c \rangle$ sont les déformations créées par les contraintes principales respectivement de traction et de compression. En traction pure, on a $\alpha_c = 0$ $\alpha_t = 1$; en compression pure, on a $\alpha_c = 1$ $\alpha_t = 0$. Le coefficient β est un paramètre matériau qui permet d'améliorer la réponse en cisaillement lorsqu'il est supérieur à 1. Toutefois, il est pris égal à 1 dans notre étude (car pas de rupture par cisaillement).

Le modèle d'endommagement de Mazars (1984) ne prend pas en compte les éventuelles déformations plastiques ou effets visqueux qui peuvent être observés au cours du chargement d'un béton. Cependant, d'autres modèles, basés sur celui-ci, tiennent compte du couplage endommagement-plasticité (voir par exemple l'état de l'art présenté par Jason (2004)).

De plus, la formulation locale du modèle d'endommagement pose des difficultés pour la modélisation de la rupture par localisation des déformations dans la phase adoucissante du matériau.

4.1.2. Formulation non-locale

4.1.2.1. Localisation et régularisation des déformations

Comme nous l'avons déjà rappelé dans le paragraphe §1.1.2.1., après la microfissuration diffuse qui apparaît dans les premiers temps du comportement non linéaire, les déformations ont tendance à se localiser pour former une macrofissure, contrairement à l'endommagement qui se développe expérimentalement dans une zone de dimension finie (bande d'endommagement, zone d'élaboration de la fissuration appelé Fracture Process Zone « FPZ »).

La localisation des déformations rend le problème mathématique à résoudre mal posé, car l'adoucissement cause une perte d'ellipticité des équations différentielles qui décrivent le processus de déformations (Benallal *et al.* 1993, Peerlings *et al.*, 1996). Finalement, les conditions initiales et les conditions aux limites, qui étaient correctement définies dans le cas elliptique, deviennent inadaptées pour le cas hyperbolique.

En conséquence, les solutions numériques donnent une réponse dépendante de la discrétisation spatiale (finesse et orientation du maillage) (voir, par exemple, les travaux de Crisfield, 1982 ou de Jason, 2004). En effet, l'emploi des lois adoucissantes en formulation locale mène à l'obtention d'une bande d'endommagement de dimension nulle lorsque la taille des éléments finis tend vers 0. Ce résultat aboutit ainsi à la rupture sans dissipation d'énergie, or ce phénomène n'est physiquement pas acceptable (Bazant, 1976).

4.1.2.2. Méthodes de régularisation

Afin de résoudre ce problème aboutissant à une localisation de l'endommagement, une méthode de régularisation peut s'appliquer, car les contraintes en un point matériel ne peuvent plus être décrites localement, mais doivent aussi prendre en compte les interactions entre les défauts (pores, microfissures) du milieu proche au niveau microstructural (Askes, 2000). Cette information spatiale, introduite sous la forme d'une longueur caractéristique, reflète des interactions entre les défauts (Bazant et Jirasek, 1994), est alors utilisée dans les modèles d'endommagement (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987, de Borst *et al.* 1993, Rodriguez-Feran, 2005). Par conséquent, dans ces modèles, l'endommagement devient piloté par une variable non-locale \bar{Y} qui s'écrit :

$$\bar{Y} = \max_{\varepsilon_{eq}, Y_{D0}} \quad (4.9)$$

où $\bar{\varepsilon}_{eq}$ est la déformation équivalente régularisée, décrite dans les paragraphes suivants selon deux types de modèles régularisés utilisés par la suite : les modèles non-locaux basés sur une formulation intégrale et les modèles non-locaux basés sur une formulation implicite en gradient de déformations.

4.1.2.2.1. Modèle non-local intégral

La régularisation de l'endommagement est obtenue en utilisant la moyenne pondérée de la variable d'état Y sur un domaine Ω . Pour le modèle de Mazars, la déformation équivalente non-locale en tout point x de la structure s'écrit (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987) :

$$\bar{\varepsilon}_{eq}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \phi(x-s) \varepsilon_{eq}(s) d\Omega \quad (4.10)$$

où Ω est le volume de la structure, $V_r(x)$ est le volume représentatif au point x :

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \phi(x-s) d\Omega \quad (4.11)$$

$\phi(x-s)$ est une fonction de pondération non-locale dont la forme la plus répandue est une « Gaussienne » :

$$\phi(x-s) = \exp\left(-\frac{4\|x-s\|^2}{l_c^2}\right) \quad (4.12)$$

l_c est la longueur caractéristique du matériau, appelée plus généralement longueur interne pour un milieu non-local et liée à la taille des hétérogénéités.

4.1.2.2.2. Modèle non-local gradient implicite

Cette formulation se base sur le calcul de la déformation équivalente non-locale suivant la relation à résoudre sur Ω :

$$\varepsilon_{eq} = \bar{\varepsilon}_{eq} - c \nabla^2 \bar{\varepsilon}_{eq} \quad (4.13)$$

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE
AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

où le paramètre c a la dimension d'une longueur au carré caractérisant le milieu hétérogène. La condition aux limites imposée sur $\partial\Omega$ est la suivante :

$$\frac{\partial \bar{\varepsilon}_{eq}}{\partial n} = n \frac{\partial \bar{\varepsilon}_{eq}}{\partial x_i} = 0 \quad (4.14)$$

avec n le vecteur normal extérieur. Cette condition, sans réel sens physique, permet de retrouver la solution des problèmes homogènes où $\bar{\varepsilon}_{eq} = \varepsilon_{eq}$ (Peerlings *et al.*, 1996).

Une alternative pour cette formulation consiste à appliquer le même raisonnement, mais sous forme tensorielle, afin d'obtenir le tenseur de déformation non-locale $\bar{\varepsilon}$ au lieu de la déformation non-locale scalaire $\bar{\varepsilon}_{eq}$. On obtient ainsi :

$$\varepsilon = \bar{\varepsilon} - c \nabla^2 \bar{\varepsilon} \text{ sur } \Omega \quad (4.15)$$

$$\nabla \bar{\varepsilon} \vec{n} = 0 \text{ sur } \partial\Omega \quad (4.16)$$

Enfin, la déformation équivalente non-locale est déterminée :

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \bar{\varepsilon}_i \rangle_+^2} \quad (4.17)$$

où $\langle \bar{\varepsilon}_i \rangle_+$ est la déformation non-locale principale positive dans la direction i .

Il est notable que les deux formulations non-locales, l'une basée sur l'approche intégrale, l'autre sur l'approche en gradient, sont strictement équivalentes dans le cas du milieu infini et pour une fonction de pondération spécifique (Peerlings, 1999) ; le modèle gradient peut donc être considéré comme un cas particulier du modèle intégral. En outre, des tests numériques (Jason, 2004) ont permis de relier les paramètres de régularisation du modèle intégral, l_c , et du modèle gradient, c , dans le cas du modèle de Mazars par :

$$\sqrt{c} \approx \frac{l_c}{4} \quad (4.18)$$

Finalement, suite à l'enrichissement des modèles d'endommagement continu par l'introduction des interactions non-locales entre les défauts à travers la longueur caractéristique du matériau, les modèles non-locaux permettent de réaliser une modélisation cohérente de la rupture et du comportement adoucissant des matériaux cimentaires (de Borst *et al.*, 1993, Peerlings *et al.*, 1996, de Borst, 2002), mais également d'autres matériaux quasi-fragiles comme les alliages métalliques (Leblond *et al.*, 1994), les composites (Geers *et al.*, 1996), les sols et roches, les polymères, les biomatériaux ou même les nanomatériaux (Bazant, 2004).

4.2. Raccordement entre les lois d'évolution de la perméabilité

Dans ce paragraphe, nous présentons une approche permettant de relier les lois basées sur l'endommagement avec celles basées sur l'ouverture de fissure par l'intermédiaire d'une loi de raccordement.

Pour l'endommagement diffus, différentes lois sont employées selon le type et le niveau d'endommagement pour relier la perméabilité avec l'endommagement, mais les relations de type exponentiel sont souvent retenues (voir, par exemple, §1.2.5.2.2.).

Dans cette étude, nous proposons de considérer pour les simulations numériques la relation exponentielle de Picandet *et al.* (2001), donnée par l'équation (1.49). Nous choisissons cette relation car elle a été ajustée sur les résultats expérimentaux obtenus pour trois bétons différents. Cette perméabilité, appelée par la suite k_D , s'écrit :

$$k_D = k_0 \exp[(\alpha D)^\beta] \quad (4.19)$$

où k_0 représente la perméabilité initiale en (m^2) et α et β sont les paramètres du modèle. Elle n'est valable que pour des endommagements inférieurs à 0,15. De toute façon, notre démarche s'appliquerait aussi pour une autre loi d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement.

A proximité de la rupture, la loi d'écoulement de Poiseuille appliquée à l'écoulement entre deux plaques planes et parallèles distantes de $[u]$ (voir description du modèle au paragraphe §1.2.5.1.) est utilisée pour décrire l'évolution de la perméabilité avec l'ouverture de fissure. Nous rappelons que la perméabilité de la fissure (cf. (1.43)), appelée k_f par la suite, est donnée par la relation :

$$k_f = \frac{[u]^2}{12} \quad (4.20)$$

L'ouverture de fissure représente une amplitude de la discontinuité qui apparaît au sein de la matière lorsqu'elle est complètement dégradée localement, donc lorsque son endommagement est proche de 1. Par conséquent, pour un endommagement de 1, nous devons retrouver la perméabilité donnée par la loi de Poiseuille.

Finalement, avec les relations endommagement-perméabilité (4.19) et ouverture de fissure-perméabilité (4.20), nous ne connaissons l'évolution de la perméabilité que lorsque l'endommagement est compris entre 0 et 0,15 ou lorsqu'il est proche de 1. Bien que Bary (1996) puis Gawin (2003) aient proposé des lois d'évolution de la perméabilité pour un endommagement situé entre 0,2 et 0,8, nous ne les prenons pas en compte, car ces lois phénoménologiques ne sont pas capables de représenter pour l'endommagement égal à 1 la perméabilité analytique donnée par la loi de Poiseuille. Par conséquent, nous considérons seulement les relations (4.19) et (4.20) comme les conditions aux limites d'une loi complète valable pour un endommagement compris entre 0 et 1.

Etant donné que l'état d'endommagement est un paramètre connu (dans une certaine mesure) définissant l'applicabilité de ces relations (4.19) et (4.20), nous proposons de les relier par l'intermédiaire d'une loi de raccordement dans l'espace de l'endommagement.

4.2.1. Proposition d'une loi de raccordement : Loi des mélanges

Avant de relier les deux lois d'évolution existantes, k_D et k_f , par l'intermédiaire d'une loi de raccordement basée sur l'endommagement, un lien entre l'endommagement et l'ouverture de fissure nécessite préalablement d'être établi. Pour cela, comparons deux situations (cas continu et cas discret) à la rupture, donc pour un endommagement qui tend vers 1.

Dans le cas discret, il s'agit d'un domaine fissuré par une seule fissure d'ouverture $[u]$ (Figure 4.1 (a)). Dans le cas continu, il s'agit d'une bande de largeur λ_c (λ est un paramètre arbitraire) dans laquelle nous proposons que l'endommagement soit homogène et connu (Figure 4.1 (b)).

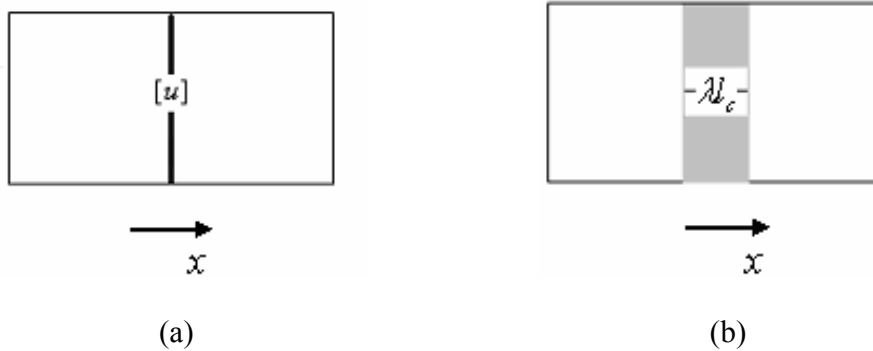


Figure 4.1 : (a) *Domaine fissuré (cas discret)* (b) *Domaine endommagé (cas continu)*.

Dans le cas continu, nous calculons l'ouverture à partir de la variable d'état cinématique (déformation régularisée) \bar{Y} qui pilote l'endommagement (voir (4.9)). L'utilisation de cette variable d'état \bar{Y} , irréversible, permet de conserver la relation entre l'endommagement et la perméabilité irréversible. Nous proposons donc de calculer l'ouverture de fissure $[u]$ à partir de la relation :

$$[u] = \int_0^{\lambda_c} (\bar{Y} - Y_{D0}) dx \quad (4.21)$$

où Y_{D0} représente la déformation seuil d'endommagement. Suivant cette relation, la fissure commence à s'ouvrir lorsque Y_{D0} est dépassé. Etant donné que le profil de l'endommagement est supposé homogène dans la bande de largeur λ_c , nous avons :

$$[u] = (\bar{Y} - Y_{D0}) \lambda_c \quad (4.22)$$

Les hypothèses sur lesquelles est fondé le calcul de l'ouverture de fissure sont discutables. Toutefois, cette première approche peut être améliorée, d'une part, en tenant compte de la variation de \bar{Y} dans la bande d'endommagement et, d'autre part, par l'application de la méthode présentée au paragraphe §4.3.

A cette étape, pour connaître l'ouverture de fissure à partir de l'endommagement, la loi inverse de l'évolution de l'endommagement nécessite d'être appliquée. Si l'on considère cette loi sous la forme $D = F(\bar{Y})$ (comme au paragraphe §4.1.2.), nous obtenons par l'inverse :

$$\bar{Y} = F^{-1}(D) \quad (4.23)$$

Finalement, en insérant (4.23) dans (4.22) puis dans (4.20), la perméabilité k_f s'écrit :

$$k_f = \frac{(\lambda_c)^2}{12} (F^{-1}(D) - Y_{D0})^2 \quad (4.24)$$

Comme les deux lois d'évolution de la perméabilité, k_D (4.19) et k_f (4.24), sont désormais définies dans le repère de l'endommagement, nous pouvons les relier par une loi de raccordement. Nous proposons alors une loi de raccordement sous la forme d'une loi des mélanges, où l'endommagement pilote la pondération entre les perméabilités données par les relations (4.22) et (4.24). Elle s'écrit sous la forme :

$$k = (1 - D)k_D + Dk_f \quad (4.25)$$

Une alternative pour la loi de mélanges (4.25) est d'utiliser un mélange basé sur des logarithmes de la perméabilité :

$$\log(k) = (1 - D)\log(k_D) + D\log(k_f) \quad (4.26)$$

Dans les simulations qui suivent cette analyse, l'apport de ces deux variantes de la loi des mélanges est présenté et commenté.

En revanche, il existe un obstacle concernant l'application de la relation exponentielle (4.23) décrivant la perméabilité k_D dans la loi des mélanges. En particulier, cette relation, valable pour des endommagements diffus et faibles compris entre 0 et 0,15, tend rapidement vers l'infini lorsque l'endommagement augmente. Pour éviter ce problème, nous proposons d'introduire une autre fonction, simple et de type puissance (C^∞ et sans seuil), équivalente à la relation exponentielle (4.19) pour des endommagements compris entre 0 et 0,15, et qui, en même temps, ne tend pas rapidement vers l'infini. Ainsi, nous avons la relation suivante :

$$k_D^F = k_0 \left[1 + (\alpha D)^\beta + \frac{(\alpha D)^{2\beta}}{2} + \frac{(\alpha D)^{3\beta}}{6} \right] \quad (4.27)$$

Par ailleurs, comme il est montré sur la Figure 4.2, avec cette relation, où la perméabilité k_D^F est notée F-EXP(D), nous retrouvons quasiment la même perméabilité qu'avec la fonction puissance proposée par Gawin *et al.* (2002) (voir l'équation (1.48)). Cette dernière relation n'est pas adaptée pour des faibles endommagements, car elle reproduit une progression linéaire du logarithme de la perméabilité, ce qui est non conforme à l'expérience pour les faibles endommagements.

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

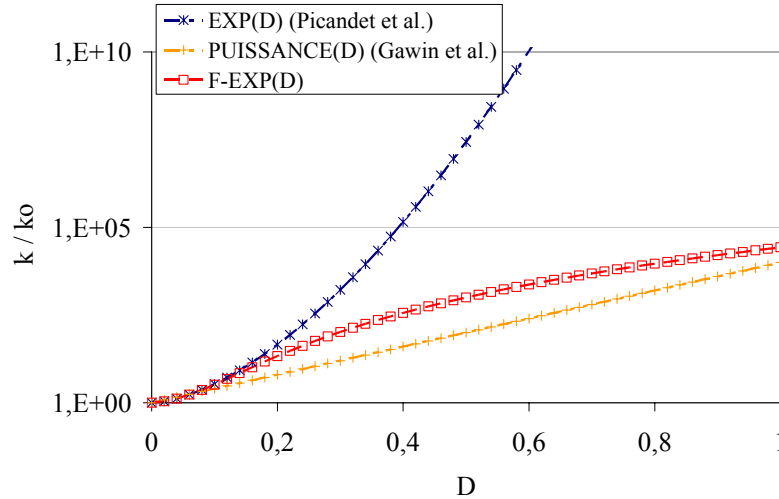


Figure 4.2 : Lois d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement.

Toutefois, pour les simulations des différentes lois des mélanges envisageables (représentées dans le paragraphe suivant) quatre approches, faisant intervenir l'emploi de l'approche linéaire (4.25) avec la fonction exponentielle k_D (4.19) ou la fonction puissance k_D^F (4.27) et de l'approche logarithmique (4.26) avec la fonction exponentielle k_D (4.19) ou la fonction puissance k_D^F (4.27), sont considérées. Cette analyse va permettre de choisir la meilleure solution vis-à-vis de l'évolution de la perméabilité observée expérimentalement. Nous considérons ainsi les lois de raccordement suivantes :

1) Raccordement EXP-LIN :

$$k = (1 - D)k_D + Dk_f \quad (4.28)$$

2) Raccordement EXP-LOG :

$$\log(k) = (1 - D)\log(k_D) + D\log(k_f) \quad (4.29)$$

3) Raccordement F-EXP-LIN :

$$k = (1 - D)k_D^F + Dk_f \quad (4.30)$$

4) Raccordement F-EXP-LOG :

$$\log(k) = (1 - D)\log(k_D^F) + D\log(k_f) \quad (4.31)$$

4.2.2. Analyse de la perméabilité au niveau local et structurel

4.2.2.1. Cylindre en traction par fendage (2D)

4.2.2.1.1. Modèles de comportement mécanique et de perméabilité

Pour représenter les lois des mélanges proposées, considérons un matériau modèle ayant le comportement de Mazars (1984) (cf. §4.1.2.) et fortement endommagé. Les paramètres mécaniques du matériau sont reportés dans le Tableau 4.1.

E (GPa)	v	Y_{D0}	A_t	B_t	A_c	B_c	lc (m)
37,7	0,2	10^{-4}	1,0	15600	1,0	0,0	0,02

Tableau 4.1 : Paramètres du modèle d'endommagement utilisé.

Comme attendu, le comportement mécanique du disque en fendage est indépendant des paramètres A_c et B_c (voir Annexe C) ; nous avons donc choisi ces paramètres afin de mettre en évidence uniquement l'endommagement de traction et pouvoir ainsi inverser la loi d'évolution de l'endommagement (voir (4.5)).

Le paramètre λ , qui influence la largeur de la bande d'endommagement, est choisi égal à 3 en se basant sur les résultats de simulations d'une barre en traction à la rupture (voir paragraphe §4.3.2.). La perméabilité initiale k_0 considérée dans les simulations est prise égale à $10^{-17} m^2$.

Selon l'approche qui vient d'être proposée dans l'équation (4.23), nous pouvons déterminer une loi inverse d'évolution de l'endommagement dans le cas du modèle de Mazars en prenant en compte les paramètres du Tableau 4.1 :

$$\bar{Y} = Y_{D0} - \frac{\ln(1-D)}{B_t} \quad (4.32)$$

Ainsi, en substituant l'équation (4.32) dans (4.23), puis dans (4.24), nous obtenons :

$$k_f = \frac{(\lambda_c)^2}{12} \left(\frac{\ln(1-D)}{B_t} \right)^2 \quad (4.33)$$

Nous avons désormais tous les éléments indispensables pour analyser les quatre lois de raccordement proposées dans le paragraphe précédent. Dans le repère de l'endommagement, nous obtenons donc (Figure 4.3) :

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE
AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

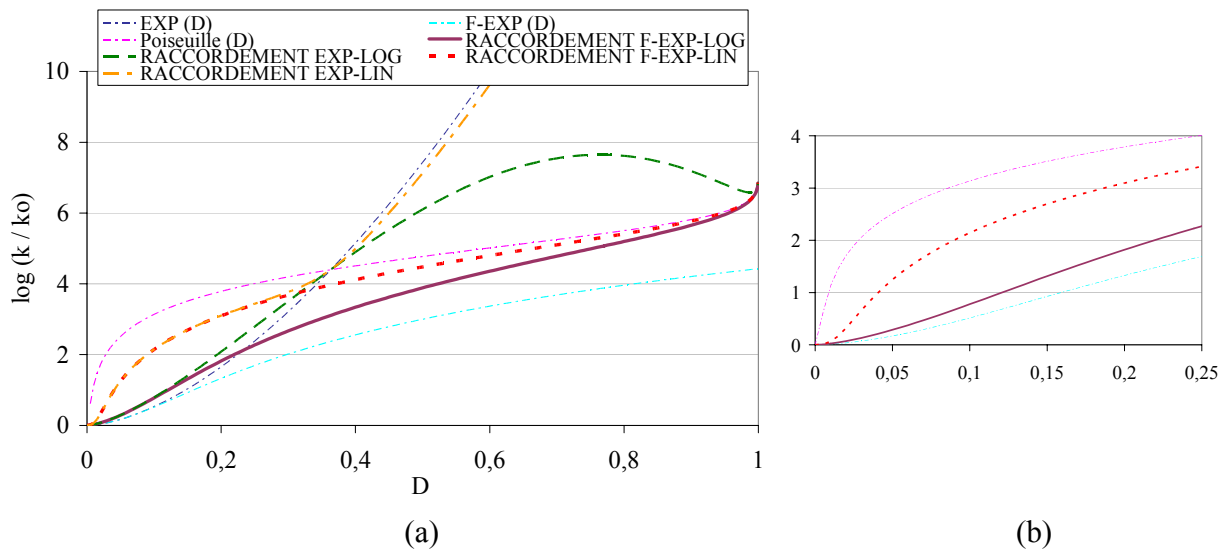


Figure 4.3 : (a) Evolution du logarithme de la perméabilité avec l'endommagement.
(b) Zoom sur l'évolution initiale.

Dans le repère de la déformation \bar{Y} , nous avons (Figure 4.4) :

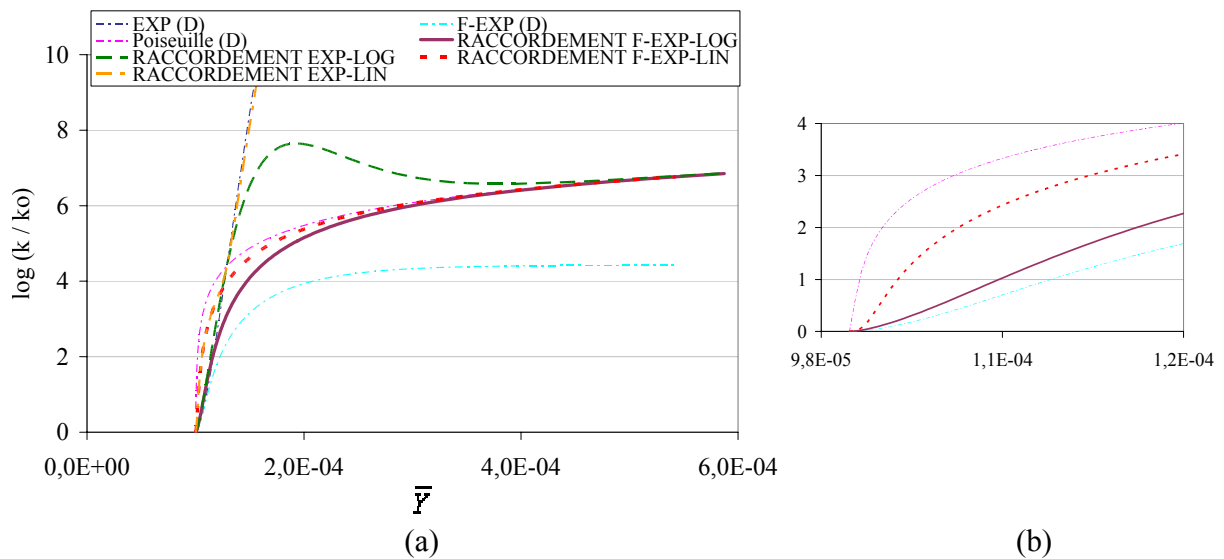


Figure 4.4 : (a) Evolution du logarithme de la perméabilité avec la déformation \bar{Y} .
(b) Zoom sur l'évolution initiale.

Nous observons que, indépendamment de la loi des mélanges utilisée (linéaire ou logarithmique), l'application de la relation exponentielle (4.19) (indiquée par EXP (D)) mène systématiquement à une surestimation de la perméabilité (pour des endommagements supérieurs à 0,2) par rapport à celle donnée par la loi de Poiseuille, k_f (4.33). Cependant, dans le cas de la perméabilité k_D^F (4.27) (indiquée par F-EXP (D)), l'utilisation de la loi de mélange linéaire ou logarithmique donne des résultats très proches au niveau des ordres de grandeur de la perméabilité (voir Figures 4.3 (a) et 4.4 (a)). Cependant, un problème se pose dans le cas du mélange linéaire, qui ne reproduit pas les évolutions de la perméabilité de manière satisfaisante pour des endommagements proches de zéro (voir Figures 4.3 (b) et 4.4 (b)). Quand la perméabilité k_f (indiquée par Poiseuille (D)) prend des valeurs fortes même pour des endommagements faibles, le mélange linéaire n'est pas capable d'empêcher la perméabilité de tendre déjà pour des faibles endommagements vers k_f . Cependant, la loi des mélanges logarithmiques, employant la perméabilité k_D^F (indiquée par F-EXP (D)), représente correctement la perméabilité pour l'endommagement entre 0 et 0,15, puis, pour des forts endommagements, elle tend vers la perméabilité donnée par k_f (la perméabilité de la loi de Poiseuille). Le choix de la perméabilité k_D^F , particulièrement adaptée pour des endommagements faibles et empêchant la perméabilité à tendre vers l'infini rapidement pour des endommagements élevés, est donc justifié. Finalement, la loi de raccordement retenue est celle basée sur un mélange logarithmique entre la fonction k_D^F et la fonction k_f (indiquée précédemment par F-EXP-LOG et appelée désormais RACCORDEMENT par la suite) :

$$\log(k) = (1 - D)\log(k_D^F) + D\log(k_f) \quad (4.34)$$

Cette loi de raccordement est présentée sur les Figures 4.5 et 4.6. Dans le repère de l'endommagement, nous obtenons donc (Figure 4.5) :

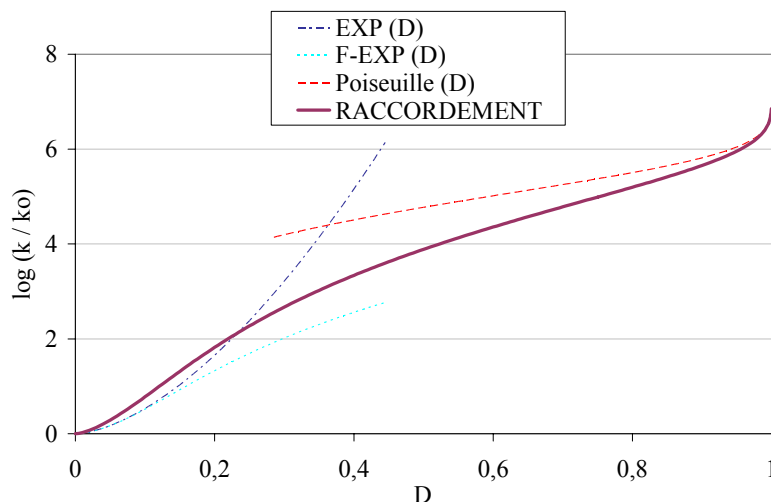


Figure 4.5 : Loi de raccordement retenue dans le repère de l'endommagement.

Dans le repère de la variable \bar{Y} , nous avons (Figure 4.6) :

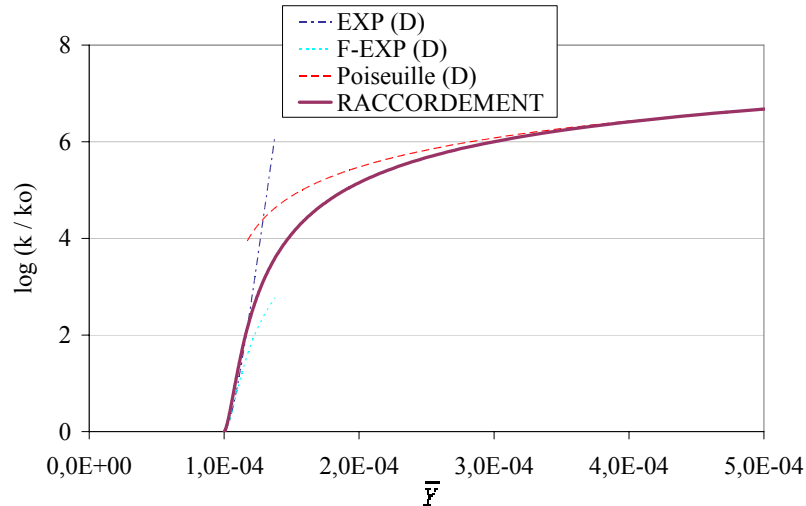


Figure 4.6 : Loi de raccordement retenue dans le repère de la déformation \bar{Y} .

4.2.2.1.2. Analyse de l'incidence de la loi de raccordement sur la réponse structurelle

Généralité sur un essai de fendage

L'introduction de l'essai « brésilien » par Carneiro et Barcellos en 1953 (rapporté par Bazant et Planas, 1998) a été motivée par le fait que la solution élastique, dans le cas de la compression diamétrale d'un cylindre, donne une distribution quasi-uniforme des contraintes transversales suivant la ligne du chargement, à l'exception des contraintes transversales de compression, concentrées dans des petites zones sous les points d'application du chargement. C'est pourquoi, cet essai est utilisé afin de déterminer indirectement la résistance à la traction du béton (même si l'état de contrainte n'est pas uniaxial). Ce type d'essai a été souvent employé en tant que combinaison avec la mesure de la perméabilité d'un cylindre en béton (pour des exemples, voir §1.2.3.).

Résultats des simulations numériques

Dans le cas de nos simulations numériques, un disque est soumis à la compression diamétrale et le problème du fendage est analysé en déformations planes.

L'objectif de cette étude est double. Premièrement, nous souhaitons mettre en évidence l'influence de la loi de raccordement (appliquée au niveau local, voir §4.2.2.1.1.) sur la perméabilité moyenne du disque sollicité en fendage. Deuxièmement, nous visons à démontrer les effets d'échelle sur la perméabilité des structures.

Dans le cas de l'essai de fendage, le comportement mécanique est très sensible aux conditions aux limites et en particulier à la largeur d'appui. Les plateaux d'appui sont arbitrairement représentés par des plateaux rigides avec un module d'Young dix fois supérieur à celui du béton et un coefficient de Poisson égal à celui du béton, afin d'éviter le confinement de ce dernier. Le comportement du béton correspond à celui du modèle de Mazars (1984) (cf. §4.1.), dont les

paramètres sont donnés dans le Tableau 4.2. Ces paramètres ne font intervenir que l'endommagement de traction et leur choix est justifié par le fait que l'endommagement de traction reste largement prépondérant par rapport à l'endommagement de compression pour ce type d'essai (voir Annexe C).

BETON							PLATEAUX	
E (GPa)	ν	Y_{D0}	At	Bt	Ac	Bc	E (GPa)	ν
37,7	0,2	$1,10^{-4}$	1,0	15600	1,0	0,0	300	0,2

Tableau 4.2 : Paramètres mécaniques des matériaux utilisés.

Cette étude ne simule pas des résultats expérimentaux particuliers. Cependant, afin de choisir la géométrie du problème et la taille caractéristique du matériau, nous nous sommes inspirés des essais expérimentaux de Picandet (2001). Le disque considéré, appelé (D11), présente un diamètre d de 0,11 m, alors que la largeur d'appui b est de 0,011 m (Figure 4.7 (a)).

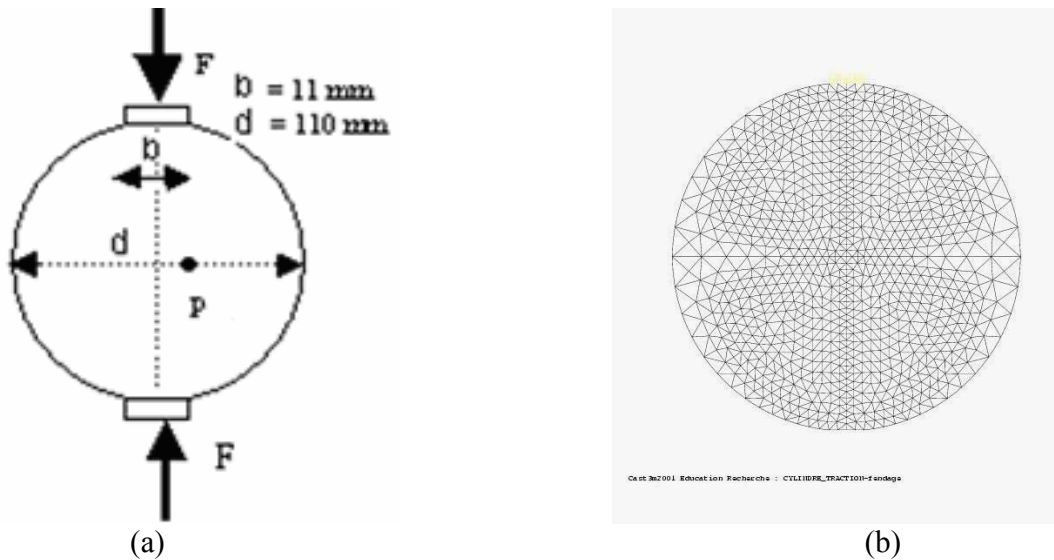


Figure 4.7 : (a) Définition du problème sur le disque (D11) (b) Maillage EF.

Les simulations numériques sont réalisées en utilisant le code d'éléments finis *Code Aster* version 8.2. Il dispose d'un modèle de Mazars en version non-locale avec la formulation en gradient de déformation (cf. Godard, 2003 ou §4.1.2.2.2.). Nous avons besoin d'introduire une longueur caractéristique du matériau \sqrt{c} qui vaut 5.10^{-3} m (ce qui correspond à un l_c de 2.10^{-2} m , voir (4.18)).

La double symétrie du problème permet de réaliser le calcul uniquement sur un quart du disque. Le maillage en éléments finis, constitué de triangles à 6 nœuds avec interpolation quadratique permettant d'obtenir les gradients continus de déformation, est présenté sur la Figure 4.7 (b). Le problème non-linéaire est résolu de façon incrémentale par pilotage indirect du déplacement horizontal du point P (voir Figure 4.7 (a)) qui est monotone croissant puisqu'il se situe dans la

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

bande d'endommagement et ne subit donc pas de décharge élastique. Bien que la méthode d'éléments finis ne soit pas capable de calculer une ouverture de fissure, ce déplacement sera considéré comme le COD (crack opening displacement).

La réponse globale du disque sous la forme d'une courbe force verticale-déplacement horizontal du point P, est représentée sur la Figure 4.8.

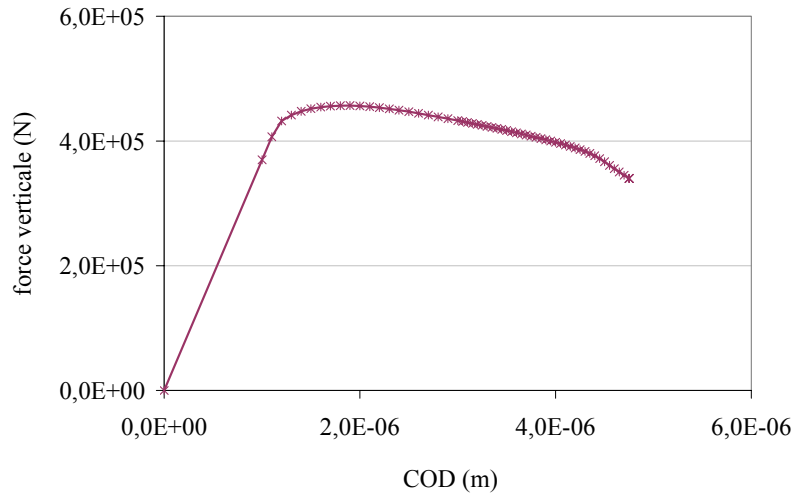
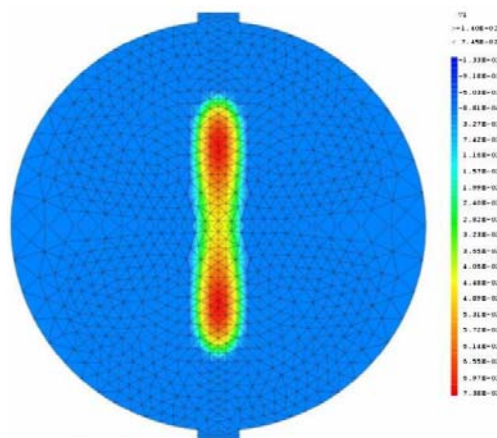
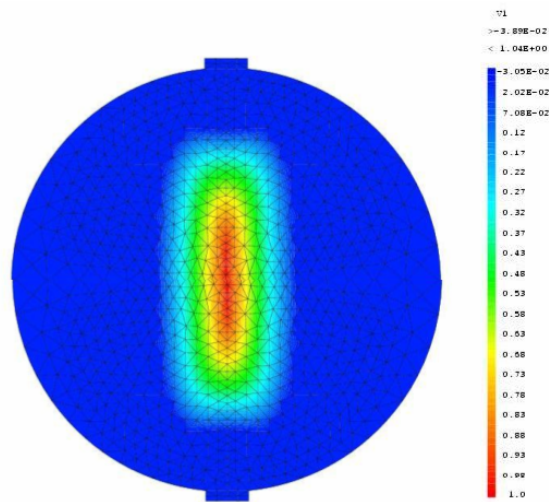


Figure 4.8 : Réponse globale du disque (D11) : force verticale – COD.

Les Figures 4.9 (a) et (b) représentent respectivement les cartes d'endommagement à l'amorçage et pour l'évolution de l'endommagement suivant une bande au milieu du disque. Sa progression est présentée sur la Figure 4.10 (section où les endommagements sont maximaux). Nous observons que l'endommagement se développe dans une bande de largeur limitée liée à la taille caractéristique du matériau.



(a)



(b)

Figure 4.9 : Carte d'endommagement du disque (D11).
 (a) Amorçage et (b) progression d'endommagement.

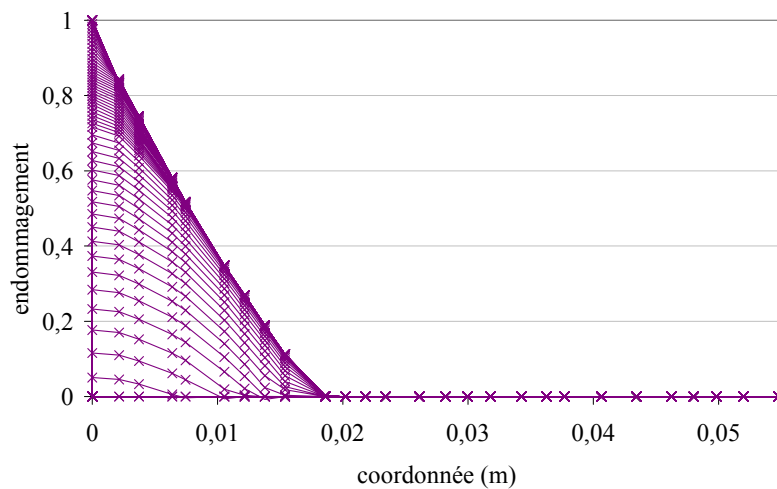


Figure 4.10 : Progression de l'endommagement dans une section du disque (D11).

Concernant la perméabilité, la loi de raccordement basée sur les mélanges des logarithmes des perméabilités locales (4.34) est appliquée (localement) sur l'endommagement en chaque point de Gauss. Ensuite, par l'intermédiaire d'une moyenne de ces perméabilités locales, la perméabilité est calculée dans un élément fini. Finalement, la perméabilité structurelle moyenne k_{moy} est déterminée par l'égalité de flux, ce qui donne :

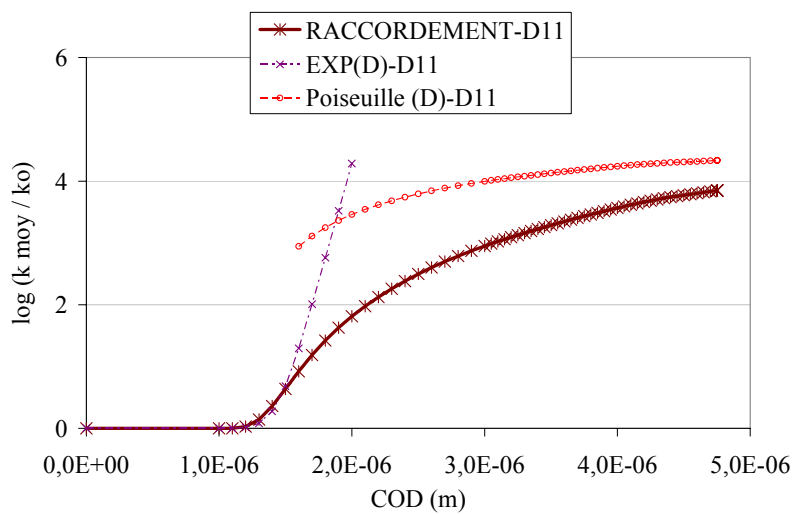
CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

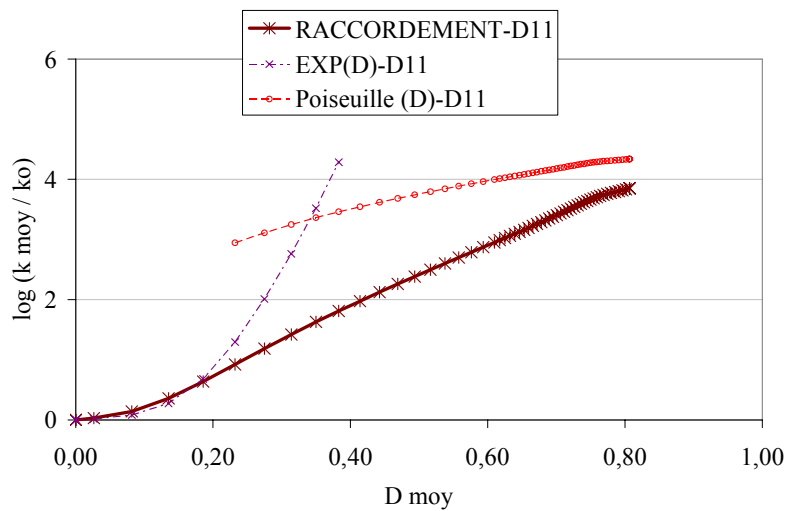
$$k_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i S_i}{S_{totale}} \quad (4.35)$$

où i est le numéro d'élément, k_i la perméabilité d'un élément, S_i la surface d'un élément et S la surface totale du disque.

L'endommagement moyen (D_{moy}) correspond à la perte de la raideur et est estimé à partir de la réponse globale force verticale-COD. Dans le repère du COD et de l'endommagement moyen, les simulations de la perméabilité du disque donnent les résultats suivants (Figures 4.11 respectivement (a) et (b)) :



(a)



(b)

Figure 4.11 : Evolution du logarithme de la perméabilité moyenne avec (a) le COD (b) l'endommagement moyen.

En plus de l'évolution de la perméabilité moyenne (k_{moy}) obtenue avec la loi de raccordement (4.34), nous traçons l'évolution de cette perméabilité moyenne dans les cas où uniquement la relation exponentielle (4.19) ou la relation basée sur la loi de Poiseuille (4.33) auraient été considérées localement. Ainsi, nous observons que l'application de la première relation aurait mené à une surévaluation de la perméabilité moyenne (structurelle) pour des endommagements élevés, alors que l'application de la deuxième loi aurait conduit à une surévaluation de la perméabilité moyenne (structurelle) pour des endommagements faibles. Ainsi, la loi de raccordement que nous avons proposé satisfait « les conditions aux limites » au niveau structurel définies par la relation exponentielle (4.19) et la relation basée sur la loi de Poiseuille (4.33). Nos résultats expérimentaux (cf. Chapitre 2) sont présentés dans le repère de la déformation moyenne estimée sur une partie de la structure. Présenter ces résultats en fonction du déplacement moyen n'influencera pas la réponse qualitative. Nous pouvons ainsi constater que nous retrouvons qualitativement le même type de raccordement sur nos résultats expérimentaux (voir Figure 4.12), même si la nature de l'essai n'est pas la même. Il nous reste à valider ce raccordement qualitativement par exemple sur un essai *BIPÉDE* où les conditions aux limites sont clairement identifiées, contrairement à l'essai de compression.

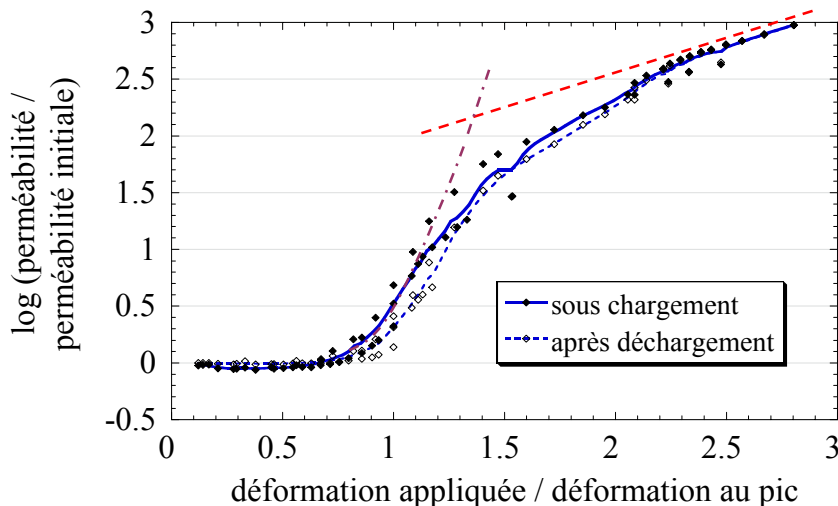


Figure 4.12 : Evolution du logarithme de la perméabilité relative (sous chargement et après déchargement) avec la déformation relative maximale (les lignes correspondent aux courbes d'ajustement des données expérimentales).

4.2.2.1.3. Analyse des effets d'échelle sur la résistance mécanique et la perméabilité structurelle

Rappel sur la loi d'effet d'échelle sur la résistance mécanique des structures

L'effet d'échelle sur la résistance mécanique caractérise la dépendance des performances mécaniques des structures avec leurs dimensions et a été observé expérimentalement (Bazant, 1984). Pour des petites structures dont la taille n'est supérieure que de quelques fois celle de l'hétérogénéité (granulat) (cas de petites éprouvettes classiques en béton par exemple), l'effet d'échelle n'a pas d'importance ; ainsi, la théorie de la plasticité ou de l'élasticité, basée sur la limite de la résistance (RdM), est suffisante pour estimer leur résistance nominale. D'autre part, pour des grandes structures, où l'échelle des hétérogénéités du matériau peut devenir négligeable, le comportement de la structure s'approche de celui décrit par la mécanique élastique linéaire de la rupture (MELR). Dans ce cas, en absence de longueur interne, l'effet d'échelle structurel est caractérisé par une loi en puissance. Cependant, le comportement des structures de taille moyenne ne peut être décrit ni par la RdM, ni par la MELR, mais par une transition entre ces deux approches.

Pour résoudre ce problème, Bazant (1984) a démontré analytiquement que la localisation des déformations due à un comportement adoucissant engendre un effet d'échelle sur la dissipation d'énergie des structures et il a proposé une loi simple d'effet d'échelle (voir Figure 4.13).

Elle est décrite par un raccordement asymptotique dans un repère logarithmique contrainte-taille de structure, où une asymptote a une pente nulle (RdM), alors que l'autre a une pente de -1/2 (MELR). Cette loi permet de répondre à la question d'estimation de la résistance nominale de structures, dont la taille, ainsi que la taille caractéristique des hétérogénéités du matériau, sont définies. La résistance nominale s'écrit (Bazant, 1984) :

$$\sigma_N = \frac{Bf_t'}{\sqrt{1+\beta}}, \quad \beta = \frac{d}{d_0} \tag{4.36}$$

où d_0 est une constante, appelée taille de transition, représentant le point d'intersection des deux asymptotes (Figure 4.13), d est la taille de la structure, B est une constante adimensionnelle, fonction de la géométrie et f_t' est la résistance à la traction introduite pour des raisons de dimension.

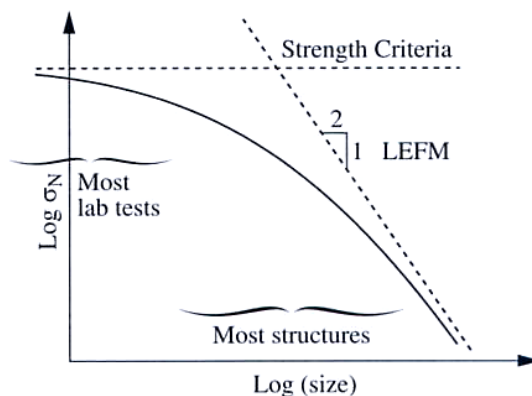


Figure 4.13 : Effet d'échelle sur la contrainte nominale pour des structures quasi-fragiles ; Strength Criteria - RdM, LEFM - MELR (d'après Bazant, 2004).

Malheureusement, la loi d'effet d'échelle simple (4.36), validée pour les poutres entaillées, n'est pas universelle. Il existe en effet quelques exemples pour lesquels cette loi est insuffisante puisque le tracé logarithmique de l'effet d'échelle des données présente une courbure positive, comme le montre la Figure 4.14. Ceci est observé, en particulier, pour l'essai de fendage sur cylindre (voir Figure 4.14).

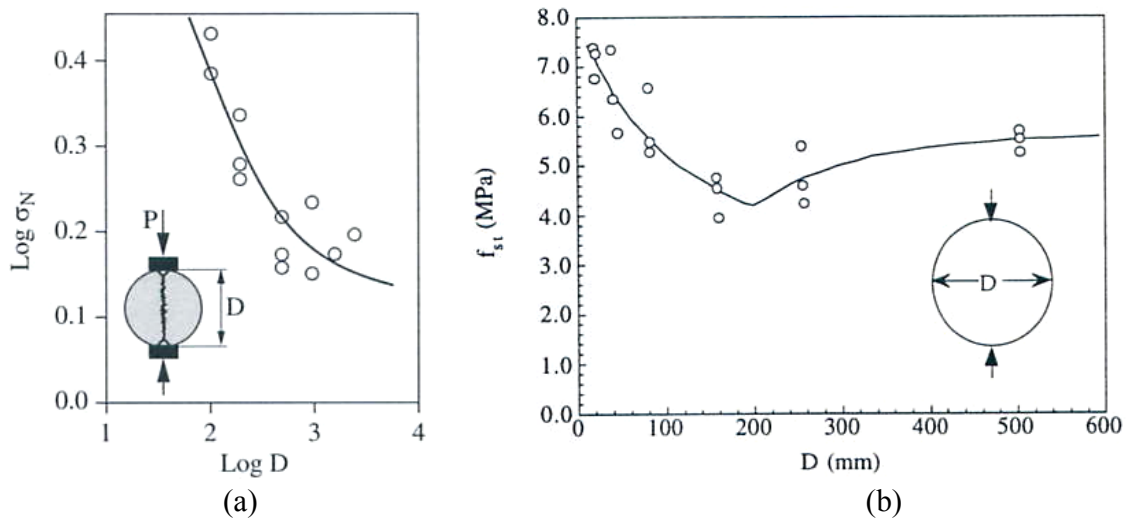


Figure 4.14 : (a) Données de résistance nominale d'après des essais de fendage sur cylindre de Hasegawa, Shioya et Okada (1985) et leur approximation par la loi d'effet d'échelle avec résistance résiduelle de l'équation (4.37) (d'après Bazant, 2004).
(b) Données de résistance nominale d'après des essais de fendage sur cylindre de Bazant, He et al. (1991) (d'après Bazant et Planas, 1998).

La raison pour laquelle la loi d'effet d'échelle simple (4.36) n'est pas applicable, est que, pour une très grande structure, la charge nécessaire pour créer les fissures diagonales dans un cylindre devient négligeable, mais la ruine ne peut avoir lieu parce que les zones d'appui doivent glisser avec frottement, ce qui impose une certaine résistance résiduelle σ_r . Une autre raison pourrait être que la longueur de fissure à la ruine cesse d'augmenter proportionnellement à la taille de l'éprouvette (Bazant, 2004). De telles données peuvent être correctement décrites par la loi d'effet d'échelle généralisée (voir, par exemple, Bazant, 2004) :

$$\sigma_N = \sigma_p (1 + \beta^r)^{-1/2r} + \sigma_r, \quad \beta = \frac{d}{d_0} \quad (4.37)$$

dans laquelle σ_p est la résistance nominale aux petites tailles, σ_r représente une contrainte résiduelle additionnelle, r est un exposant permettant d'approximer des résultats expérimentaux sur un grand intervalle, alors que la constante d_0 , taille de transition, est petite (inférieure à la plus petite valeur d des données expérimentales de la Figure 4.14 (a) et (b)).

Par ailleurs, ces lois d'effet d'échelle sont en accord étroit avec les résultats d'analyses par éléments finis utilisant, entre autres, l'endommagement non-local (voir, par exemple, Bazant, 2004).

Résultats des simulations numériques

Notre étude des effets d'échelle est menée sur trois disques homothétiques de diamètre 0,11 m (D11), 0,22 m (D22) et 0,44 m (D44). Afin d'assurer la similarité géométrique complète, la largeur d'appui est également homothétique (Bazant et Planas, 1998). Pour les mêmes raisons, la même taille des éléments, optimisée d'une part afin de minimiser la sensibilité éventuelle de la réponse au maillage, et d'autre part afin d'alléger les calculs, est considérée pour chaque disque. Le type de résolution du problème non-linéaire est identique à celui des simulations précédentes (cf. §4.2.2.1.2.).

Nous observons que les réponses globales restent plutôt ductiles, en conséquence de l'utilisation d'une longueur interne relativement grande par rapport à la taille de la structure. Cependant, nous constatons que le comportement structural devient plus fragile pour le plus grand disque (D44).

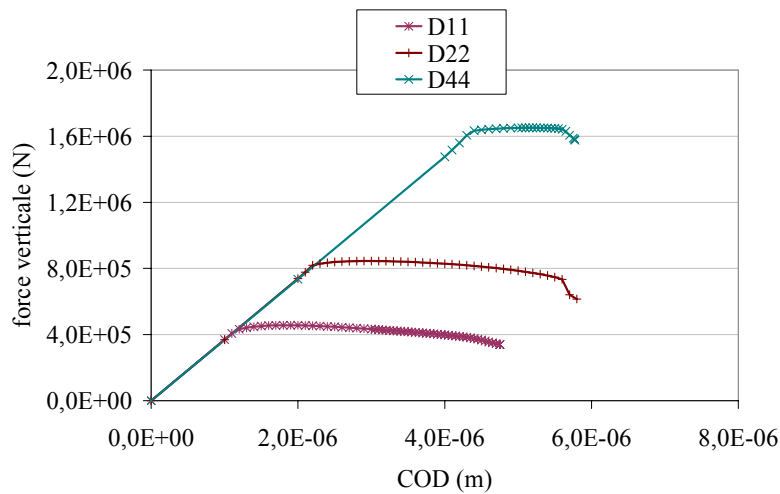


Figure 4.15 : Réponses globales des disques de trois tailles : force verticale – COD.

La résistance à la traction f_t , déterminée à partir de la force au pic de la charge maximale P_u sous fendage, est donnée par la relation suivante :

$$f_t = \frac{2P_u}{\pi b d} \tag{4.38}$$

où b est la largeur du cylindre et d le diamètre du cylindre.

Dans le cas de la loi d'effet d'échelle, si la similarité géométrique est bi-dimensionnelle, la résistance nominale σ_N est également un paramètre de la charge maximale P_u . Elle est définie par la relation (Bazant, 2004) :

$$\sigma_N = c_n \frac{P_u}{b d} \tag{4.39}$$

où c_n est une constante adimensionnelle dépendante de la forme de la structure, mais pas de sa taille, et peut être utilisée afin de faire coïncider σ_N , par exemple avec la contrainte maximale, la contrainte moyenne, ou la contrainte en un point particulier. Ainsi, dans le cas de la contrainte maximale, σ_N correspond à la résistance à la traction f_t .

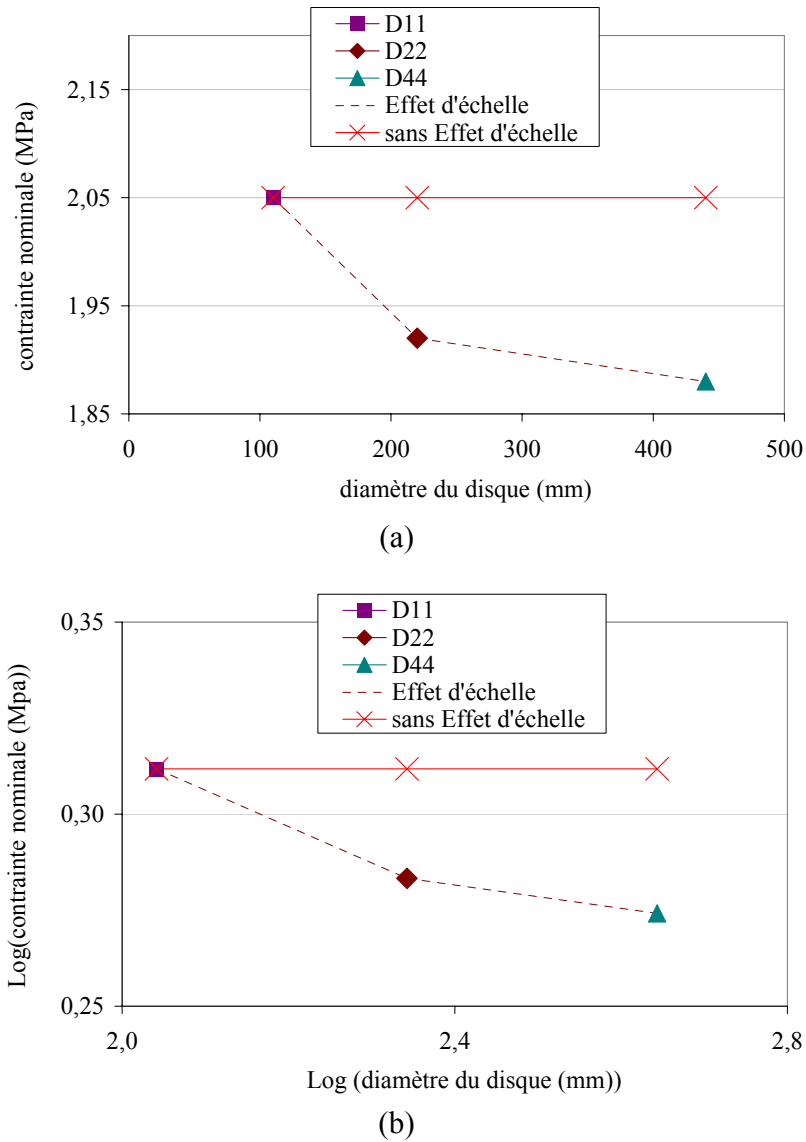


Figure 4.16 : Résistances nominales obtenues par la méthode des éléments finis en fonction de la taille des disques D11, D22, D44 dans un repère (a) linéaire et (b) logarithmique.

Bien que la taille des disques reste relativement faible par rapport à la taille des hétérogénéités (reliée à la longueur interne $l_c = 2 \cdot 10^{-2} m$) dans le cas de nos simulations, nous observons que la résistance nominale diminue lorsque la taille du disque augmente (voir Figures 4.16 (a) et (b)), ce qui permet de mettre en évidence un effet d'échelle sur la résistance mécanique pour ces petites structures de laboratoire. De plus, les tendances observées expérimentalement (voir Figures 4.14 (a) et (b)) sont retrouvées.

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

Afin d'identifier entièrement la loi d'effet d'échelle par la méthode des éléments finis, l'analyse sur d'autres tailles de disque devrait être poursuivie. Cependant, en augmentant la taille de disque tout en gardant la même taille des éléments d'une taille à l'autre, due à l'utilisation du modèle non-local, le nombre de degrés de liberté du problème numérique à résoudre augmente rapidement et des problèmes de convergence apparaissent en étant liés à l'instabilité de la réponse structurelle du disque. Par conséquent, il devient délicat de réaliser des simulations numériques sur des tailles plus grandes que celles considérées.

Les Figures 4.17 (a) et (b) représentent respectivement l'amorçage et l'évolution de l'endommagement sur le disque de diamètre 0,22 m (D22). Les Figures 4.18 (a) et (b) représentent les mêmes résultats, mais sur le disque de diamètre 0,44 m (D44). Pour les trois disques, l'endommagement s'amorce en un point sur l'axe du chargement, puis se propage suivant l'axe du chargement vers le centre du disque. Pour des endommagements élevés, la largeur de la bande d'endommagement ne dépend pas de la taille de la structure, mais de la taille caractéristique du matériau (Figure 4.19).

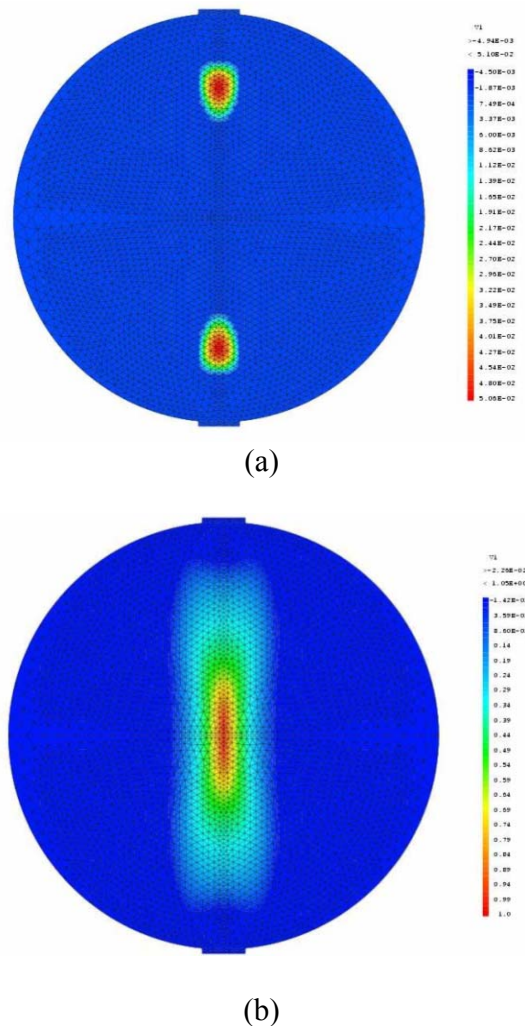
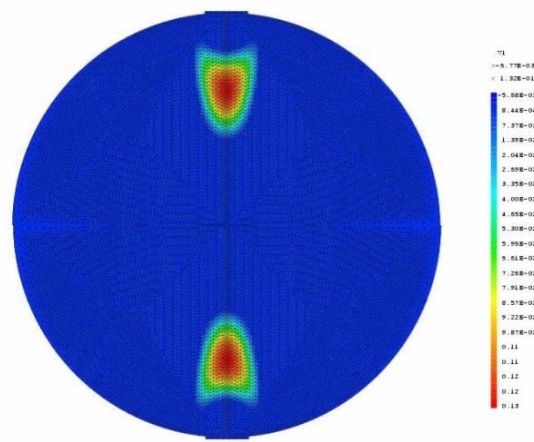
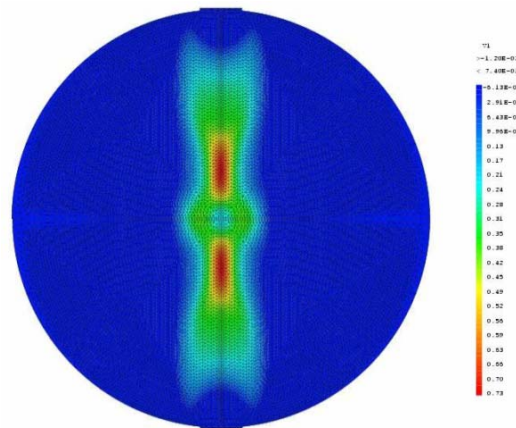


Figure 4.17 : Carte d'endommagement du disque (D22).
(a) Amorçage et (b) Progression d'endommagement.



(a)



(b)

Figure 4.18 : Carte d'endommagement du disque (D44).
(a) Amorçage et (b) progression d'endommagement.

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

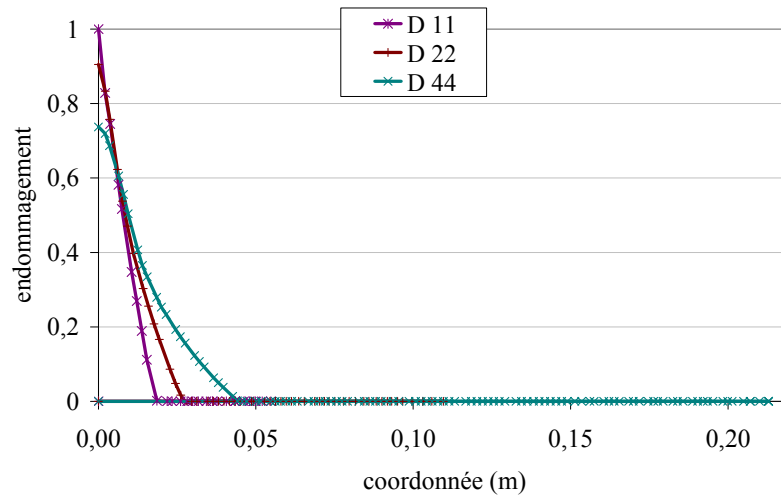
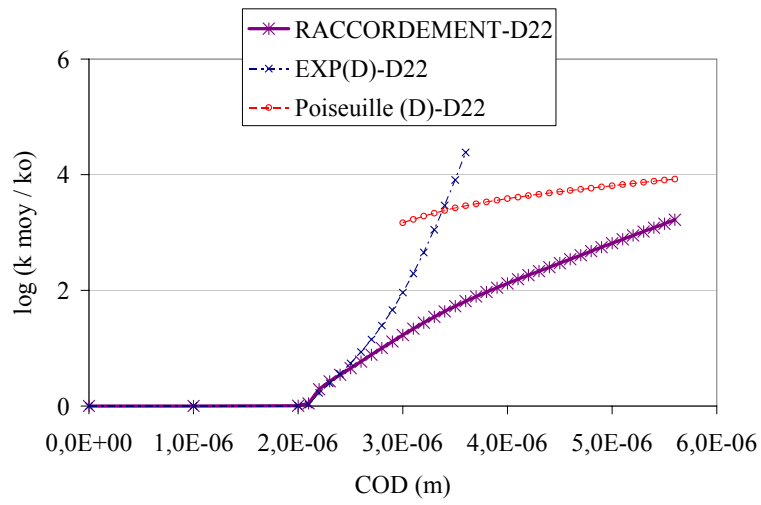


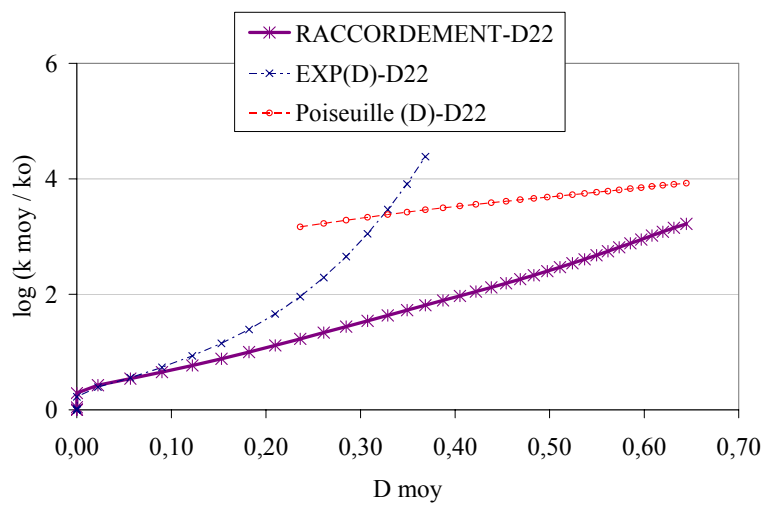
Figure 4.19 : Profils d'endommagement pour trois disques (D11, D22 et D44) à l'instant final du calcul.

La perméabilité structurelle est déterminée à partir de la loi de raccordement (4.34) appliquée localement sur l'endommagement en chaque point de Gauss, moyennée dans un élément, puis pondérée par les surfaces, comme il est montré dans le cas du plus petit disque (4.35).

Ainsi, dans le système de coordonnées du COD et de l'endommagement moyen (D moy), les évolutions de la perméabilité moyenne du disque D22 et D44 sont représentées respectivement sur la Figure 4.20 (a), (b) et la Figure 4.21 (a), (b).



(a)



(b)

Figure 4.20 : Evolution du logarithme de la perméabilité moyenne avec (a) le COD et (b) l'endommagement moyen pour le disque D22.

CHAPITRE 4

CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

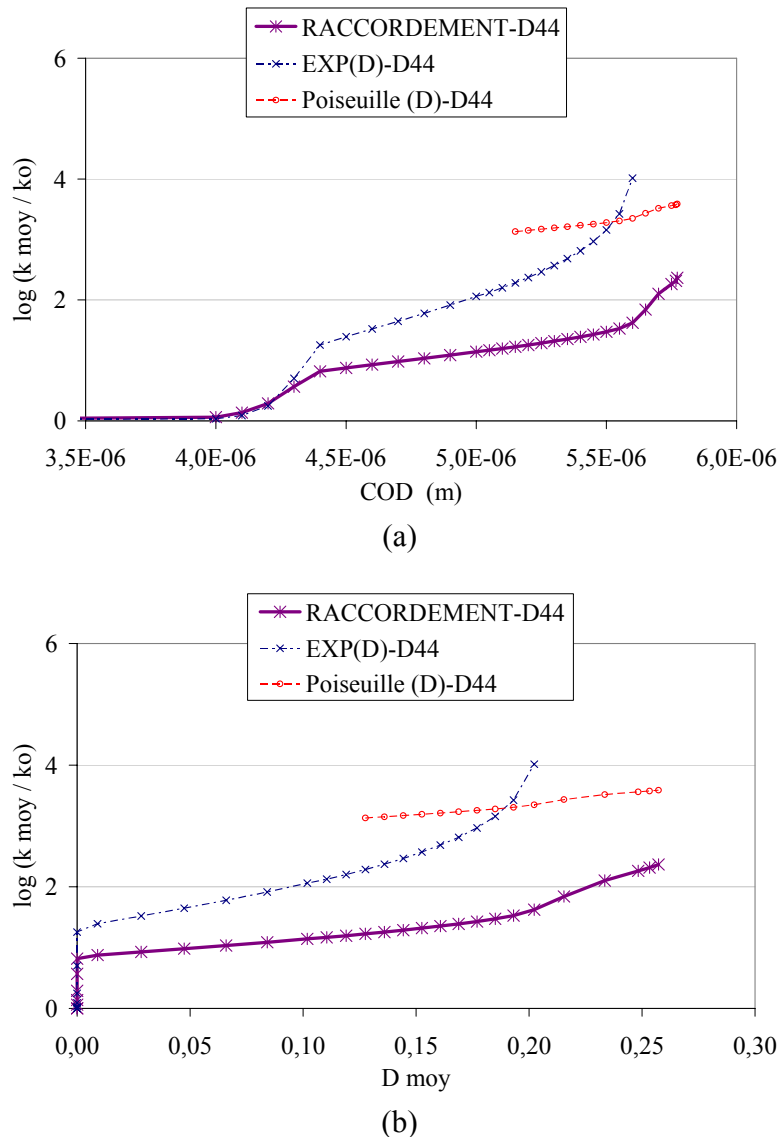


Figure 4.21 : Evolution du logarithme de la perméabilité moyenne avec (a) le COD et (b) l'endommagement moyen pour le disque D44.

Des tendances identiques à celles observées dans le cas de l'évolution de la perméabilité structurelle du petit disque (D11) présentée sur la Figure 4.11, apparaissent. Effectivement, l'application de la loi de raccordement (4.34) au niveau local permet d'obtenir la perméabilité structurelle qui concorde (même au niveau structurel) avec celle de la relation exponentielle (4.19) lorsque le COD ou l'endommagement sont faibles, et qui tend vers celle donnée par la loi de Poiseuille (4.33) lorsque le COD ou l'endommagement augmentent.

Afin de vérifier si un effet d'échelle existe sur la perméabilité structurelle moyenne, comparons les valeurs obtenues pour les différentes tailles de disques. La Figure 4.22 montre l'évolution du logarithme de la perméabilité structurelle relative avec le COD pour les trois disques considérés

(D11, D22 et D44). Nous observons que la perméabilité structurale (donc son logarithme) diminue avec la taille du disque (Figure 4.22).

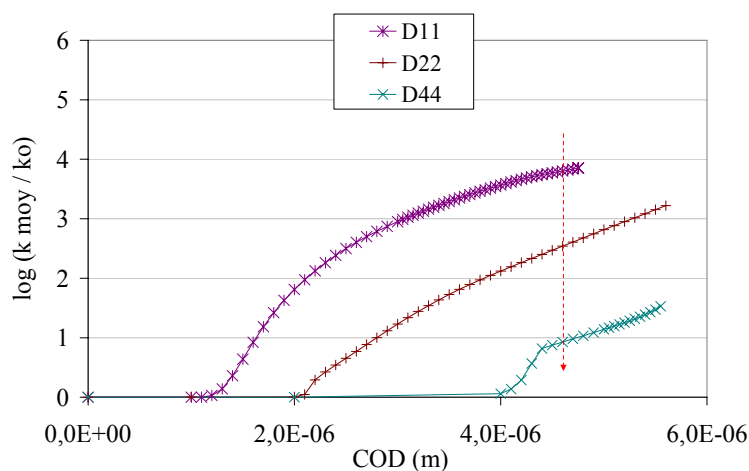


Figure 4.22 : Evolution du logarithme de la perméabilité structurale avec le COD pour les trois disques (D11, D22 et D44).

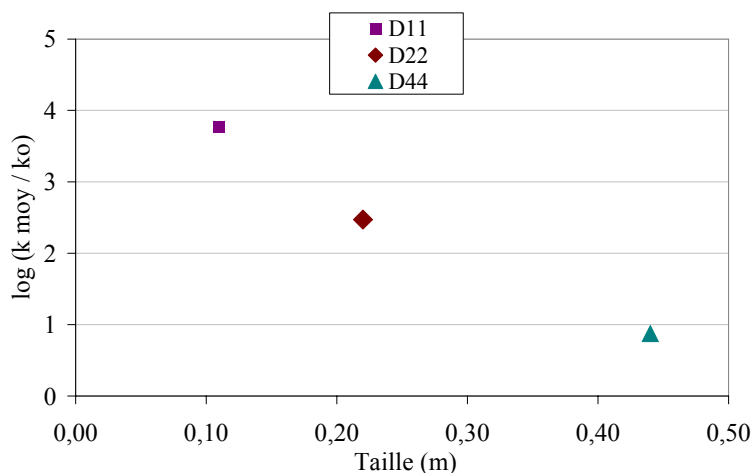


Figure 4.23 : Evolution du logarithme de la perméabilité structurale (à COD égal) avec la taille de disque (D11, D22 et D44).

Pour la valeur maximale atteinte pour les trois disques du COD indiqué par la flèche ($4,5 \cdot 10^{-6}$ m) sur la Figure 4.22, nous comparons les perméabilités structurales à la Figure 4.23. Pour cette valeur du COD, l'endommagement local maximal vaut 1 pour le disque D11, 0,7 pour le disque D22 et 0,4 pour le disque D44. Si on avait pu mener les calculs jusqu'à la rupture, on aurait eu, à un même COD, plus grand que dans le cas présent, un endommagement de 1 pour toutes les tailles. En effet, à la rupture, uniquement le COD augmente alors que l'endommagement reste saturé à 1. Nous avons atteint ce régime pour le plus petit disque D11 et pas pour les autres. Si cela était le cas, les valeurs de la perméabilité pour les disques D22 et D44 auraient été plus

grandes que dans le cas présent. Toutefois, le résultat obtenu met en évidence que la perméabilité structurelle dépend de la taille de disque et donc qu'un certain effet d'échelle sur la perméabilité structurelle existe. Ce résultat n'est pas surprenant étant donné qu'il existe une loi d'effet d'échelle sur la résistance mécanique. Nous proposons donc de développer ses deux asymptotes dans un repère logarithmique perméabilité-taille de disque.

Considération sur la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité

Asymptote pour de grandes échelles

Afin de déterminer l'asymptote pour de grandes tailles, nous nous intéressons à la perméabilité de ces structures, qui sont fissurées à la rupture de façon localisée et où la largeur de la bande d'endommagement devient négligeable par rapport à la taille de la structure. Dans le cas général, le flux dans une telle structure s'exprime par la somme du flux dans la fissure et du flux dans le matériau sain :

$$S_{totale} k_{moy} = S_{fissure} k_f + (S_{totale} - S_{fissure}) k_0 \quad (4.40)$$

où k_0 est la perméabilité du matériau sain, k_f est la perméabilité de la fissure, S_{totale} est la surface de la structure perpendiculaire au flux et $S_{fissure}$ est la surface de la fissure dépendante de son ouverture $[u]$ et sa longueur d (à la rupture).

Ainsi, dans le cas particulier d'un disque, nous pouvons admettre que $S_{fissure} = [u]d$.

A partir de cette dernière relation, la perméabilité moyenne d'un grand disque de diamètre d , fissuré à la rupture de façon localisée, est donnée par :

$$k_{moy} = \frac{[u]d}{S_{totale}} \frac{[u]^2}{12} + \left(1 - \frac{[u]d}{S_{totale}}\right) k_0 = \frac{[u]^3}{3\pi d} + \left(1 - \frac{4[u]}{\pi d}\right) k_0 \quad (4.41)$$

Pour un $[u]$ très grand (à la rupture), la perméabilité de la fissure devient prépondérante par rapport à celle du matériau sain, ce qui n'est jamais atteint dans les simulations numériques. Ainsi, nous retrouvons qu'à un $[u]$ donné, très grand, la perméabilité moyenne varie inversement

proportionnellement à la taille du disque : $k_{moy} \cong \frac{[u]^3}{3\pi d}$. Cette valeur de la perméabilité moyenne

peut être également obtenue à partir de la relation (1.45) en posant $\frac{S_{totale}}{d} = \Delta$ pour $\xi = 1$. Par

ailleurs, cette relation (1.45) est couramment employée expérimentalement pour déterminer la perméabilité des disques en fendage fissurés à la rupture.

Nous proposons ainsi de construire l'asymptote pour de grands disques fissurés à partir de cette

perméabilité $k_{moy} \cong \frac{[u]^3}{3\pi d}$. Cette asymptote est tracée sur la Figure 4.24 pour $[u] = 4,5 \cdot 10^{-6} \text{m}$ qui

correspond au COD de la Figure 4.23.

Asymptote pour de petites échelles

Pour construire l'asymptote pour de petites tailles, nous nous intéressons à la perméabilité de ces structures endommagées de façon homogène telles que la bande d'endommagement occupe toute la structure, donc où une fissure discrète ne peut pas être discernée. Dans ce cas, nous prévoyons que la perméabilité moyenne est indépendante de la taille de structure.

La perméabilité de ces structures peut être caractérisée par la relation exponentielle en fonction de l'endommagement, lorsqu'il est faible, ou par la loi de Poiseuille dans le cas limite où toute la structure est « fissurée ». Dans ce dernier cas, où S_{totale} devient $S_{fissure}$, la perméabilité moyenne (4.40) est celle de la fissure et vaut $\frac{[u]^2}{12}$ quelque soit la forme de cette petite structure. Cette asymptote, représentée par une droite de pente nulle, est tracée sur la Figure 4.24 pour $[u]= 4,5.10^{-6}$ m qui correspond au COD de la Figure 4.23.

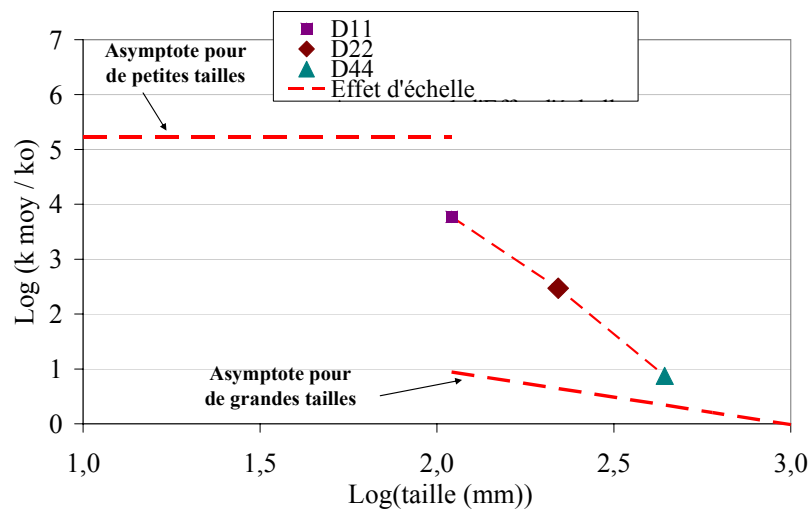


Figure 4.24 : Effet d'échelle sur l'évolution du logarithme de la perméabilité structurale (à COD égal) avec le logarithme de la taille de disque (D11, D22 et D44). Proposition des asymptotes de la loi d'effet d'échelle.

En conséquence, on peut s'attendre à une transition entre ces deux asymptotes, tracées dans le repère logarithmique perméabilité-taille de disque, qui donne une loi d'effet d'échelle sur la perméabilité structurale. Ceci est en accord avec nos résultats numériques (voir Figure 4.24).

Ainsi, la connaissance de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité structurale se révèle capitale pour ne pas sous-estimer la perméabilité prédite par la loi de Poiseuille et donc le taux de fuite de structures à partir d'essais sur maquette en laboratoire.

Tenant compte des asymptotes de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité, que nous avons proposées, nous remarquons que cette loi, variant selon un facteur $1/d$, est différente de celle sur la résistance, variant selon un facteur $1/\sqrt{d}$ (voir (4.36) ou (4.37)).

Etant donné que les deux asymptotes dérivent de la perméabilité donnée par la loi de Poiseuille dépendante de $[u]$, cette loi d'effet d'échelle sur la perméabilité est structurale, donc pas intrinsèque. Afin de proposer une loi intrinsèque, du même type que celle de Bazant sur la résistance mécanique, il faudra certainement faire intervenir dans cette loi une taille caractéristique du matériau. Dans ce but, il faudra exprimer de façon plus précise la surface de la fissure $S_{fissure}$ en intégrant dans l'expression de $[u]$ la longueur interne l_c du matériau en passant, par exemple, par la relation (4.21). Cette étude constitue une perspective de notre travail.

4.3. Calcul d'une ouverture de fissure dans un milieu continu

Une autre méthode, permettant de relier la perméabilité d'un milieu endommagé avec celle d'un milieu fissuré, consiste à extraire une ouverture de fissure à partir d'un calcul mécanique et d'appliquer ensuite la loi d'écoulement de Poiseuille sur cette ouverture équivalente pour déterminer la perméabilité. Nous proposons cette méthode au lieu de faire le raccordement de façon empirique par une loi des mélanges de l'approche précédente. Par ailleurs, la méthode proposée peut également s'appliquer à la loi des mélanges afin d'améliorer les conditions de la modélisation du passage mécanique entre l'ouverture de fissure et l'endommagement.

Comme nous l'avons déjà rappelé au paragraphe §4.1, les modèles non-locaux d'endommagement, basés sur des descriptions continues et permettant de décrire l'endommagement diffus du matériau, l'amorçage de la macro-fissuration et éventuellement sa propagation (à travers la croissance d'une zone endommagée) tout en gardant un formalisme usuel en mécanique des milieux continus et des méthodes de calcul classiques, ne fournissent pas d'informations sur la fissuration localisée. Par conséquent, l'estimation de l'ouverture des fissures avec les modèles d'endommagement est délicate. Ceci constitue un problème récurrent depuis que les modèles d'endommagement (locaux ou non-locaux) ont été appliqués aux calculs de structures en béton.

Cependant, il existe une approche consistant à représenter explicitement une discontinuité faible (saut de déformation) ou forte (saut de déplacement) apparaissant au sein du matériau. Les modèles de fissuration permettent de prévoir la croissance des fissures dans le cadre de l'approche locale et jusqu'à la rupture complète de la structure (Lemaitre et Chaboche, 1984). Dans ce type de modèles il n'existe pas de transition, donc pas d'amorçage de la fissuration. La discontinuité, dont la position est *a priori* connue, est placée arbitrairement et le saut de discontinuité est calculé (voir modèle de fissuration cohésive de Hillerborg *et al.*, 1976).

Certains modèles proposent de relier les approches continues et discontinues (Planas *et al.*, 1993, Simo *et al.*, 1993, Mazars et Pijaudier-Cabot, 1996, Oliver *et al.*, 2002, Simone *et al.* 2003). D'autres mettent en avant une transition continu-discontinu en se basant sur un critère qui est la valeur critique de l'endommagement ou de la contrainte fixée à l'avance, au dessus de laquelle la fissure commence à s'ouvrir (voir par exemple Comi *et al.*, 2006). Cependant, l'instant de transition reste toutefois arbitraire dans ces modèles.

Afin d'établir sur une base plus rationnelle les critères de transition entre l'approche continue et discontinue de la rupture, nous proposons tout d'abord de répondre à la question d'équivalence entre la zone endommagée et l'ouverture de fissure.

Dans un premier temps, nous présentons l'approche mécanique, à partir de laquelle l'ouverture de fissure peut être calculée dans un milieu continu. Dans un deuxième temps, l'approche proposée est appliquée sur un calcul 1D aux éléments finis.

4.3.1. Description analytique de l'approche mécanique proposée

Afin de répondre à la question de l'équivalence entre la zone endommagée et l'ouverture de fissure, il est nécessaire de définir les variables, issues respectivement de l'approche continue (modèles non-locaux d'endommagement) et de l'approche discrète, qu'on puisse comparer. Certains chercheurs décrivent cette équivalence en énergie dissipée (Mazars et Pijaudier-Cabot, 1996). Cependant, nous cherchons une méthode plus directe (car il est difficile de calculer un

déplacement à partir d'une énergie de façon directe) et pouvant s'appliquer aux calculs de structures.

Ainsi, nous nous proposons de calculer l'ouverture de fissure dans un milieu continu.

D'une part, nous construisons un modèle discret cinématique qui représente une fissure par un champ discontinu de déplacement. Pour décrire cette fissure, trois paramètres nécessitent d'être connus : la position, l'orientation et l'ouverture de la fissure. Cependant, dans cette approche seule l'ouverture nous intéresse car, pour simplifier les choses, nous nous plaçons ici dans un cas 1D où l'orientation ainsi que la position de la fissure sont fixées arbitrairement à l'avance.

D'autre part, nous utilisons un modèle d'endommagement. Dans ce modèle continu, parmi les variables cinématiques, seule la déformation régularisée \bar{Y} pilotant l'endommagement est liée à la rupture et est irréversible. Ce champ \bar{Y} peut être aisément obtenu à partir d'un calcul aux éléments finis utilisant par exemple le modèle non-local (intégrale ou gradient) d'endommagement de Mazars.

Etant donné que nous disposons désormais de variables cinématiques dans le modèle discret et continu, nous proposons de les comparer entre elles.

Dans ce but, considérons dans l'approche discrète le champ de déplacement discontinu avec un saut en déplacement $[u]$ inconnu. A partir de ce champ, le champ de déformation associé à la discontinuité peut être déterminé, puis régularisé par l'approche non-locale (intégrale ou gradient). Ce nouveau champ régularisé, appelé $\bar{Y}_{sd}([u])$, hérite d'une forme particulière due à l'utilisation des fonctions de régularisation.

Finalement, nous pouvons comparer les deux champs régularisés, le champ \bar{Y} et le champ $\bar{Y}_{sd}([u])$. Si les lois non-locales d'endommagement sont capables de décrire une discontinuité locale (correspondant à l'endommagement limite de 1), les deux champs régularisés, $\bar{Y}_{sd}([u])$ et \bar{Y} , devraient alors coïncider. Les conditions, selon lesquelles les modèles non-locaux d'endommagement peuvent converger vers la représentation régularisée de la discontinuité, sont évoquées dans la suite de cette étude.

Considération de l'approche sur un problème unidimensionnel

Dans un premier temps, nous appliquons l'approche présentée précédemment à un problème unidimensionnel. Il s'agit d'une barre sollicitée en traction. La Figure 4.25 schématise ce problème.

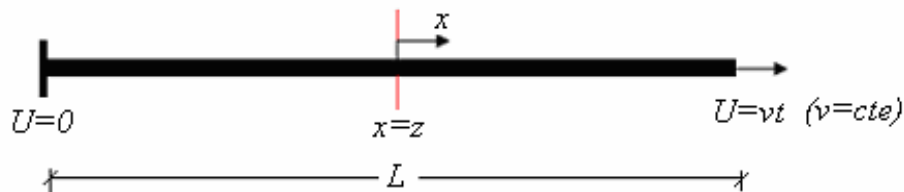


Figure 4.25 : Barre en traction.

Analysons maintenant la cinématique de la barre en traction à la rupture avec l'approche discontinue. Considérons que la position $x = z$ corresponde à l'emplacement connu de la fissure

représentée par une discontinuité forte. Soit u_{sd} le champ de déplacement à la rupture (Figure 4.26). Il s'écrit schématiquement (de Borst *et al.*, 2004):

$$u_{sd}(x, z) = [u]H_{\Gamma}(x - z) \quad (4.42)$$

où $H_{\Gamma}(x - z)$ la fonction de Heaviside décrivant la discontinuité le long de la barre et $[u]$ est l'amplitude du saut en déplacement qui est la seule inconnue du problème.

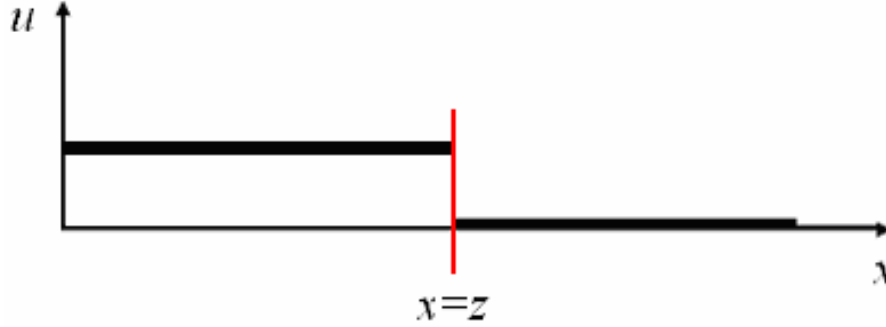


Figure 4.26 : Champ de déplacement de la barre en traction à la rupture.

A partir de l'équation précédente, nous pouvons définir une déformation ε_{sd} associée au champ de déplacement discontinu u_{sd} définie par :

$$\varepsilon_{sd}(x, z) = \nabla^s u_{sd} = [u]\delta(x - z) \quad (4.43)$$

où $\nabla^s u_{sd}$ est le gradient symétrique du déplacement et $\delta(x - z)$ est la fonction Dirac.

Pour déterminer la déformation régularisée $\bar{Y}_{sd}([u])$ associée à la discontinuité, nous choisissons l'approche intégrale, plus générale que l'approche gradient, et nous obtenons ainsi :

$$\bar{Y}_{sd}([u])(x, z) = \frac{\int_{\Omega} \phi'(x - s)\varepsilon_{sd}(s, z)ds}{\int_{\Omega} \phi'(x - s)ds} \quad (4.44)$$

où ϕ' est une fonction de pondération. En utilisant les relations (4.43), (4.44) et les propriétés fondamentales de la fonction Dirac, on obtient :

$$\bar{Y}_{sd}([u])(x, z) = \frac{[u]\phi'(x - z)}{\int_{\Omega} \phi'(x - s)ds} \quad (4.45)$$

Analysons à présent la cinématique de la barre en traction à la rupture avec l'approche continue. Suivant le modèle de Mazars, la déformation équivalente régularisée $\bar{\varepsilon}_{eq}$ s'écrit :

$$\bar{\varepsilon}_{eq}(x) = \frac{\int_{\Omega} \phi(x - s)\varepsilon_{eq}(s)ds}{\int_{\Omega} \phi(x - s)ds} \quad (4.46)$$

soit pour un problème unidimensionnel :

$$\bar{\varepsilon}_{eq}(x) = \frac{\int_{\Omega} \phi(x-s)\varepsilon(s)ds}{\int_{\Omega} \phi(x-s)ds} \quad (4.47)$$

avec ϕ une fonction de pondération.

La variable régularisée \bar{Y} qui pilote l'endommagement, $\bar{Y} = \max_{,t}(\bar{\varepsilon}_{eq}, Y_{D0})$ (voir (4.9)), peut être aisément issue d'un calcul aux éléments finis utilisant le modèle non-local intégral de Mazars.

Dans notre approche, loin de la fissure et après la rupture, nous avons : $\bar{Y} = Y_{D0}$ et $\bar{Y}_{sd} = 0$. En conséquence, nous proposons de construire une nouvelle variable apparentée à la variable d'état \bar{Y} mais qui puisse revenir à 0 si elle ne dépasse pas le seuil d'endommagement. Elle permet de mettre en évidence la décharge élastique sur la barre et, en même temps, représente correctement la zone endommagée. Cette nouvelle variable, appelée par la suite \bar{Z}_{eq} , est définie par :

$$\bar{Z}_{eq}(x) = \begin{cases} \bar{\varepsilon}_{eq}(x) & \text{si } \bar{\varepsilon}_{eq}(x) \leq Y_{D0} \\ \bar{Y}(x) & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.48)$$

Les champs de variables régularisées associées aux descriptions continue et discontinue de la rupture, \bar{Y}_{sd} et \bar{Z}_{eq} , sont donc connus à chaque instant et en tout point, et ils peuvent être comparés par une mesure de la distance $\Delta(x, z, [u])$ (erreur absolue), qui s'écrit alors :

$$\Delta(x, z, [u]) = \bar{Y}_{sd}([u])(x, z) - \bar{Z}_{eq}(x) \quad (4.49)$$

Enfin, un critère d'équivalence entre les $\bar{Y}_{sd}([u])$ et \bar{Z}_{eq} (champs régularisés) nécessite d'être établi afin de calculer l'amplitude du saut en déplacement $[u]$. Le critère choisi se base sur l'hypothèse que $\bar{Y}_{sd}([u])$ est strictement égale à \bar{Z}_{eq} sur la discontinuité. Cela revient à considérer $\Delta(z, z, [u]) = 0$. Ainsi, l'amplitude du saut est donnée par la relation suivante :

$$[u] = \frac{\bar{Z}_{eq}(z) \int_{\Omega} \phi'(z-s)ds}{\phi'(z-z)} \quad (4.50)$$

Nous calculons l'erreur relative $\Delta^r(x, z, [u])$ entre les champs $\bar{Y}_{sd}([u])$ et \bar{Z}_{eq} par la relation :

$$\Delta^r(x, z, [u]) = \frac{\int_{\Omega} \|\Delta(s, z, [u])\| ds}{\int_{\Omega} \bar{Z}_{eq}(s) ds} \quad (4.51)$$

Cette erreur nous renseigne sur la réponse de la structure par rapport à sa convergence vers la représentation régularisée de la discontinuité. Ainsi, plus $\Delta^r(x, z, [u])$ est petit, plus on est proche de cette limite asymptotique.

Dans le cas de simulations numériques, nous nous plaçons dans la situation où les fonctions de pondération ϕ' et ϕ sont identiques à l'équation (4.12) et nous évaluons comment la solution

d'un calcul aux éléments finis (champ \bar{Z}_{eq}) est susceptible d'approcher la représentation régularisée de la discontinuité (champ $\bar{Y}_{sd}([u])$).

4.3.2. Simulations numériques (1D)

L'approche proposée est appliquée dans un code aux éléments finis. Nous nous intéressons au problème unidimensionnel statique d'une barre de longueur et de section unitaires. Elle est soumise à de la traction par un déplacement imposé à une des extrémités. La longueur interne l_c est choisie grande par rapport à la longueur de la barre pour éviter le snap-back qui entrainerait l'arrêt du calcul sans toutefois endommager le bord.

Afin d'amorcer l'endommagement dans une zone bien définie, la barre, schématisée sur la Figure 4.27, présente un défaut initial placé en son centre (à l'abscisse $x = z$, cf. Figure 4.25). Cela consiste à définir un élément faible, dont la rigidité est 99 % de celle des autres éléments.

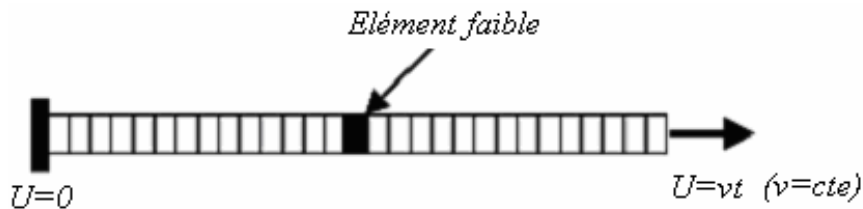


Figure 4.27 : Schématisation du problème 1D (barre en traction) traité en éléments finis.

Tous les éléments obéissent à la même loi de comportement du modèle non-local intégral de Mazars. Les paramètres mécaniques utilisés dans cette étude sont reportés dans le Tableau 4.3 ce qui donne la Figure 4.31 comme réponse contrainte-déformation.

E (GPa)	E _{elem faible} (GPa)	ν	Y_{D0}	At	Bt	Ac	Bc
37,7	37,6	0,2	$1,10^{-4}$	1,0	14000	1,0	0,0

Tableau 4.3 : Paramètres mécaniques du modèle d'endommagement.

Dans un premier temps, nous cherchons une discrétisation donnant une solution indépendante du maillage. Pour cela, nous ajustons le nombre d'éléments sur la réponse force-déplacement et sur le profil d'endommagement.

La réponse force-déplacement, présentée sur la Figure 4.28, montre que des réponses très similaires sont obtenues pour les trois maillages considérés, comportant respectivement 11, 21 et 41 éléments finis. Cependant, la réponse pour le maillage constitué de 11 éléments est légèrement différente par rapport à celles pour 21 et 41 éléments qui sont parfaitement superposées. La même observation concerne le profil d'endommagement montré sur la Figure 4.29.

Finalement, comme ni la réponse force-déplacement, ni le profil d'endommagement ne dépendent du maillage, nous conservons le maillage constitué de 21 éléments de dimension égale pour tous les autres calculs. Avec cette finesse de discrétisation choisie inférieure à la longueur

interne du milieu non-local, nous retrouvons la condition indispensable pour décrire correctement les champs de déplacement dans la zone de fissuration (Huerta et Pijaudier-Cabot, 1994).

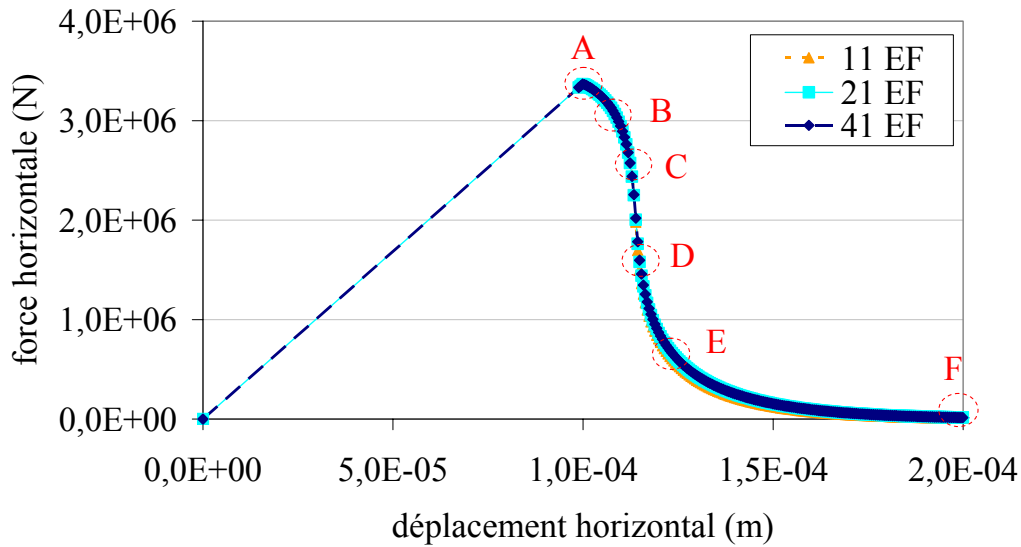


Figure 4.28 : Comportement global de la barre en traction pour différentes discrétisations.

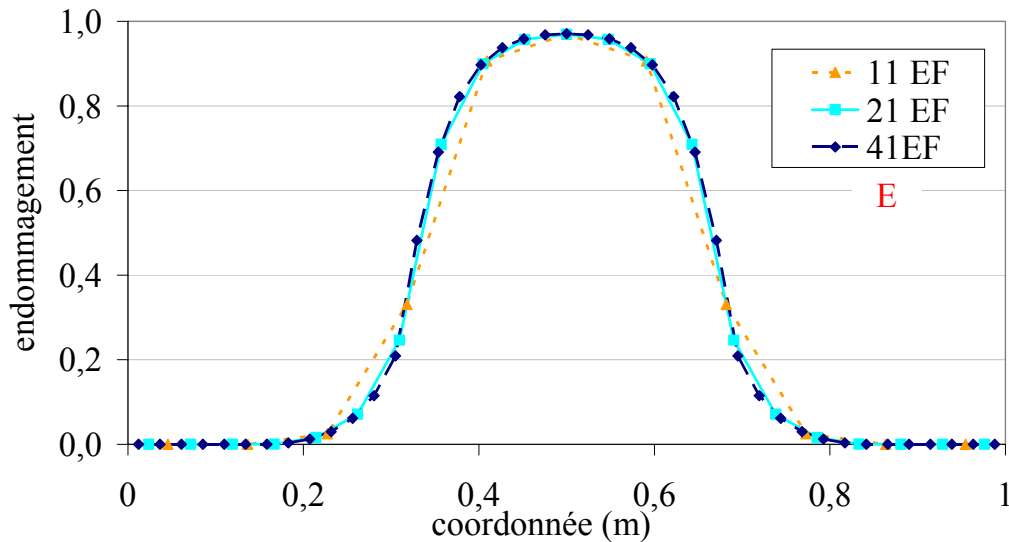


Figure 4.29 : Profil d'endommagement correspondant au niveau E du chargement (déplacement U imposé aux conditions aux limites).

Pour la discrétisation retenue, le profil d'endommagement et son évolution avec le chargement sont montrés sur la Figure 4.30. Les repères (A, B, C, D, E, F) représentent cinq niveaux du déplacement U imposé aux conditions limites (voir Figure 4.27). Le premier niveau (A)

correspond au pic de contrainte et donc à l'amorçage de l'endommagement, les autres niveaux correspondent à la propagation de l'endommagement qui tend vers 1.

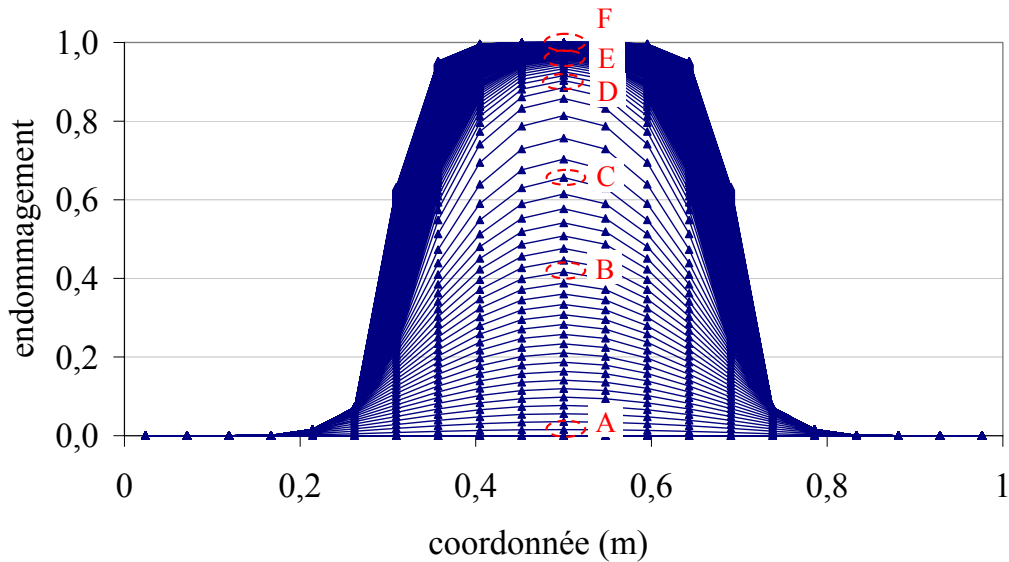


Figure 4.30 : Evolution de l'endommagement avec le chargement.

Le comportement d'un élément endommagé (élément central de la bande endommagée) est montré sur la Figure 4.31, alors que l'évolution de son endommagement est présentée sur la Figure 4.32.

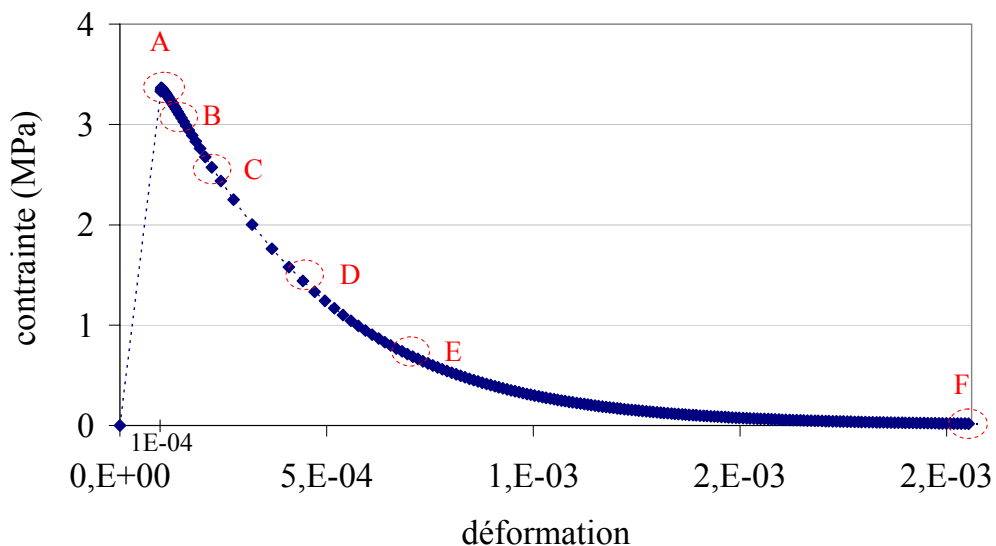


Figure 4.31 : Comportement d'un élément endommagé.

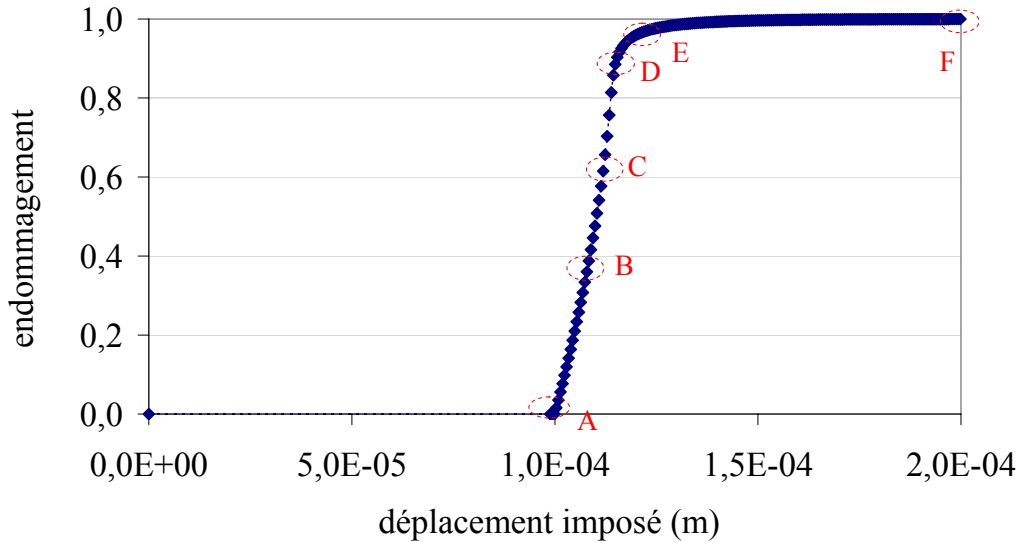
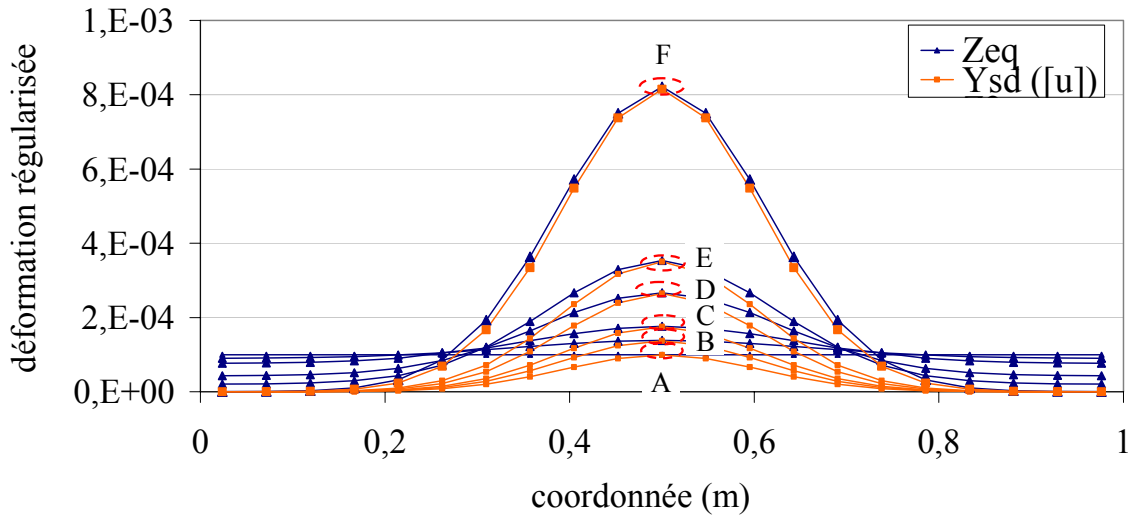


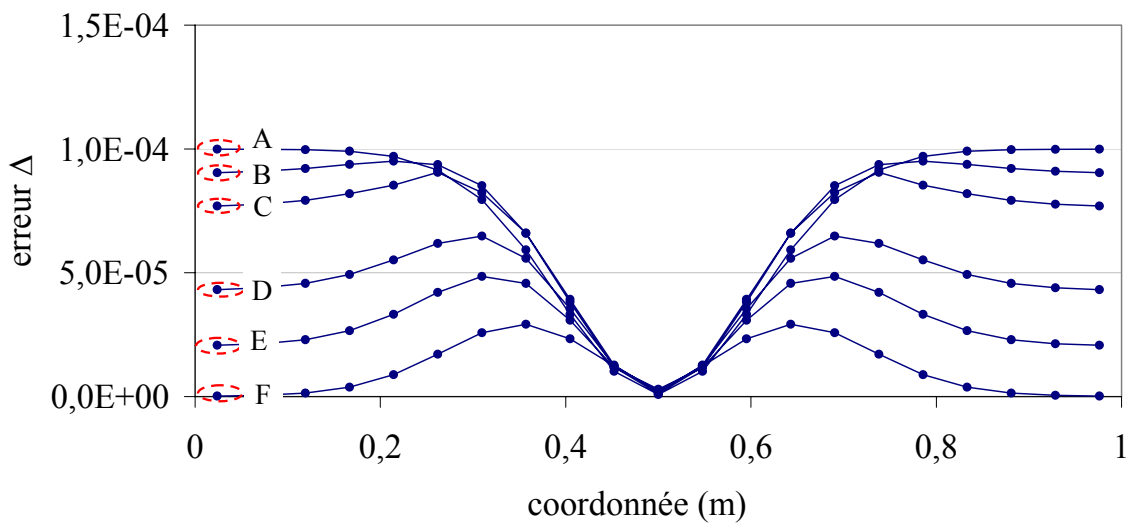
Figure 4.32 : Evolution de l'endommagement de l'élément endommagé.

La Figure 4.33 (a) montre la comparaison entre les champs régularisés \bar{Z}_{eq} et $\bar{Y}_{sd}([u])$ le long de la barre avec leurs évolutions au cours du chargement. Nous remarquons que les deux profils des déformations régularisées se rapprochent lorsque le chargement se poursuit, c'est à dire lorsque l'endommagement augmente. Cela est dû au fait que l'approche analytique avec la fonction Dirac en déformation ne s'applique qu'asymptotiquement à la rupture et qu'elle ne peut pas représenter la progression des déformations là où l'endommagement reste nul. Par ailleurs, nous observons que les profils de \bar{Z}_{eq} sont systématiquement plus larges que ceux de $\bar{Y}_{sd}([u])$, ce qui peut s'expliquer par la diffusion numérique lors des itérations du modèle non-local intégral.

L'évolution de l'erreur absolue $\Delta(x, z, [u])$ le long de la barre au cours du chargement entre ces deux variables \bar{Z}_{eq} et $\bar{Y}_{sd}([u])$ de la Figure 4.33 (a) est montrée sur la Figure 4.33 (b). Pour chaque niveau du chargement, l'erreur absolue $\Delta(x, z, [u])$ est nulle au centre de la barre ce qui est en accord avec la condition imposée par le critère d'équivalence entre les champs régularisés $\bar{Y}_{sd}([u])$ et \bar{Z}_{eq} . Lorsque l'endommagement tend vers 1, cette erreur diminue sur toute la structure pour tendre vers une erreur nulle (niveau F du chargement) en dehors de la bande d'endommagement et en atteignant son maximum aux bords des profils des variables régularisées \bar{Z}_{eq} et $\bar{Y}_{sd}([u])$.



(a)



(b)

Figure 4.33 : (a) Evolution avec le chargement des variables régularisées \bar{Z}_{eq} et $\bar{Y}_{sd}([u])$.
 (b) Evolution avec le chargement de l'erreur absolue $\Delta(x, z, [u])$ entre ces deux variables.

La Figure 4.34 montre l'évolution de l'amplitude du saut en déplacement (ouverture de fissure) avec le chargement. Nous observons une transition dans l'évolution du saut ; celle-ci caractérise le début de la phase adoucissante (voir Figure 4.28). A l'endroit où l'endommagement est proche de 1 (au delà du niveau E, voir Figure 4.32), l'amplitude du saut tend avec le chargement vers la bissectrice, ce qui signifie que plus le chargement avance, plus le saut $[u]$ tend vers le déplacement U imposé aux conditions limites. En effet, lorsque la contrainte devient nulle, tous

les éléments se déchargent sauf un qui reste déformé. Ceci représente une macrofissure qui sépare les deux blocs rigides où l'un a un déplacement imposé nul et l'autre a un déplacement imposé U .

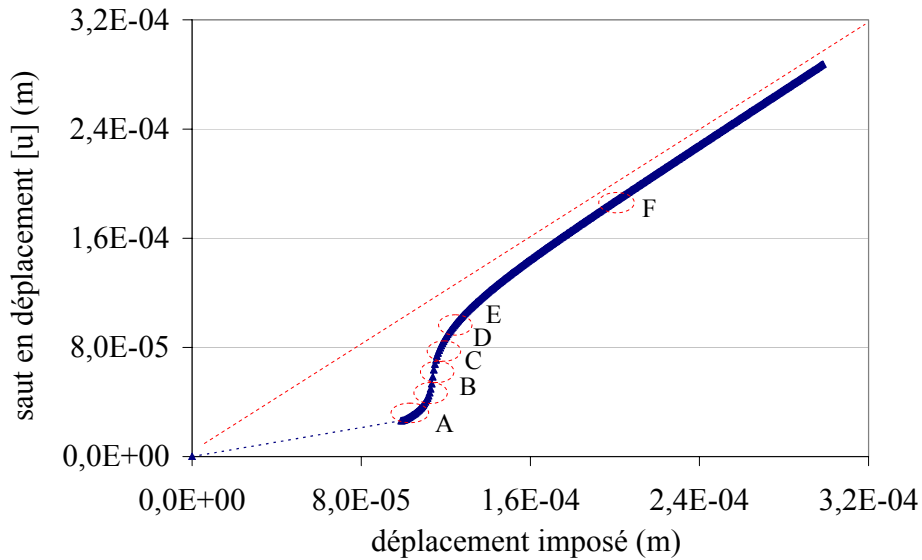


Figure 4.34 : Evolution de l'amplitude du saut en déplacement $[u]$ avec le chargement.

Enfin, la Figure 4.35 montre l'évolution de l'erreur relative $\Delta^r(x, z, [u])$ avec le chargement.

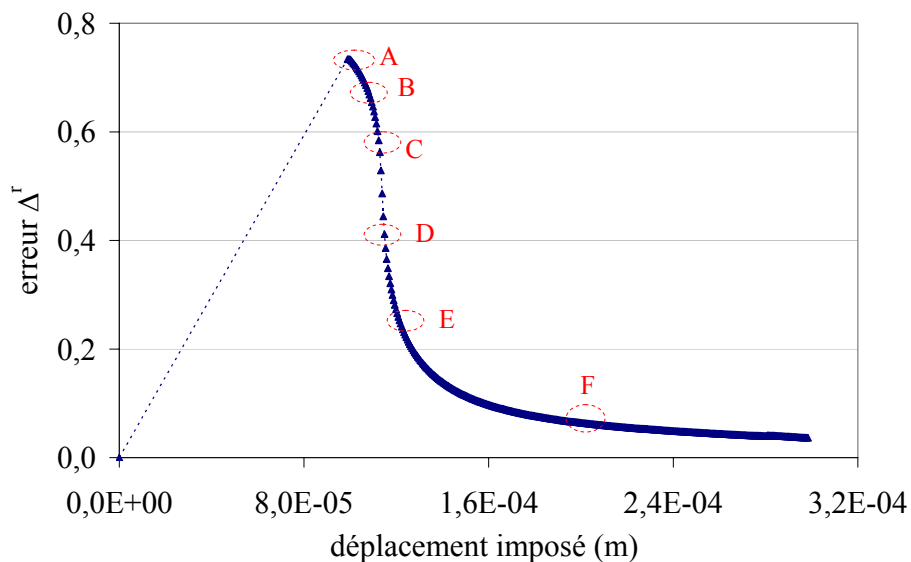


Figure 4.35 : Evolution de l'erreur relative $\Delta^r(x, z, [u])$ avec le chargement.

Cette erreur relative $\Delta^r(x, z, [u])$ commence à diminuer à partir du moment où l'endommagement se crée dans l'élément défectueux, comme il est montré sur la Figure 4.36. Finalement, lorsque l'endommagement tend vers 1, l'erreur $\Delta^r(x, z, [u])$ entre les deux modèles (continu et discontinu) pour représenter une discontinuité est de l'ordre de 4 % au dernier incrément du calcul. Cette erreur ne varie pas pour un nombre d'éléments supérieur à 21.

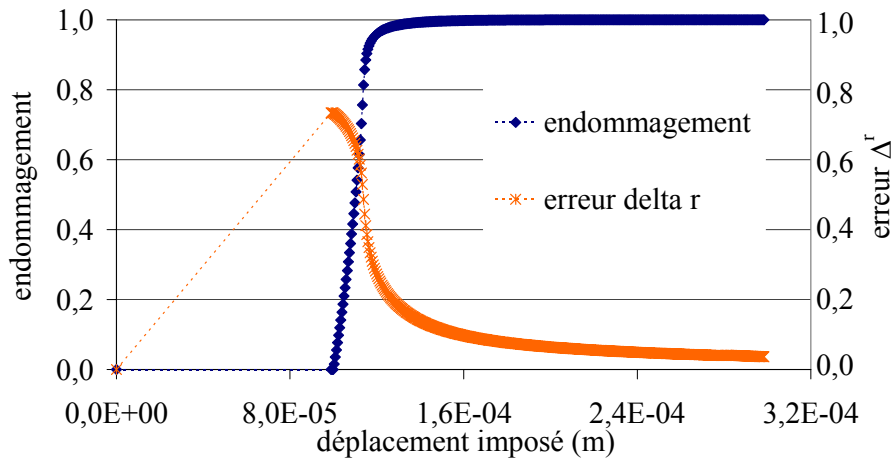


Figure 4.36 : Evolution de l'endommagement et de l'erreur relative $\Delta^r(x, z, [u])$ avec le chargement.

Finalement, en supposant que le lieu de la discontinuité est connu, nous avons extrait d'un calcul par éléments finis, basé sur le modèle non-local d'endommagement, avec une bonne précision un saut en déplacement (ouverture de fissure). Celui-ci peut être utilisé à d'autres fins, en particulier pour évaluer la perméabilité par le biais de la loi d'écoulement de Poiseuille.

Etant donné que l'approche proposée constitue une première approche en 1D du calcul de l'ouverture de fissure à partir d'un modèle endommagement, diverses questions se posent. Parmi les plus importantes, nous distinguons :

- L'influence du type de la fonction de pondération ϕ' et ϕ sur l'estimation du saut en déplacement.
- L'application de l'approche proposée sur d'autres modèles non-locaux d'endommagement, que ce soit un modèle gradient, en déformations ou en déplacement non-locaux.
- L'application de l'approche proposée aux problèmes 2D et 3D. Néanmoins, nous supposons que notre approche pourrait s'appliquer pour une fissure dans un solide 2D ou 3D lorsqu'on se place perpendiculairement à celle-ci en un point donné. Toutefois, pour pouvoir appliquer cette approche, il faudra d'abord estimer la position et l'orientation de la fissure et cela n'est pas trivial.
- La validation expérimentale pour pouvoir employer l'approche proposée aux calculs de structures.

Toutes ces problématiques constituent des perspectives de notre travail sur une modélisation de l'évolution de la perméabilité avec l'endommagement et l'ouverture de fissure.

CONCLUSIONS

Nous avons proposé d'établir une loi d'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement et de l'ouverture de fissure. Deux approches ont été développées.

A l'issue de la première approche, par l'intermédiaire d'une loi des mélanges, une loi basée sur l'endommagement a été reliée avec celle basée sur l'ouverture de fissure. Le raccordement a été effectué au niveau local (échelle du matériau) par une pondération par l'endommagement des lois d'évolution existantes. Cette analyse a permis d'adapter une loi d'évolution unique qui respecte la tendance donnée par les lois existantes là où elles sont valables.

L'application de cette nouvelle loi d'évolution a une influence importante sur la perméabilité structurelle, qui est finalement plus faible par rapport à celle estimée avec l'application de l'évolution exponentielle de Picandet *et al.* (2001).

Enfin, dans le repère perméabilité-déplacement appliqué sur la structure, l'allure des courbes obtenues reste très proche de celle observée par sur résultats expérimentaux. Ainsi, l'hypothèse de la transition du régime d'écoulement suite à la localisation des déformations, supposée à l'issue de l'étude expérimentale (cf. Chapitre 2), est vérifiée.

Par ailleurs, afin de recalibrer cette loi d'évolution de la perméabilité avec les essais expérimentaux, il faudra probablement tenir compte de la variation de \bar{Y} dans la bande d'endommagement.

Dans le cadre de cette étude, nous avons pu mettre en évidence les effets d'échelle sur la perméabilité et vérifier les effets d'échelle sur la résistance mécanique. Les résultats des simulations numériques, menées sur trois disques homothétiques, ont montré une diminution de la perméabilité structurelle avec un effet d'échelle lorsque la taille de la structure augmente. Nous avons proposé des asymptotes de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité qui est différente de celle sur la résistance. La connaissance de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité est capitale pour ne pas sous-estimer la perméabilité prédite par la loi de Poiseuille et donc le taux de fuite de structure à partir d'essais sur maquette en laboratoire.

A l'issue de la deuxième approche, recourant à la modélisation discontinue de la rupture, l'ouverture de fissure a été extraite à partir du champ d'endommagement, obtenu avec une modélisation par éléments finis continue enrichie. Ainsi, cette ouverture peut être introduite dans la loi d'écoulement de Poiseuille afin de déterminer la perméabilité d'un matériau fissuré.

Concernant l'application aux problèmes 2D ou 3D, il faudra d'abord caractériser la fissure (position et orientation) pour pouvoir appliquer notre analyse 1D, ce qui permettra de calculer l'ouverture en tout point de la fissure. Cela constitue une des perspectives de notre travail, aussi bien que la validation expérimentale de l'approche proposée. Par ailleurs, une fois étendue aux problèmes 2D ou 3D, cette approche pourra également s'appliquer à l'amélioration de la modélisation du passage mécanique entre l'ouverture de fissure et l'endommagement utilisée dans la loi de raccordement entre les perméabilités.

CHAPITRE 4
CONTRIBUTION A LA MODELISATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE
AVEC L'ENDOMMAGEMENT ET L'OUVERTURE DE FISSURE

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'objectif de cette étude était de caractériser les effets de la température et de l'état mécanique, ainsi que de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure.

Les essais expérimentaux ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques trouées soumises à une compression uniaxiale et à des températures homogènes. Afin d'obtenir différents niveaux de fissuration, notamment la microfissuration diffuse et la fissuration localisée, les essais ont été conduits dans les phases pré-pic et post-pic du comportement mécanique jusqu'à la rupture. Etant donné qu'une application possible de notre étude est de caractériser la perméabilité du béton dans les conditions thermiques correspondant à un accident de type APRP de l'enceinte de confinement, nous avons donc étudié les effets de la température jusqu'à 150 °C.

Les résultats obtenus lors de l'étude expérimentale amènent les conclusions suivantes :

- La température induit une augmentation de la perméabilité. Cependant, l'évolution de la perméabilité s'est avérée assez faible par rapport aux valeurs trouvées dans la littérature en raison du séchage préalable du béton à 105 °C ainsi que de la limitation à 150 °C de la température d'essai. L'analyse des effets de la température sur la structure poreuse du béton a permis de distinguer trois phénomènes principaux qui influencent sa perméabilité et qui sont essentiellement provoqués par dilatation thermique. Il s'agit de l'augmentation de la porosité capillaire, de l'élargissement des pores et de l'effet de la succion capillaire qui peut d'ailleurs atténuer les effets des deux premiers phénomènes.
- L'état de contrainte influence la perméabilité. En effet, indépendamment de la température du béton, la perméabilité déterminée sous un chargement inférieur à 80-85 % du chargement maximal (en phase pré-pic) est plus petite que celle déterminée après déchargement, ce qui est dû à la compétition entre la refermeture des microfissures préexistantes et la création des nouvelles microfissures. Lorsque le chargement devient supérieur à 80-85 % du chargement maximal, l'effet s'inverse : la perméabilité sous chargement devient plus grande que celle obtenue après chargement et déchargement. Ces différences s'atténuent lorsque le béton devient fortement endommagé (en phase post-pic). La mesure de la perméabilité uniquement après déchargement risque ainsi de conduire à une mauvaise prévision de la perméabilité du béton d'ouvrage.
- Dans la phase pré-pic, qui reproduit le comportement du béton de structure dans les cas de chargement de service, plusieurs phases d'évolution de la perméabilité apparaissent indépendamment de la température du béton. Suite au changement du comportement volumique du béton sous la compression uniaxiale, une légère diminution, suivie par une légère augmentation de la perméabilité est observée. Cette phase correspond à la refermeture des microfissures préexistantes, puis à la création probable de nouvelles microfissures qui ne sont pas encore interconnectées. A partir de 80-85 % du chargement au pic, une nette augmentation de la perméabilité, déterminée sous chargement et après déchargement, est constatée. Elle est attribuée probablement à l'apparition de microfissures continues à travers la pâte de ciment. Cette augmentation s'intensifie avec l'augmentation de la température.
- Dans la phase post-pic, qui peut reproduire le comportement du béton de structure dans les cas de chargement exceptionnel (par exemple accident sur une enceinte), la perméabilité augmente significativement en raison de la croissance de l'ouverture et de la largeur des fissures macroscopiques. Ainsi, le flux à travers le milieu fissuré devient tributaire de la

macrofissuration, tout en étant négligeable dans les zones microfissurées. En effet, suite à la localisation de la fissuration, la localisation du flux se produit.

Nous avons remarqué que, dans les cas de nos résultats expérimentaux, les effets de l'endommagement et de la température peuvent être finalement découplés pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité. Cependant, la loi d'évolution proposée ne peut s'appliquer que lorsque le matériau est endommagé de façon homogène, donc avant la localisation des déformations. En effet, elle n'est valable qu'avant le pic de contrainte, donc pour des endommagements modérés.

Afin de dépasser cette limite pour pouvoir également modéliser l'accroissement de la perméabilité avec la fissuration localisée en phase post-pic, nous avons proposé d'intégrer dans notre loi d'évolution de la perméabilité un autre paramètre : l'ouverture de fissure. Cette problématique, traitée par la modélisation, a été abordée selon deux approches.

La première est fondée sur la définition d'une loi de raccordement entre la perméabilité en fonction de l'endommagement (relation exponentielle proposée par Picandet *et al.* (2001) et vérifiée sur nos résultats expérimentaux) et la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (relation dérivant de la loi d'écoulement de Poiseuille). Nous avons proposé une loi de raccordement sous la forme d'une loi des mélanges dans laquelle l'endommagement pilote la pondération entre les deux perméabilités décrites par les lois d'évolution existantes. Pour cela, nous avons défini une équivalence entre le champ d'endommagement à la rupture et l'ouverture de fissure. Cette approche a été appliquée à la simulation numérique d'un disque sollicité en fendage. Les résultats obtenus mettent en évidence que le type de raccordement obtenu est qualitativement le même que celui observé sur nos résultats expérimentaux dans la phase pré-pic et post-pic jusqu'à la rupture, même si la nature de l'essai est différente. Cette observation vérifie l'hypothèse de la transition entre la perméation à travers un matériau poreux microfissuré et l'écoulement à travers des fissures localisées, qui a lieu suite à la localisation des déformations, comme on l'a supposé à l'issue de l'étude expérimentale.

Dans le cadre de cette étude nous avons également mis en évidence les effets d'échelle sur la perméabilité. Les résultats des simulations numériques, menées sur trois disques homothétiques, ont montré une diminution de la perméabilité structurelle avec un effet d'échelle lorsque la taille de la structure augmente. Nous avons proposé des asymptotes de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité qui est différente de celle sur la résistance. La connaissance de la loi d'effet d'échelle sur la perméabilité est capitale pour ne pas sous-estimer la perméabilité prédite par la loi de Poiseuille et donc le taux de fuite de structure à partir d'essais sur maquette en laboratoire.

Les hypothèses de l'équivalence proposée dans cette approche entre le champ d'endommagement et l'ouverture de fissure sont discutables mais, dans l'état actuel de nos connaissances, nous ne sommes pas capables de calculer une ouverture de fissure (saut de discontinuité) dans une surface ou un volume. C'est pourquoi, nous avons étudié ultérieurement la modélisation de l'équivalence mécanique continue-discontinue.

Dans la deuxième approche nous avons donc proposé de lier les modélisations mécaniques continues et discrètes de la rupture et de répondre à la question de l'estimation d'une ouverture de fissure à l'aide d'un modèle d'endommagement (continu). Au cours de cette étude, qui s'inscrit dans le cadre du projet « CONTIFISS » (fissuration continue), nous avons proposé de comparer deux champs de variables cinématiques, liées à la rupture et régularisées, obtenues par modélisation continue et discrète dans le cas de l'analyse 1D où la position de la fissure est connue. Finalement, à l'issue des simulations numériques menées sur une barre en traction, l'erreur entre ces deux modèles pour représenter une discontinuité diminue lorsque l'endommagement tend vers 1 et devient faible (4 %). Ce résultat met en évidence qu'il est

possible d'extraire l'ouverture de fissure équivalente avec une bonne précision à partir d'un calcul continu aux éléments finis basé sur un modèle d'endommagement non-local. Cette ouverture équivalente peut être introduite dans la loi d'écoulement de Poiseuille afin de déterminer la perméabilité d'un matériau fissuré.

L'approche proposée, qui doit être étendue aux applications 2D et 3D et dont les résultats nécessitent d'être validés par des études expérimentales ultérieures, pourra donc être considérée comme une méthode simple pouvant s'appliquer aux calculs de structures.

Les travaux menés dans le cadre de cette thèse ont abouti à des résultats qui semblent intéressants, toutefois beaucoup de questions et d'améliorations nécessitent d'être effectuées.

Sur le plan expérimental, la validation du modèle d'interaction pour d'autres températures et sur d'autres bétons, notamment un béton de référence d'une enceinte, paraît nécessaire. Par ailleurs, il serait utile de concevoir une méthode expérimentale pour mesurer l'évolution de la structure poreuse du béton sous température.

La nature du fluide percolant dans le béton est importante (à cause des interactions possibles du fluide avec la matrice cimentaire). Dans le cadre de nos travaux, nous avons utilisé du gaz sec, il serait souhaitable d'utiliser dans le futur un mélange de vapeur d'eau et d'air sec, ce qui représenterait mieux les conditions réelles de l'accident type APRP d'une enceinte. Cependant, la conception du dispositif de mesure de la perméabilité devra être changée par rapport à celui existant ; d'autres capteurs devront être conçus permettant ainsi de mesurer le débit de fuite de la vapeur, de l'eau condensée et du gaz évacué.

Étant donné que la paroi de l'enceinte est en béton précontraint, il paraît aussi indispensable d'inclure dans l'analyse la présence d'armatures actives (câbles de précontrainte) ainsi que d'armatures passives (ferraillage). Des essais sur une maquette, représentant une paroi de l'enceinte et permettant de comprendre l'influence d'armatures sur l'évolution de la perméabilité du béton, sont actuellement en cours.

Concernant la modélisation de l'évolution de la perméabilité avec l'état mécanique par une seule loi, d'autres études permettant d'étendre le champ d'application ainsi que la validation des approches numériques proposées nécessitent d'être réalisées. Ces études seront menées dans le cadre du projet « CONTIFISS ».

En effet, pour obtenir une équivalence fiable continue-discontinue, où l'on ne connaît pas l'emplacement de la discontinuité, il faudra au préalable estimer la position et la normale de la zone fissurée pour pouvoir appliquer notre analyse.

Concernant la validation expérimentale de l'approche développée, le type d'expérimentation envisagé est l'essai « brésilien » sur des disques de mortier ou de béton. Ces essais permettraient d'obtenir des informations sur l'ouverture de la fissure, sur la taille de la zone d'endommagement diffus autour de celle-ci et sur le champ de déplacement complet (par corrélation d'images, par exemple). Afin d'évaluer la pertinence de notre approche numérique vis-à-vis de la perméabilité, des mesures de perméabilité seront effectuées au cours du chargement du disque. Enfin, il faudra envisager aussi une confrontation des résultats expérimentaux avec des résultats numériques afin de valider le modèle proposé.

Toutes ces études expérimentales, de modélisation et de simulations numériques devront en effet déboucher vers l'élaboration d'un modèle capable de reproduire les variations de perméabilité d'une enceinte de confinement dans ses régimes de fissuration diffuse ou localisée même lorsque celle-ci est soumise à une température d'accident. L'application d'un tel modèle à un calcul hydraulique permettra de prévoir le taux de fuite et d'évaluer par conséquent des marges de sécurité d'une enceinte.

BIBLIOGRAPHIE

Abbas A., Carcasses M., Ollivier J.P., Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation, *Materials and Structures* 32 (1999) 3-8.

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) 1-6.

Acker P., Reymond M.C., L'apport des moyens non destructifs dans l'interprétation du comportement instantané et différé du béton durci, colloque Liaison pâtes de ciment matériaux associés, Toulouse, 1982.

AFPC-AFREM (1997), Extrait du compte-rendu des Journées Techniques de l'AFPC-AFREM, Durabilité des bétons, Méthodes recommandés pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité, Mode opératoire recommandé, essai de perméabilité au gaz du béton durci, 11 et 12 décembre 1997, Toulouse.

Alarcon-Ruiz L., Platret G., Massieu, Ehlacher A., The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on cement paste, *Cement and Concrete Research* 35 (2005) 609-613.

Askes H., Advanced spatial discretisation strategies for localized failure. Mesh adaptivity and meshless methods, PhD thesis, Delft University of Technology, 2000.

Banthia N., Biparva A., Mindess S., Permeability of concrete under stress, *Cement and Concrete Research* 35 (2005) 1651-1655.

Baroghel-Bouny V., *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons ; méthodes, analyse, interprétations*, Edition du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.

Bary B., Etude du couplage hydraulique-mécanique dans béton endommagé, Thèse de Doctorat du Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan 1996.

Bazant Z.P., Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete, *J. Engrg. Mech. Div. (ASCE)* 102 (1976) 331-344.

Bazant Z.P. et Thonghutai W., Pore pressure and drying of concrete at high temperature, *J. Eng. Mech. Div. (ASCE)* 104 (1978) 1059-1079.

Bazant Z.P. et Wittmann F.H., *Creep and shrinkage in concrete structures*, John Wiley & Sons (1982).

Bazant Z.P., Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal, *J. of Engrg. Mech. (ASCE)* 110 (1984).

BIBLIOGRAPHIE

Bazant Z.P. et Jirasek M., Nonlocal model based on crack interactions : A localization study, *J. of Engrg. Materials & Technology* (ASME) 116 (1994) 256-259.

Bazant Z.P. et Kaplan M.F., *Concrete at high temperatures, Material properties and mathematical models*, Longman House, Burnt Mill, England, 1996.

Bazant Z.P., Planas J., *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC Press LLC, 1998.

Bazant Z.P., *Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures*, Lavoisier, 2004.

Benallal A., Billardon R., Geymonat G., Bifurcation and rate-independent materials, in: Bifurcation and stability of dissipative systems, *CISM Lecture Notes* 327, Springer (1993) 1-44.

Bourdarot E., Application of a prodamage model to analysis of concrete dams, Note EDF/CNEH, 1991.

Burlion N., Skoczylas F., Dubois, Induced anisotropic permeability due to drying of concrete, *Cement and Concrete Research* 33 (2003) 679-687.

Burlion N., Bourgeois F., Shao J.-F., Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete, *Cement and Concrete Research* 27 (2005) 367-379.

Carman P.C., *Flow of gases through porous media*, Academic Press, New York, 1956.

Carmeliet J., Delerue J.F., Vandersteen K., Roels S., Three-dimensional liquid transport in concrete cracks, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 28 (2004) 671-687.

Chatzigeorgiou G., Coupling between Damage, Temperature and Permeability of Concrete: Experimental and Numerical study, rapport interne, Ecole Centrale de Nantes, 2004.

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) 1005-1018.

Choinska M., Khelidj A., Chatzigeorgiou G., Pijaudier-Cabot G., Effects and Interactions of Temperature and Stress-level Related Damage on Permeability of Concrete, *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 79-88.

Comi C., Mariani S., Perego U., An extended FE strategy for transition from continuum damage to mode I cohesive crack propagation, *Int. J. Numer. Anal. Math. Geomech.* (2006), sous-presse.

Crisfield M.A., Local instabilities in the non linear analysis of reinforced concrete beams and slabs, *Proceeding of the Institution of Civil Engineers* 73 (1982) 135-145.

Dal Pont S., Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température, Thèse de Doctorat, ENPC, 2004.

- Dal Pont S., Schrefler B.A., Ehrlacher A., Intrinsic permeability evolution in high temperature concrete: An experimental and Numerical Analysis, *Transp Porous Med* 60 (2005) 43-74.
- de Borst, R., Sluys, L.J., Muhlhaus, H.B. et Pamin, J., Fundamental issues in finite element analyses of localisation of deformation, *Engrg. Comput.* 10 (1993) 99-121.
- de Borst, R., Fracture in quasi brittle materials: a review of continuum damage-based approaches, *Engineering Fracture Mechanics* 69 (2002) 95-112.
- de Borst, R., Remmers, J.J.C., Needleman, A. et Abellan, M.A., Discrete vs. smeared crack models for concrete fracture: bridging the gap, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28 (2004) 583-607.
- de Vree J.H.P., Brekelmans W.A.M., van Gils M.A.J., Comparisons of non local approaches in continuum damage mechanics, *Computers and Structures* 55 (1995) 581-588.
- Diederichs U., Hinrichsmeyer K., Schneider U., Analysis of thermal, hydrothermal and mechanical stresses of concrete by mercury porosimetry and nitrogen-sorption, Haynes&Rossi-Doria (ed) Proc. of RILEM/CNR Int. Symp. On Principles and Applications of Pore Structural Characterization, Milan, 1983.
- Diederichs U., Jumppanen U.M., Penttala V., Behaviour of high strength concrete at high temperature, Espoo: Helsinki University of Technology, Report 92, 1989.
- Dormieux L. and Kondo D., Approche micromécanique du couplage perméabilité-endommagement, *C.R. Mecanique* 332 (2004) 135-140 (in french).
- Dullien F.A.L., *Porous Media. Fluid Transport and Pore Structure*, Academic Press (1979).
- Dupain R., Lanchon R., Saint-Arroman J.C., *Granulats, Sols, Ciments et Bétons-Caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire*, Editions Casteilla, Paris, 1995.
- Edvardsen C., Water permeability and autogeneous healing of cracks in concrete, *ACI Materials Journal* 96 (1996) 448-454.
- Fauchet B., Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la pression interstitielle, Thèse de Doctorat de l'ENPC, 1991.
- Feraille A., Tamagny P., Ehrlacher A., and Sercombe J., Thermo-hydrochemical modelling of a porous medium submitted to high temperature: an application to an axisymmetrical structure, *Math.Comp.Mod.* 37 (2003) 641-650.
- Fu Y.F., Wong Y.L., Poon Ch.S, Tang Ch.A., Lin P., Experimental study of micro/macro crack development and stress-strain relations of cement-based materials at elevated temperatures, *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 789-797.

BIBLIOGRAPHIE

Gardner D.R., Lark R.J., Barr B., The effect of conditioning to a predetermined weight loss on the permeability of concrete, *Construction and Building Materials* 21 (2007) 83–89.

Gawin D., Majorana C. E., Schrefler B. A., Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature, *Mech. Cohes.-Fric. Mater.* 4 (1999) 37-74.

Gawin D., Pesavento F., Schrefler B.A., Simulation of damage-permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature, *Comm. in Num. Meth. Engrg.* 18 (2002) 113-119.

Gawin D., Pesavento F., Schrefler B.A., Modelling of thermo-chemical and mechanical damage of concrete as a multiphase material at high temperatures, *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.* 192 (2003) 1731-1771.

Gawin D., Alonso C., Andrade C., Majorana C.E., Pesavento F., Effect of damage on permeability and hygro-thermal behaviour of HPCs at elevated temperatures: Part 1. Experimental results, *Computers and Concrete* (2005) 189-202.

Geers M.G.D., Peijts T., Brekelmans W.A.M., de Borst R., Experimental monitoring of strain localisation and failure of composite materials, *Composite Science and Tech.* 56 (1996) 1283-1290.

Gérard B., Breyse D., Ammouche A., Houdusse O., Dirdry O., “Cracking and permeability of concrete under tension”, *Mater. Struct.* 29 (1996) pp.141-151.

Gérard 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.

Godard V., Modélisation non locale à gradients de déformations, Documentation de référence *Code_Aster*, R5.04.02, 2003, www.code-aster.org.

Granger S., Loukili A. Pijaudier-Cabot G., Chanvillard G., Caractérisation expérimentale de l’auto-cicatrisation des fissures dans un béton à ultra-hautes performances, *Revue Européenne de Génie Civil* 10 (2006) 279-294.

Handbook of chemistry and physics, CRC press inc, 1977.

Haidar K., Modélisation de l’endommagement des structures en béton-Approches numériques et effet de la microstructure sur les propriétés de rupture, Thèse de doctorat, Université de Nantes, 2002.

Harmathy T.Z., Thermal properties of concrete at elevated temperatures, *ASTM Journal of Materials* 5 (1970) 47-74.

Hearn N. and Lok G., Measurement of Permeability under Uniaxial Compression-A Test Method, *ACI Materials Journal* 95 (1998) 691-694.

-
- Hearn N., Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete, *ACI Materials Journal* 96 (1999) 234-241.
- Hettema M.H.H., The thermo-mechanical behaviour of sedimentary rock : an experimental study, PhD thesis, Delft University, 1996.
- 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) 773-781.
- Hubert F.X., Contribution à l'étude du comportement mécanique des ouvrages en béton avec prise en compte des effets de la dessiccation, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 2004.
- Huerta A. et Pijaudier-Cabot G., Discretization influence on the regularization by two localization limiters, *Journal of Engineering Mechanics* 120 (1994) 1198-1218.
- Jason L., Relation endommagement perméabilité pour les bétons. Application aux calculs de structures, Thèse de doctorat, Université de Nantes, 2004.
- Joos M. and Reinhardt H.W., Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature, *Cement and Concrete Research* 32 (2002) 1497-1504.
- Jumppanen U.M., Diederichs U., Hinrichsmeyer K., Material properties of F-concrete at high temperature, Espoo: Technical Research Centre of Finland, n°452 (1986)
- Kermani A., Stressed concrete. Permeability of stressed concrete, *Building Research and Information* 19 (1991) 360-366.
- Khelidj A., Choinska M., Chatzigeorgiou G., Pijaudier-Cabot G., Coupling between progressive damage, temperature and permeability of concrete: Experimental and numerical study, *Restoration of Buildings and Monuments* 12 (4) (2006) 299-316.
- Klinkenberg L.J., The permeability of porous media to liquids and gases, American Petroleum Institute, *Drilling and Production Practice* (1941) 200-213.
- Leblond J.B. Perrin G., Devaux X., Bifurcation effects in ductile metals with damage delocalisation, *J. Appl. Mech.* 61 (1994) 236-242.
- Lemaitre J. et Chaboche J.L., *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, Paris, 1984.
- Lion M., Influence de la température sur le comportement poromécanique et hydrauliques d'une roche carbonaté et d'un mortier. Etudes expérimentales, Thèse de doctorat, Université Lille 1, 2004.

BIBLIOGRAPHIE

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) 1937-1942.

Loosvelt H., Etude expérimentale des comportement hydraulique et poromécanique d'un mortier sain ou dégradé chimiquement, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 2002.

Luccioni B.M., Figueroa M.I., Danesi R.F., Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures, *Eng. Structures* 25 (2002) 729-742.

Maso J.C., La liaison entre les granulats et la pâte de ciment hydraté, 7^{ème} Congrès International de Chimie des Ciments, Rapport principal, Paris, 1980.

Mazars J., Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure, Thèse de Doctorat d'Etat de l'Université Paris 6, 1984.

Mazars et Pijaudier-Cabot, From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach, *Int. J. Solids. Struct.* 33 (1996) 3327-3342.

Mehta P.K., *Concrete. Structure, properties and materials*, Englewood Cliff, New Jersey, Prentice-Hall, 1986.

Meziani H. et Skoczylas F., An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and of its permeability under deviatoric loading, *Materials and Structures* 32 (1999) 403-409.

Monlouis-Bonnaire J.P., Verdier J., Perrin P., Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials, *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 737-744.

Moranville-Regourd M., Microstructures des bétons à hautes performances, dans : Les bétons à hautes performances : du matériau à l'ouvrage, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.

NFP 18-404, Bétons - Essai d'étude, de convenance et de contrôle - Confection et conservation des corps d'épreuve.

NFP 18-422, Bétons - Mise en place par aiguille vibrante.

NIST, Transport Properties and Durability of Concrete : Literature Review and Research Plan, NISTIR 6395 (1999).

NIST, Effect of Drying Shrinkage Cracks and Flexural Cracks on Concrete Bulk Permeability, NISTIR 6519 (2000).

Nonnet E. Lequeux N., Boch P., Elastic properties of high alumina cement castables from room temperature to 1600 °C, *J. Eur. Ceram. Soc.* 19 (1999) 1575-1583.

-
- Norris W.E., Naus D.J., Graves H.L., Inspection of nuclear power plant containment structures, *Nuclear Engineering and Design* 192 (1999) 303–329.
- Noumowé A., Effet de hautes températures (20-600 °C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performance, Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 1995.
- 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) 113-136.
- Omar M., Déformations différées du béton : Etude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage-endommagement, Thèse de doctorat, Université de Nantes, 2004.
- 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) 3391-3403.
- Peerlings R.H.J., Enhanced damage modelling for fracture and fatigue, PhD thesis, Technische Universiteit Eindhoven, 1999.
- Picandet V., Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons, Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 2001.
- 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) 1525-1532.
- Pijaudier-Cabot G. et Bazant Z.P., Nonlocal Damage Theory, *Journal of Engineering Mechanics* 113 (1987) 1512-1533.
- Planas, J., Elices, M., Guinea, G.V., Cohesive crack versus nonlocal model: closing the gap, *International Journal of Fracture* 63 (1993) 173-187.
- Ramtani S., Berthaud Y., Mazars J., Orthotropic behavior of concrete with directional aspects : modelling and experiments, *Nuclear Engineering and Design* 133 (1992) 97-111
- Reinhardt H.W. and Joos M., Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width, *Cement and Concrete Research* 33 (2003) 981-985.
- Rapport de vérification N° ATE03.0111TH émis par SERVATHIN, 2003.
- Remond F., Perméabilité des bétons maintenus sous charges mécaniques, rapport de DEA, Ecole Centrale de Nantes, 2003.
- Rodriguez-Feran A., Morata I., Huerta A., A new damage model based on non-local displacements, *Int. J. Numer. Anal. Math. Geomech.* 29 (2005) 473-493.
- Rostasy F.S., Weib R., Wiedemann G., Changes of pore structure of cement mortars due to temperature, *Cement and Concrete Research* 10 (1980) 157-164.

BIBLIOGRAPHIE

Sanjuan M.A. et Munoz-Martialay R., Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete, *Material Letters* 27 (1996) 263-268.

Schneider U. et Herbst H.J., Permeabilitaet und porositaet von beton bei hohen temperaturen, *Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton* 403 (1989) 23-52.

Scrivener K., Cours on-line, EPFL, 2001.

Shah S.P., Sankar R., Internal cracking and strain softening response of concrete under uniaxial compression, Center for Concrete and Geomaterials, Northwestern University, 1987.

Simo J.C., Oliver J., Armero F., An analysis of strong discontinuities induced by strain-softening in rate-dependent inelastic solids, *Computational Mechanics* 12 (1993), 1595-1638.

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) 4581-4607.

Skoczylas F. et Henry J.P., A study of the intrinsic permeability of granite to gas, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* 32 (1995) 171-179.

Skoczylas F., Variations de la perméabilité et comportement sous chargement déviatorique, dans *La dégradation des bétons, couplage fissuration-dégradation chimique*, (Ed.) Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F., *Communications en mécanique*, Edition Hermes, 1999.

Sluys L.J., Communication personnelle, ALERT, Aussois, 2004.

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) 443-450.

Terrien M., Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction, *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées* 105 (1980).

Tognazzi C., Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires : Caractéristion et Modélisation, Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, 1998.

Tognazzi C., Genin P., Torrenti J.M., Influence de la fissuration et de l'hygrométrie du béton sur sa perméabilité, Séminaire EDF Durabilité des Ouvrages, Moret, 1996.

Torrenti J.M., Djebri B., Bascoul A. Granju J.L., Comparative study of two biaxial presses for concrete, *Matériaux et Constructions* 241(1991) 52-60.

-
- Torrenti, J.-M., Desrues, J., Benaija, E.H., Boulay, C., Syerephotogrammetry and Localization in Concrete under Compression, *J. Eng. Mech.* 117 (7) (1991) 1455–1465.
- Torrenti, J.M., Benaija, E.H., Boulay, C., Influence of Boundary Conditions on Strain Softening in Concrete Compression Test, *J. Eng. Mech. (ASCE)* 119 (12) (1993).
- Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F., *La dégradation des bétons, couplage fissuration-dégradation chimique*, *Communications en mécanique*, Edition Hermes, 1999.
- 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.
- Vodak F. Trtik K., Kapickova O., Hoskova S., Demo P., The effect of temperature on strength-porosity relationship for concrete, *Construction and Building Materials* 18 (2004) 529-534.
- Wang J., Developement and application of a Micromechanics-based numerical approach for the study of crack propagation in concrete, Thèse de Doctorat de l'EPFL, Lausanne, 1994.
- Wang K., Jansen D.C., Shah S.P., Karr A.F., Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research* 27 (1997) 381-393.
- Weigler H.et Fischer R., Influence of high temperatures on strength and deformations of concrete, Concrete for Nuclear Reactors, *American Concrete Institute*, SP-34, 1972.
- Xiao J. et Konig G., Study on concrete at high temperature in China-an overview, *Fire Safety Journal* 39 (2004) 89-103.
- Yurtdas I., Peng H., Burlion N., Skoczylas F., Influences of water by cement ratio on mechanical properties of mortars submitted to drying, *Cement and Concrete Research* 36 (2006) 1289-1283.
- Zhou Q. et Glasser F.P., Thermal stability and décomposition mechanisms of ettringite at < 120 °C, *Cement and Concrete Research* 31 (2001) 1333-1339.

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A

Caractéristiques techniques des Appareils d'Essais

Enceinte climatique (GeM, ERT, Ecole Centrale de Nantes)

L'enceinte F.C.H. SERVATHIN permet d'appliquer des températures allant de -50 °C jusqu'à $+150\text{ °C}$. L'erreur maximale tolérée par rapport à la consigne : $\pm 2\text{ °C}$ pour la température et $\pm 5\%$ pour l'humidité relative.

La production thermique de chaud se produit par dégagement calorifique de résistances blindées à ailettes en acier inoxydable, disposées derrière la tôle-écran. La production de froid se réalise par évaporation d'un fluide réfrigérant dans un échangeur (disposé derrière la tôle-écran), dont les tubes sont en cuivre et les ailettes en aluminium. Le brassage de l'air réalisé par un moto-ventilateur offre une très bonne homogénéité. Le séchage s'effectue par l'introduction d'air sec produit par le sécheur sans chaleur alimenté en air comprimé. L'humidification se fait par l'injection de vapeur produite par un humidificateur SERVATHIN dit « à vapeur fluante ».

Des tests d'homogénéité de l'environnement de l'enceinte après stabilisation ont mis en évidence sur des points distants de 10 cm des parois et de 20 cm de la porte une différence de 1 à 3 °C suivant les températures d'essais (un test d'homogénéité effectué avec 9 sondes a détecté 0,35 °C et 2,05 °C de différence maximale respectivement à 20 °C et 150 °C (cf. Rapport de vérification, 2003).

Diffractomètre (GeM, EMM, C.R.T.T., Saint-Nazaire)

Diffractomètre *SIEMENS D500* (Figure A.1) avec un générateur de 30kV et 40mA. Tube utilisé est en Cr FN tel que la longueur d'onde λ de la source du faisceau incident est de 2,28 Å.

Un collimateur en sortie du faisceau primaire et des fentes de Soller, puis fente de $0,6^\circ$ devant le détecteur à diode Si Li, réglé sur l'énergie du chrome à 5,42 keV et une fenêtre de 500 eV, ont été utilisés.

Intervalle angulaire de 20 à $160^\circ 2\theta$ avec un pas de $0,2^\circ$ et un temps d'acquisition de 5 s par pas.



Figure A.1 : *Diffractomètre SIEMENS D500.*

Porosimètre à mercure (GeM, ERT, Ecole Centrale de Nantes)

Porosimètre à mercure *AUTOPORE IV 9500* (*Micromeritics Instrument Corporation*), dont la pression maximale d'injection du mercure est de 400 MPa. Les pores, de diamètre compris entre 3 nm et 100 μm , sont accessibles avec cet appareil de la manière suivante :

- la montée en pression de 0 à 0,1 MPa sur le poste « Basse Pression » (investigation des pores les plus grossiers)
- la montée en pression jusqu'à 400 MPa sur le poste « Haute Pression » (investigation des pores les plus fins)

Volume du capillaire du pénétromètre : 16,830 mL

Taille maximale de l'échantillon : ϕ 25 x 25 mm.

Appareil ATG / ATD (GeM, ERT, Ecole Centrale de Nantes)

L'appareil *SETARAM* est équipé d'une thermo-balance de précision $\pm 0,1$ mg et d'une pesée maximale de 100 g ainsi que d'une canne TG-DSC 1600 étalonnée.

L'acquisition et le traitement des données se fait à l'aide du logiciel *SETSOFT*.

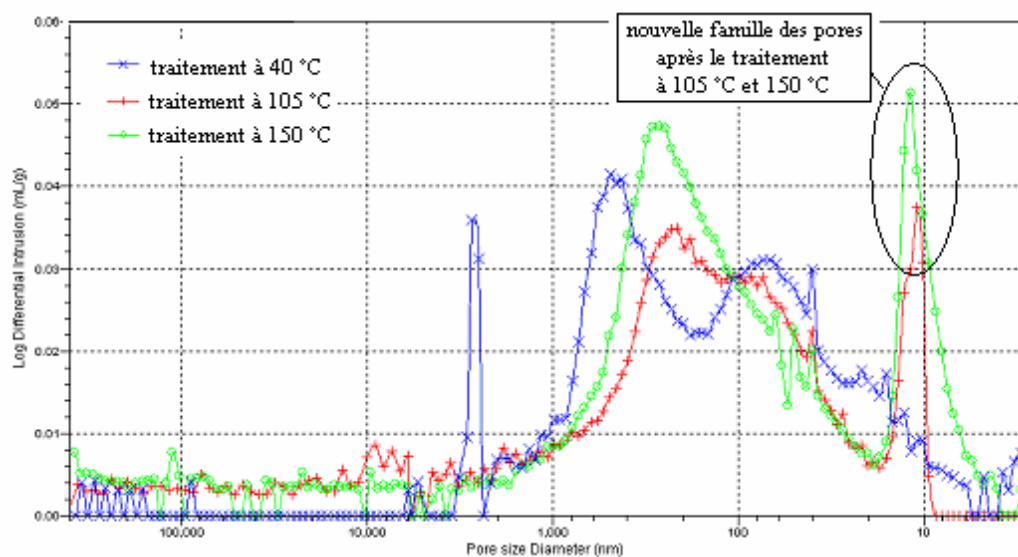
ANNEXE B**Evolution de la distribution de la taille des pores avec la température du traitement**

Figure B.1 : Evolution de la distribution de la taille des pores avec la température du traitement de 40, 105 ou 150 °C.

ANNEXE C**Influence de paramètres du modèle de Mazars sur la réponse globale en traction par fendage**

L'endommagement de traction reste largement prépondérant par rapport à l'endommagement de compression pour l'essai de fendage. Par conséquent, même dans un cas extrême, où les paramètres $A_c=1$, $B_c=0$ conduisent à un endommagement de compression nul, la réponse mécanique n'en est quasiment pas affectée (voir Figure C.1). Cependant, elle reste très sensible aux paramètres de traction A_t , B_t (voir Figure C.1).

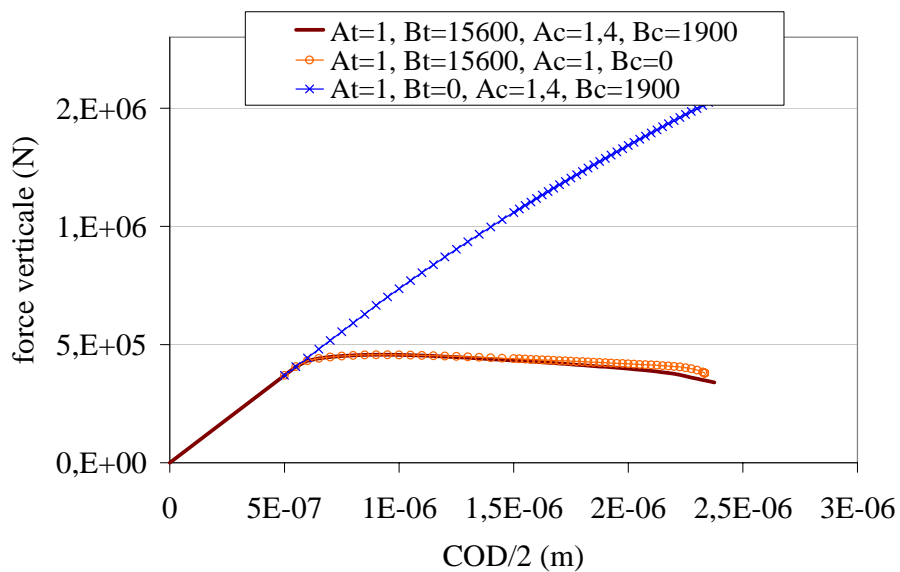


Figure C.1 : Réponse globale du disque (D11) : force verticale-COD/2 pour différents paramètres mécaniques.

Résumé

La perméabilité du béton influence la durabilité des structures indirectement en gouvernant la vitesse de pénétration d'agents agressifs, mais aussi directement dans le cas où la structure joue un rôle d'étanchéité, ce qui est le cas des enceintes de confinement des centrales nucléaires. Dans le contexte industriel de la sûreté de ces structures, nous avons entrepris des travaux dont l'objectif est de caractériser l'évolution de la perméabilité du béton sous l'effet de la température et du chargement mécanique.

Les mesures de la perméabilité au gaz sont effectuées sur des éprouvettes cylindriques en béton soumises à des températures allant jusqu'à 150 °C et à une compression uniaxiale jusqu'à la rupture. Les résultats expérimentaux révèlent que les effets de la température et de l'endommagement peuvent être découplés pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité. Ils nous ont permis de proposer une relation reliant la perméabilité à l'endommagement et à la température. Cependant, cette relation ne peut s'appliquer que dans le domaine pré-pic du comportement du béton où le béton demeure microfissuré. Afin de dépasser cette limite pour pouvoir modéliser également l'accroissement de la perméabilité en phase post-pic, un autre paramètre, qui est l'ouverture de fissure, est intégré dans la relation entre la perméabilité et l'endommagement.

Cette problématique, faisant l'objet d'une modélisation, est exploitée selon deux approches. La première se base sur la définition d'une loi de raccordement entre les lois existantes d'évolution de la perméabilité avec l'endommagement et l'ouverture de fissure. Avec cette approche les tendances observées expérimentalement sont retrouvées. La deuxième approche consiste à relier d'un point de vue mécanique l'endommagement avec l'ouverture de fissure puis d'appliquer la loi de Poiseuille pour déterminer la perméabilité. La validation expérimentale de cette approche, permettant de déboucher vers un modèle continu capable de reproduire les variations de perméabilité d'une structure, constitue une des perspectives de notre travail.

Mots-clés : Béton, Perméabilité, Endommagement, Fissuration, Température

Abstract

Effects of temperature, mechanical state and their interactions on permeability of structural concrete

Concrete permeability may influence the durability of structures indirectly by controlling the penetration rate of aggressive agents, but also directly if the structure has a confinement role, like containment vessels of nuclear power plants for instance. In the industrial background on the safety of these structures, the objective of this study is to characterize the evolution of concrete permeability under the effects of temperature and mechanical loading.

The permeability tests are performed on hollow concrete cylinders, subjected to temperature up to 150 °C and compressive loading up to failure. Experimental results reveal that the effects of temperature and damage may be decoupled for the estimation of permeability and enable us to propose a relation between permeability, damage and temperature. However, this relation may only be applied in the pre-peak phase as concrete remains microcracked. In order to overcome this limit to be able to model also permeability increase in the post-peak phase, another parameter, which is crack opening, is introduced in the relation between permeability and damage.

This problem, investigated by modelling, is exploited according to two approaches. The first one is based on the definition of a matching law between existing relations of permeability evolution with damage and with crack opening. With this approach the tendencies are similar to the observed ones on the experimental results. The second approach consists in linking from a mechanical point of view damage with crack opening in order to apply the Poiseuille's law for permeability determination. Experimental validation of this approach, emerging towards a continuous model capable to reproduce permeability variations of a concrete structure, constitutes a major perspective of this work.

Mots-clés : Concrete, Permeability, Damage, Cracking, Temperature