HAL
open science

Stratégie de modélisation pour suivre des fissures existantes dans une structure en béton armé précontraint

Eric Lefebvre

To cite this version:

Eric Lefebvre. Stratégie de modélisation pour suivre des fissures existantes dans une structure en béton armé précontraint. Matériaux. Université Paris sciences et lettres, 2016. Français. NNT : 2016PSLEM069 . tel-01709740

HAL Id: tel-01709740

https://pastel.hal.science/tel-01709740

Submitted on 15 Feb 2018

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.

THÈSE DE DOCTORAT

de l'Université de recherche Paris Sciences et Lettres
PSL Research University

Préparée à MINES ParisTech

Stratégie de modélisation pour suivre des fissures existantes dans une structure en béton armé précontrainte

École doctorale n°432

SCIENCES DES METIERS DE L'INGENIEUR

Spécialité SCIENCES ET GENIE DES MATERIEAUX

COMPOSITION DU JURY :

Jacques BESSON
Mines Paristech
Président du jury

Christian LA BORDERIE
Université de Pau et des Pays de l'Adour
Rapporteur

Yann MONERIE
Université de Montpellier
Rapporteur

Federic FEYEL
SafranTech
Examinateur

Ludovic JASON
CEA
Examinateur

Sylvie MICHEL-PONNELLE
EDF R&D
Examinatrice

Soutenue par **Eric Lefebvre**
le 13 décembre 2016

Dirigée par **Frédéric FEYEL**

Remerciements :

Je tiens à remercier en premier lieu les membres du jury : Messieurs Christian La Borderie et Yann Monerie pour avoir accepté de rapporter sur ce mémoire, Messieurs Ludovic Jason et Jacques Besson pour avoir accepté d'être respectivement président du jury et examinateur.

Je tiens ensuite à remercier mon directeur de thèse, Frédéric Feyel, pour m'avoir fait confiance en encadrant cette thèse et avoir réussi à trouver du temps pour moi malgré un emploi du temps chargé. Des remerciements ne seraient pas suffisants pour exprimer toute ma reconnaissance et ma gratitude pour mon encadrante industrielle, Sylvie Michel-Ponnelle, qui m'a inondé de ses connaissances et de son expérience dans le domaine de la simulation numérique et du Génie Civil. Je souhaite ensuite remercier les personnes qui n'ont pas directement encadré cette thèse, mais qui m'ont donné beaucoup de leur temps : merci à Eric Lorentz et Cyril Kazymyrenko pour l'aide précieuse qu'ils m'ont apportée.

Merci également à Léo et Youbin pour leur contribution lors de leur stage.

Ces quatre années de recherche (stage et thèse) se sont passées au sein du meilleur cadre qu'une thèse peut avoir. Il s'agit des groupes T65 et T66 du département AMA d'EDF RetD. Je remercie l'ensemble de mes anciens collègues pour leur sourire, leur joie et leur bonne humeur. Je ne garde que d'excellents souvenirs de vous tous : Deauville, Promenade dans les passages couverts, Nuit à l'aéroport, ,... Dans cet ensemble, je remercie plus particulièrement mes collègues de bureau (Emricka, Guilhem, Rita, Youbin, Ines) pour les nombreuses discussions passionatnes.

Pour finir, je remercie ma famille pour m'avoir soutenu et d'avoir toujours cru en moi.

La créativité, d'après moi, vient surtout de la capacité à intégrer beaucoup d'éléments émanant de son entourage, de discussions... C'est une affaire d'environnement, d'interaction avec les autres. En recherche, c'est quelque chose que l'on connaît bien.

Cédric Villani

Table des matières

1 Etat de l'art pour la modélisation d'une structure en béton armé fissuré 11

1.1 Description des enceintes de confinement 13

1.1.1 Caractéristiques générales de l'enceinte de confinement 13

1.1.2 Dimensionnement des enceintes de confinement 14

1.2 Modélisation de la fissuration du béton 17

1.2.1 Comportement du Béton 17

1.2.2 Représentation de la fissuration du béton à l'aide d'un modèle continu d'endommagement 22

1.2.3 Représentation de la fissuration à l'aide d'un modèle de zone cohésive 28

1.3 Modélisation d'une structure en béton armé 36

1.3.1 Description des structures en béton armé et précontraint 36

1.3.2 Etat de l'art sur la modélisation des aciers et de l'interface Acier-Béton . . . 40

1.3.3 Sélection des différentes briques de modélisation pour représenter les fissures, les aciers et la décohésion dans une structure en béton armé 47

1.4 Modélisation du comportement hydromécanique dans le béton 47

1.4.1 Observations expérimentales 48

1.4.2 Modélisation du Jeune âge et des déformations différées 52

1.4.3 Différents choix concernant la représentation du comportement hydromécanique du béton 63

1.5 Récapitulatif des différents briques numériques pour suivre l'évolution d'une fissure dans un ouvrage en béton armé précontraint 64

2 Validation des différentes briques de modélisation 67

2.1 Modélisation des fissures dans le béton avec des éléments cohésifs 68

2.1.1 Description de l'élément support 68

2.1.2 Rappel des modèles dans la littérature pour décrire un comportement quasi-fragile 69

2.1.3 Comparaison des différentes lois cohésives 70

2.2 Représentation des aciers dans les enceintes 76

2.2.1 Représentation des câbles de précontrainte en quinconce avec un modèle asymptotique . . . 76
2.2.2 Prise en compte des déviations des câbles . . . 89
2.3 Modélisation de la décohésion de l'acier par rapport au béton avec des éléments cohésifs 97
2.3.1 Description de l'élément d'interface de la décohésion Acier-Béton . . . 97
2.3.2 Modélisation locale de la longueur de la décohésion . . . 99
2.3.3 Modélisation de la poutre en flexion trois points du benchmark MECA . . . 105
2.4 Cohabitation entre les modèles de fluage et les modèles décrivant la fissuration du béton 111
2.4.1 Modèle de fluage - Description du modèle . . . 111
2.4.2 Caractérisation d'un "effet de structure" . . . 113
2.5 Conclusion sur les différentes briques de modélisation . . . 116

3 Etude de différentes parties de l'enceinte de confinement 119
3.1 Modélisation d'une PArtie Courante d'Enceinte - PACE1450 . . . 121
3.1.1 Description du programme expérimental . . . 121
3.1.2 Modélisation de l'essai PACE . . . 122
3.1.3 Résultats et Analyses . . . 129
3.2 Modélisation du Gousset de VerCors . . . 133
3.2.1 Présentation de la maquette VerCors . . . 133
3.2.2 Modélisation du Gousset lors du jeune âge . . . 135
3.2.3 Résultats Thermiques . . . 142
3.2.4 Résultats Mécaniques . . . 146
3.3 Modélisation du TAM de la maquette VerCors . . . 150
3.3.1 Modélisation du TAM . . . 150
3.3.2 Description du Tampon d'accès matériel - TAM . . . 150
3.3.3 Résultats et Analyses . . . 153
3.4 Bilan concernant la modélisation de l'enceinte . . . 156

4 Stratégie pour suivre l'évolution d'une fissure existante 157
4.1 Modélisation d'une structure initialement fissurée . . . 159
4.1.1 Définition d'un état initial fissuré . . . 159
4.1.2 Validation de l'état initial fissuré sur l'essai PACE . . . 162
4.1.3 Conclusion sur la modélisation d'un état initial fissuré . . . 165
4.2 Modélisation du Gousset durant une visite décennale . . . 167
4.2.1 Application d'un zoom structural en déplacement entre la maquette et le gousset 167
4.2.2 Modélisation du gousset . . . 168
4.2.3 Résultats . . . 175
4.3 Bilan . . . 182

Contexte Industriel

Le parc nucléaire en France

Dans un contexte de hausse démographique et de changement climatique, EDF, principal fournisseur d'électricité, s'emploie à fournir une énergie électrique à la fois décarbonée, sûre et abordable. Face à ces défis, EDF développe une solution de mix énergétique pour émettre moins de CO2 et assurer la demande énergétique croissante (nucléaire, hydraulique, solaire, éolien,...). Dans cette solution, les centrales nucléaires jouent un rôle important dans la production d'électricité en France peu émettrice de CO2. Actuellement les 58 réacteurs à eau pressurisée produisent 75% de la production d'énergie électrique en France. Le plus ancien a été construit sur le site de Fessenheim en 1971 et le dernier est en cours de construction sur le site de Flamanville. Son raccordement est prévu pour 2018. Parmi les 58 réacteurs (voir Fig.1), on distingue 6 familles de réacteurs nommés "paliers" :

- CP0 et CPY : 34 réacteurs de 900 MWe ; ce sont les premiers réacteurs mis en service encore en activité.
- P4 et P'4 : 20 réacteurs de 1300 MWe
- N4 : 4 réacteurs de 1450 MWe construits entre 77 et 93 ;
- EPR : le réacteur en cours de construction doit fournir théoriquement 1600 MWe. Ses réacteurs sont dits « *de* 3me génération ».

Sûreté des sites nucléaires

La sûreté d'un réacteur nucléaire repose sur 3 éléments :

- la maîtrise de la réactivité du cœur
- le refroidissement du combustible
- le confinement des produits de fission.

Ceci constitue les trois fonctions de sûreté qui doivent être assurées en permanence aussi bien en fonctionnement normal qu'en cas d'événement accidentel.

Pour prévenir les accidents et limiter leurs conséquences éventuelles, une " défense en profondeur " est mise en place. Elle consiste à mettre en œuvre des dispositions matérielles ou organisationnelles (parfois appelées lignes de défense) organisées en niveaux consécutifs et indépendants et capables de s'opposer au développement d'un accident. Chaque niveau de protection doit assurer les trois

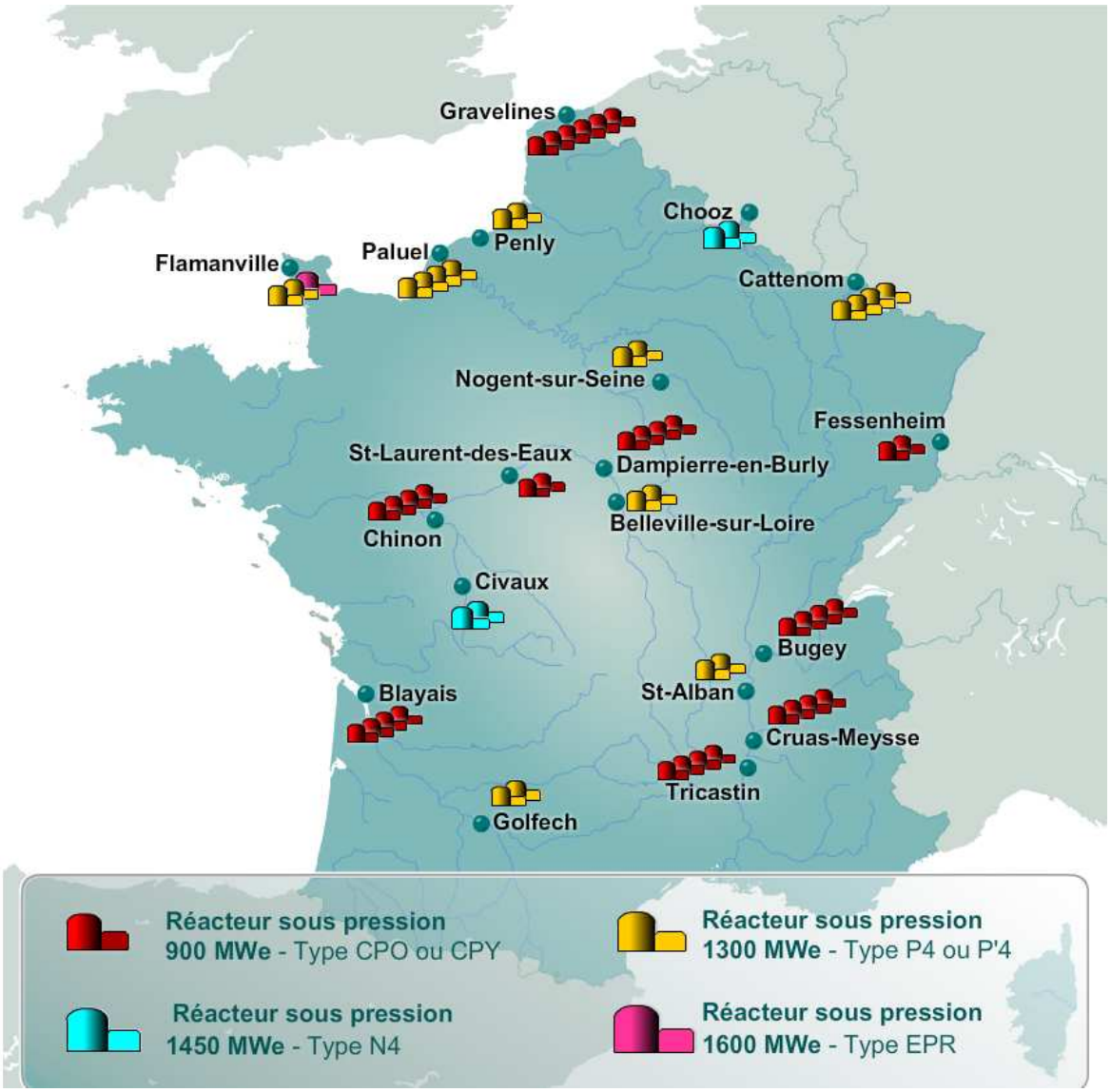


FIGURE 1 – Localisation des 58 réacteurs nucléaires en fonctionnement en France [Source ASN]

fonctions de sûreté. En cas de défaillance d'un niveau de protection, le niveau suivant prend le relais. Ainsi le confinement des matières radioactives est assuré par trois barrières étanches. Les pastilles combustibles sont tout d'abord placées dans des gaines étanches en alliage de zirconium, qui empêchent la libération de produits radioactifs dans le circuit primaire. Ensuite, le circuit primaire dans son ensemble est un circuit étanche, qui peut retenir les produits radioactifs. Enfin, l'ensemble du circuit primaire est placé dans une enceinte en béton, qui peut résister à une forte pression interne. Ainsi, les produits radioactifs ne peuvent être libérés dans l'environnement que si les trois barrières de confinement sont rompues.

Différentes générations d'enceinte de confinement

La conception de ces enceintes a évolué progressivement depuis le début des constructions des centrales nucléaires. Les deux premières familles de réacteurs, CPO et CPY, possèdent une enceinte de confinement simple constituée de béton armé précontraint. Sur la face interne de l'enceinte est placé un liner métallique de 6 mm d'épaisseur. Le béton armé assure la résistance mécanique de la structure, tandis que le liner assure son étanchéité. Sur les réacteurs P4, P'4 et N4, les réacteurs possèdent une double enceinte de confinement. L'enceinte interne est constituée de béton armé précontraint et assure la fonction d'étanchéité. L'enceinte externe en béton armé assure la fonction de protection contre les agressions externes. Pour les EPR, le choix a été fait de combiner le principe d'une double enceinte en béton avec un liner métallique afin d'améliorer son étanchéité. A partir des différents scénarios d'accident particulièrement pénalisant pour l'enceinte, le Décret d'Autorisation de Création (DAC) des réacteurs impose un taux de fuite admissible pour chaque type de réacteur. Ce taux de fuite est mesuré avant la mise en service du réacteur, puis tous les dix ans, lors des visites décennales. Comme l'enceinte de confinement fait partie des composants irremplaçables de la centrale nucléaire, ce critère sur le débit de fuite est d'une importance capitale pour EDF. Dans le cas des enceintes sans liner (P4, P'4 et N4), EDF constate des disparités importantes sur les taux de fuite mesurés et sur leur évolution dans le temps.

Pour prédire l'évolution de l'étanchéité d'une enceinte à long terme, la compréhension des phénomènes de fuite ainsi que l'origine est primordiale pour EDF. Une typologie a été établie distinguant :

- la fuite par milieu poreux
- la fuite à travers des fissures passives (fissures existantes mais refermées entièrement par la précontrainte)
- des fissures actives (fissures existantes refermées par la précontrainte, mais susceptibles de s'ouvrir en épreuve)
- la fuite à travers les reprises de bétonnage
- la fuite au niveau des défauts ou singularités (traversées, nids de cailloux, dégradation de la liaison acier-béton...)

Chacun de ces chemins de fuite contribue de manière différente au taux de fuite global de l'enceinte et évolue différemment dans le temps. L'une des approches sur laquelle EDF s'est engagée depuis plusieurs années est la simulation numérique.

Nous nous intéresserons dans le cadre de cette thèse uniquement aux fissures. En effet, on sait que si des fissures s'ouvrent, le débit de fuite associé va augmenter drastiquement. Pourtant, on sait que dans toute structure en béton, des fissures apparaissent au jeune âge sous l'effet du phénomène de retrait gêné, qui se produit entre autres pendant le séchage des pièces massives. Ces fissures n'ont aucun impact sur la tenue structurelle de l'enceinte mais elles peuvent en avoir sur l'étanchéité de celle-ci. Par conception, ces fissures sont refermées sous l'effet de la précontrainte qui est appliquée, en fonctionnement et en épreuve, exceptée peut-être dans des zones très singulières, par exemple près d'un sas. Pourtant en raison des phénomènes de déformations différées, les niveaux de précontrainte diminuent globalement dans l'enceinte et on aimerait savoir si certaines fissures, situées dans des zones singulières, sont susceptibles, à partir d'un certain nombre d'années, de s'ouvrir à nouveau au moment des épreuves, voire de se propager.

Contexte scientifique

Pour suivre l'évolution des fissures dans les enceintes de confinement, il est nécessaire de faire cohabiter 3 types de non-linéarités : la fissuration, la décohésion des aciers dans le béton et le vieillissement du béton. De nombreux travaux ont été menés pour modéliser les différents phénomènes de vieillissement du béton, à savoir la thermo-hydratation, le séchage, et le fluage du béton, permettant aujourd'hui de disposer de modèles robustes et permettant de décrire de façon satisfaisante les déformations différées dans les structures en béton précontraint. On est en mesure aujourd'hui de réaliser ce type de calcul avec une relative confiance y compris sur des structures de type enceinte.

Dans la littérature, les modèles de fissuration utilisées sont le plus souvent des modèles d'endommagement continu. S'ils sont assez performants pour représenter la fissuration du béton sous chargement mécanique, l'apparition des fissures au jeune âge dans les structures massives restent encore difficilement simulables. En effet, la prévision de ces fissures est complexe car elles sont fortement dépendantes des conditions aux limites et donc des conditions environnementales difficilement maîtrisables sur un chantier. De fait, la prédiction des fissures (localisation, taille,...) qui pourraient apparaître au moment de la construction d'une structure telle qu'une enceinte, paraît difficilement atteignable à court ou moyen terme et encore plus avec la simulation du comportement de ces fissures sur toute la durée de vie de cette enceinte.

Pour contourner ce problème, une solution intéressante serait de ne pas avoir à simuler l'apparition de fissures mais d'introduire directement dans le calcul les fissures observées sur la structure, ce qui permettrait de « limiter » les difficultés.

Problématique la Thèse

Pour représenter le processus de fissuration du béton, on ne souhaite pas utiliser un modèle d'endommagement mais plutôt des modèles de zones cohésives pour avoir accès facilement à une ouverture ou une longueur de fissure. Etant donné les sollicitations de l'enceinte, seul l'endommagement en traction nous intéresse. Ces modèles sont peu utilisés dans le domaine du Génie Civil, cependant les travaux de [David, 2012], au sein d'EDF, ont permis de montrer qu'il était possible de décrire la fissuration du béton avec des zones cohésives et de les faire cohabiter avec une modélisation surfacique des aciers. Les déformations différées dans le béton sont également décrites à travers différents modèles développés au sein d'EDF au jeune âge et à long terme. Il faudra cependant valider ces outils sur des structures de génie civil classique, étudier les interactions avec les phénomènes de vieillissement du béton et développer une définition d'un état " initial" fissuré.

Plusieurs difficultés sont attendue comme la cohabitation des éléments cohésifs avec les phénomènes de fluage et de séchage, l'application du modèle surfacique des aciers pour les zones singulières comme le sas qui permet l'accès du matériel ou la définition d'un état "initial" fissuré. L'enjeu de la thèse est de pouvoir étudier l'évolution des fissures issues du jeune âge ou d'une visite décennale, et notamment dans les zones singulières où les champs de contrainte sont complexes, au cours des dizaines d'années d'exploitation de l'enceinte dont l'état de précontrainte évolue sous l'effet des déformations différées du béton, afin d'estimer au mieux la date à laquelle ces fissures sont susceptibles de s'ouvrir ou de se propager. Pour cela, il est nécessaire de prendre en compte les différents phénomènes physiques les plus influants : le comportement quasi-fragile du béton, l'interaction entre le béton et l'acier ainsi que le vieillissement du matériau.

Ce manuscrit de thèse est centré sur la validation des différentes briques de modélisation permettant de simuler une structure en béton armé précontraint et l'application de la méthodologie à une ou des zones particulières de l'enceinte de confinement. Il est divisé en quatre chapitres. Le premier chapitre est un état de l'art sur la modélisation des structures en béton armé et des différents phénomènes physico-chimiques dans le béton : le comportement du béton, la représentation des aciers, la période de jeune âge correspondant aux 100 premiers jours de la structure et les déformations différées du béton responsables de la perte de précontrainte à long terme. Cette partie permet de justifier les choix des modèles utilisés dans ce travail à savoir des éléments cohésifs reposant sur une formulation mixte pour la fissuration et la décohésion de l'acier et sur des éléments membranes pour représenter les armatures et les câbles de précontrainte. Le second chapitre présente les différentes briques de modélisation utilisées pour pouvoir suivre l'évolution des fissures dans les ouvrages précontraint. Il permettra de définir une loi cohésive avec les éléments d'interface adaptés au béton sur des essais académiques classiques (poutre flexion trois points, disque), d'étudier l'interaction entre les éléments d'interface pour la fissuration et la décohésion et de valider l'utilisation des éléments membranes pour représenter les câbles de précontrainte dans une enceinte de confinement. Le troisième chapitre est l'application des différentes briques à différentes parties de l'enceinte de confinement : une partie courante d'enceinte , le gousset et la zone de l'enceinte avec un sas d'accès.

Dans le dernier chapitre, une définition d'un état initial fissuré est proposée ainsi qu'une méthode pour simuler le comportement d'une fissure dans le gousset durant les épreuves décennales.

Chapitre 1

Etat de l'art pour la modélisation d'une structure en béton armé fissuré

Sommaire

1.1 Description des enceintes de confinement 13

1.1.1 Caractéristiques générales de l'enceinte de confinement 13

1.1.2 Dimensionnement des enceintes de confinement 14

1.2 Modélisation de la fissuration du béton 17

1.2.1 Comportement du Béton 17

1.2.2 Représentation de la fissuration du béton à l'aide d'un modèle continu d'endommagement 22

1.2.2.1 Formulation des modèles d'endommagement 22

1.2.2.2 Modèles d'endommagements continus pour le béton 23

1.2.2.3 Avantages et Inconvénients des modèles d'endommagements continus 27

1.2.3 Représentation de la fissuration à l'aide d'un modèle de zone cohésive . . . 28

1.2.3.1 Formulation énergétique 29

1.2.3.2 Lois cohésives pour le béton 31

1.2.3.3 Représentation numérique 32

1.2.3.4 Avantages et Inconvénients des modèles de zone cohésive 35

1.3 Modélisation d'une structure en béton armé 36

1.3.1 Description des structures en béton armé et précontraint 36

1.3.1.1 Description de la technique de précontrainte du béton 37

1.3.1.2 Interaction de la liaison Acier-Béton sur la fissuration 37

1.3.1.3 Phénoménologie de la liaison Acier-Béton 39

1.3.2 Etat de l'art sur la modélisation des aciers et de l'interface Acier-Béton . . 40

1.3.2.1 Représentation des aciers dans le béton 40

1.3.2.2 Modélisation de la liaison Acier-Béton 42

1.3.3 Sélection des différentes briques de modélisation pour représenter les fissures, les aciers et la décohésion dans une structure en béton armé 47

1.4 Modélisation du comportement hydromécanique dans le béton 47

1.4.1 Observations expérimentales 48

1.4.1.1 Processus d'hydratation du béton 48

1.4.1.2 Séchage du béton 49

1.4.1.3 Fluage du béton 50

1.4.2 Modélisation du Jeune âge et des déformations différées 52

1.4.2.1 Modélisation de l'hydratation 52

1.4.2.2 Déformations différées dans le béton 55

1.4.2.3 Interaction entre le fluage et la fissuration du béton 60

1.4.3 Différents choix concernant la représentation du comportement hydromécanique du béton 63

1.5 Récapitulatif des différents briques numériques pour suivre l'évolution d'une fissure dans un ouvrage en béton armé précontraint 64

Ce chapitre est consacrée au positionnement de notre travail par rapport aux travaux dans la littérature scientifique. L'enceinte de confinement est décrite. S'en suivra les différentes méthodes existantes dans la littérature pour décrire l'endommagement et les structures en béton armé. Un état de l'art des déformations différées dans le béton est également détaillé. Enfin, nous terminons par une justification des différents outils utilisés pour représenter les différents phénomènes présents durant la vie d'une structure en béton armé précontraint.

1.1 Description des enceintes de confinement

1.1.1 Caractéristiques générales de l'enceinte de confinement

L'enceinte est la troisième barrière de confinement des produits radioactifs en cas d'accident. Dans le cas de la génération de réacteurs P4,P'4 et N4 auquelle nous nous intéressons plus spécialement, l'enceinte est constituée de deux parois : une paroi externe en béton armé qui assure la protection contre les agressions externes et une paroi interne en béton armé précontraint qui assure le rôle d'étanchéité. Cette paroi interne a une épaisseur de 0.9m ou 1,2m. Cette paroi contient deux nappes d'armatures situées à une dizaine de centimètres des faces interne et externe de l'enceinte. Ces nappes d'armatures sont organisées selon un motif orthogonal, avec des barres horizontales et verticales. Ces barres font 2 cm de diamètre et sont espacées de 20 cm. La paroi contient également des câbles de précontrainte horizontaux et verticaux. Ils sont également organisés selon un motif orthogonal à respectivement 0.5 et 0.7 mètre dans l'épaisseur du mur (Fig 1.2 et 1.1). Les câbles de précontrainte sont des câbles en acier tressé de 8,4 cm de diamètre. Ces câbles sont progressivement tendus un à un suivant un processus complexe entre la fin du coulage de l'enceinte et le début de l'exploitation. La figure 1.1 représente les nappes d'armatures et les câbles de précontraintes horizontaux et verticaux dans une partie courante de la paroi interne d'une enceinte de confinement à double paroi. En revanche, les nappes d'armatures, sont également reliées par des épingles (non représentées sur la figure 1.1). La proportion des aciers dans ce type de structures est donc très importante. Habituellement, une habitation contient en moyenne 50 kg/m^3 dans les poutres et 100 kg/m^3 dans les poteaux, un bâtiment industriel contient 150 à 200 kg/m^3. Dans l'enceinte, le ratio d'acier dépasse les 250 kg/m^3, la modélisation des aciers est nécessaire pour représenter le comportement global de l'ouvrage, mais aussi pour étudier le comportement local du béton et notamment prévoir l'ouverture des fissures influencée par la présence des armatures.

FIGURE 1.1 – Vue supérieure de la construction d'une enceinte à gauche et partie courante d'une enceinte de confinement avec deux grilles d'armatures et les câbles de précontrainte à droite.

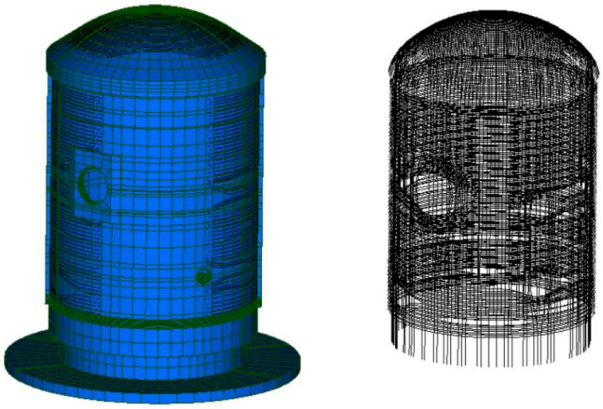


FIGURE 1.2 – Représentation des câbles dans une enceinte de confinement

1.1.2 Dimensionnement des enceintes de confinement

L'enceinte de confinement a pour rôle de pouvoir contenir les éléments radioactifs lors d'une situation accidentelle. La défaillance la plus probable et la plus pénalisante pour l'enceinte est la perte du réfrigérant primaire (noté APRP). La probabilité d'apparition de cet événement est très faible (fréquence estimée comprise entre une chance sur 10 000 et une chance sur 1 000 000 par réacteur et par an). Cet accident conduit à une pression très importante à l'intérieur de l'enceinte. Le dimensionnement de l'enceinte de confinement est calculé pour résister à cette pression notamment grâce à la précontrainte.

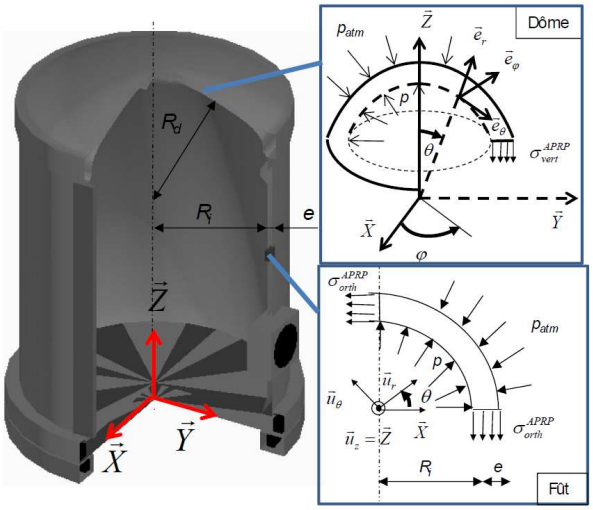


FIGURE 1.3 – Sollicitations apportées par un accident APRP

En effet, pour pouvoir contenir la vapeur d'eau radioactive lors d'une rupture d'une tuyauterie

du circuit primaire (APRP). En cas d'APRP, la pression interne passe de 0.1 à 0.5 MPa. Cette pression engendre des contraintes de traction verticales et orthoradiales dans le fût de l'enceinte et dans le dôme. Dans l'hypothèse d'une enceinte sans traversée, il est possible d'avoir une estimation de ces valeurs de contraintes lors de l'APRP (Fig.1.3).

Le principe fondamental de la statique permet d'obtenir facilement l'expression de la contrainte orthoradiale, σ_{orth}^{APRP} dans le repère cylindrique de l'enceinte :

$$\sigma_{orth}^{APRP} = \frac{pR_i}{e} - p_{atm}\frac{(R_i + e)}{e} \tag{1.1}$$

En se plaçant dans un repère sphérique dans le dôme, la contrainte verticale σ_{vert}^{APRP} se définit comme :

$$\sigma_{vert}^{APRP} = (p{R_d}^2 - p_{atm}(R_d + e)^2)\frac{(1 - \cos(2\alpha))}{2(2R_i + e)e} \quad avec\ sin(\alpha) = \frac{R_i}{R_d} \tag{1.2}$$

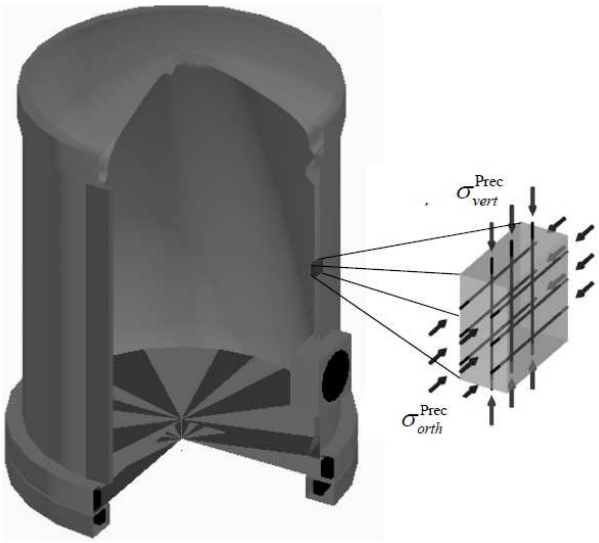


FIGURE 1.4 – Précontrainte verticale et horizontale dans l'enceinte

En prenant comme dimension, un rayon interne R_i=21.9 m, l'épaisseur 1.2m et dans le dôme R_d = 32m, σ_{orth}^{APRP} vaut 7,3 MPa et σ_{vert}^{APRP} vaut 3,55 MPa.

La valeur de précontrainte de la structure est calculée pour assurer lors de l'APRP une contrainte orthoradiale négative de l'ordre de 12 MPa et 8.5 MPa en vertical en prenant en compte durée de fonctionnement (chute de la précontrainte à cause du comportement viscoélastique du béton).

En réalité, la géométrie de l'enceinte est plus complexe sachant qu'elle comporte plusieurs zones singulières où la précontrainte est moins importante que dans le reste de l'enceinte. La figure 1.5 représente la position de ces zones singulières. L'intérêt du calcul numérique dans ce cas est de pouvoir étudier l'évolution des fissures dans ces zones en prenant en compte les aciers et les déformations différées du béton et ainsi évaluer le risque de fissuration de l'enceinte lors d'une montée en pression.

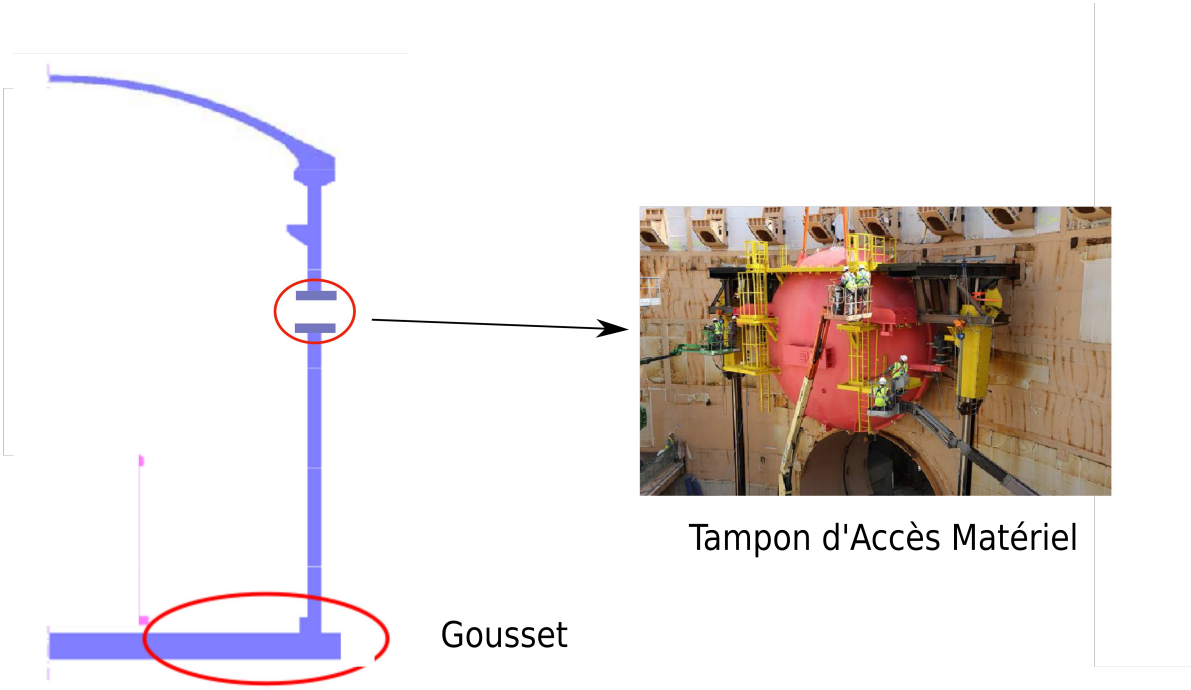


FIGURE 1.5 – Position du tampon d'accès matériel et du gousset sur l'enceinte de confinement

1.2 Modélisation de la fissuration du béton

Cette partie présente le comportement du béton ainsi que deux approches pour représenter la fissuration dans le béton : les modèles d'endommagement continus et les modèles de zone cohésive. Étant donné que la présence des aciers dans le béton joue un rôle important sur le processus de fissuration, le choix du modèle le plus adéquat pour représenter l'évolution d'une fissure dans le béton s'effectuera en même temps que celui du modèle de décohésion des aciers dans le béton.

1.2.1 Comportement du Béton

Le processus de fissuration du béton est très complexe. Le caractère hétérogène du béton rend son comportement quasi-fragile. Microfissuration, déviation de fissure, "aggregate briding", friction entre les lèvres de fissures, émoussement de fissure par des vides et fissure branchée (Fig.1.6) sont des exemples de mécanismes qui apparaissent autour de la fissure lorsqu'elle se propage. Pour modéliser correctement la comportement du béton, il est nécessaire de connaître les différentes caractéristiques du comportement du béton : comportement adoucissant , dissymétrie compression-traction, comportement bi-axial, refermeture des fissures,...

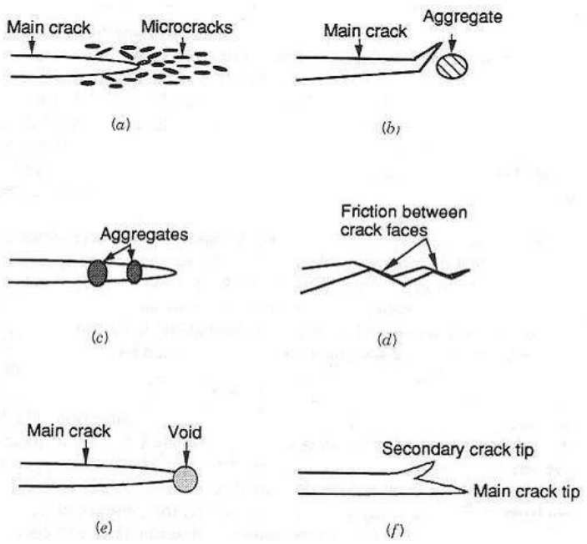


FIGURE 1.6 – Certains des mécanismes de fissuration dans la zone de rupture [Shah et al., 1995]

Comportement en traction du béton

Les essais de traction sur le béton sont relativement difficiles à mettre en œuvre. D'où une difficulté à trouver dans la littérature des résultats expérimentaux sur ce type de chargement. Dans les travaux de [Terrien, 1980], un essai de traction uni-axiale permet d'observer les phénomènes de perte de rigidité et d'adoucissement du béton (fig.1.7). Avant d'atteindre le pic de résistance de l'éprouvette, la fissuration est diffuse. Des micro-fissures apparaissent en de multiples endroits de

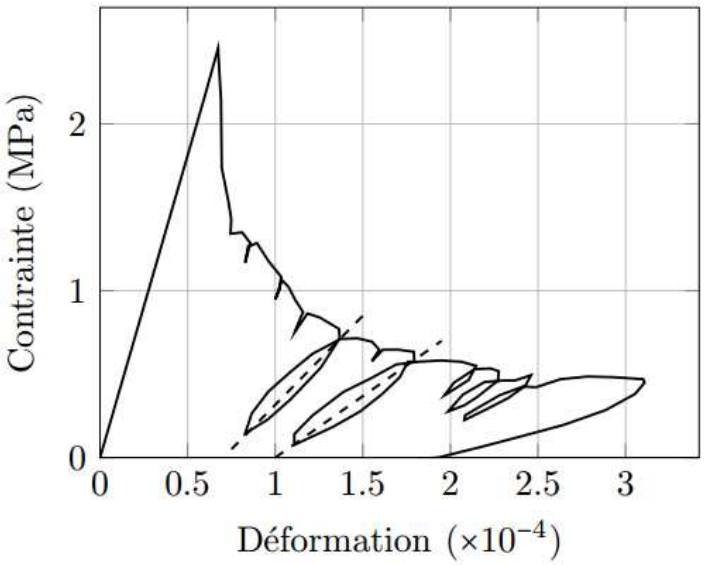


FIGURE 1.7 – Réponse contrainte-déformation en traction [Terrien, 1980]

l'éprouvette, principalement induites par une concentration de contraintes à proximité de défauts ou de pores. Dans cette première phase, d'un point de vue macroscopique l'éprouvette de matériau semble peu affectée par la fissuration, la réponse uni-axiale du matériau reste d'ailleurs quasiment linéaire. Après avoir atteint le pic de résistance de l'éprouvette, la fissuration se localise. Les conséquences de la fissuration sont alors plus visibles, la rigidité (raideur sécante) de la réponse uni-axiale se dégrade rapidement. La réalisation de cycles de charge-décharge met en évidence une diminution de la pente de la réponse contrainte-déformation.

Comportement en compression Une caractéristique importante du comportement du béton est sa dissymétrie en traction et en compression. Le pic de résistance en compression est généralement estimé une dizaine de fois supérieur au pic de résistance en traction. De plus la relation contrainte-déformation tend à se courber avant d'atteindre le pic, traduisant une perte de rigidité du matériau et un durcissement du béton après atteinte de la limite du seuil d'endommagement. La dissymétrie des réponses observées en traction et en compression s'explique par la différence des mécanismes impliqués. En compression la fissuration est la conséquence de l'effet de Poisson (fig.1.8). Les extensions locales ne sont plus directes mais induites. La fissuration se propage ainsi colinéairement à la direction de chargement, d'où une influence moindre, dans un premier temps, sur la perte de raideur de l'éprouvette par rapport à un essai en traction.

Comportement bi-axial Deux campagnes expérimentales ([Lee et al., 2004] et [Kupfer and Gerstle, 1973]) font foi en matière de comportement bi-axial. Ces campagnes d'essais donnent une idée assez semblable de la forme de la surface de chargement à la rupture : $1.2 * f_c$ en bi-compression, $0.1 * f_c$

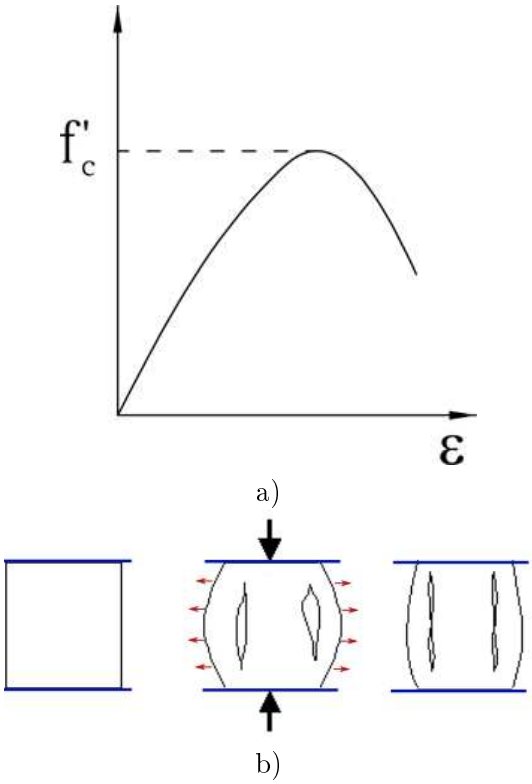


FIGURE 1.8 – a) Réponse contrainte-déformation en compression et b) Développement de la fissuration en compression

en bi-traction. Elles mettent aussi en évidence une légère dépendance de la forme de la surface à la résistance en compression f_c du béton (fig.1.9).

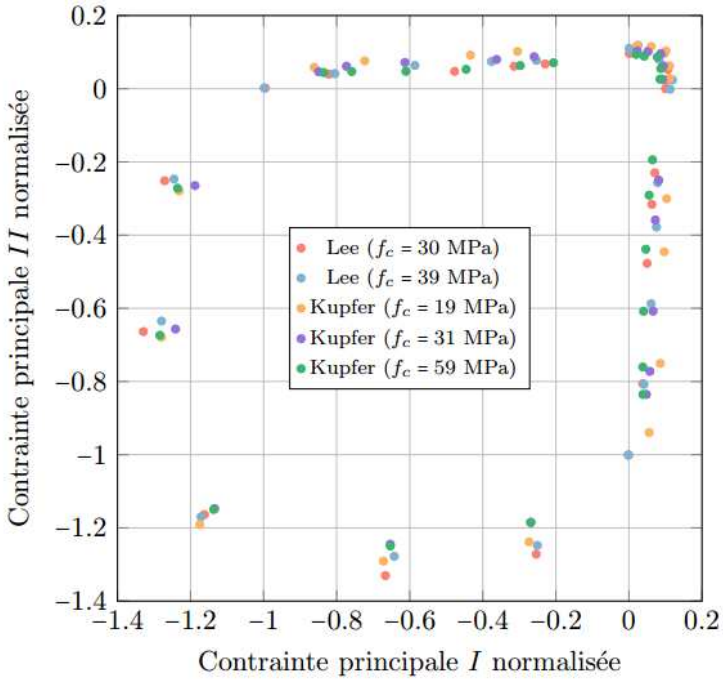


FIGURE 1.9 – Surface de chargement à la rupture du béton par rapport à la résistance du béton en compression ([Lee et al., 2004],[Kupfer and Gerstle, 1973])

Sollicitations alternées traction-compression Les sollicitations alternées traction-compression mettent en évidence un autre comportement typique du béton : l'effet unilatéral. Celui-ci peut-être défini par la capacité du béton à restaurer en partie sa rigidité initiale lors du changement de signe de la sollicitation qui lui est imposée. Ainsi, comme présenté sur la figure 1.10, la pente de la réponse au passage en compression du béton croît pour revenir à la réponse élastique du précédent chargement en traction. Ce comportement peut s'expliquer par l'orientation des fissures lors des sollicitations de traction et de compression : parallèle à la direction de chargement en compression et perpendiculaire à la direction de chargement en traction. Ces deux types de fissures ne proviennent pas de la coalescence des mêmes microfissures et le passage de la traction à la compression entraîne une refermeture des fissures. Le passage d'un type de fissure à l'autre entraîne un retard à la reprise de raideur.

Les sollicitations alternées traction-compression mettent en avant un autre phénomène dans le béton : les boucles d'hystérésis. Les effets hystérétiques sont très souvent le signe de la présence de frottement en pointe de fissure, et d'une dissipation énergétique associée.

Conclusion Le béton exhibe donc un comportement non linéaire asymétrique entre des sollicitations de traction et de compression uniaxiales, avec, dans les deux cas, une perte de raideur macroscopique, des boucles d'hystérésis et une déformation résiduelle à la décharge. Ce compor-

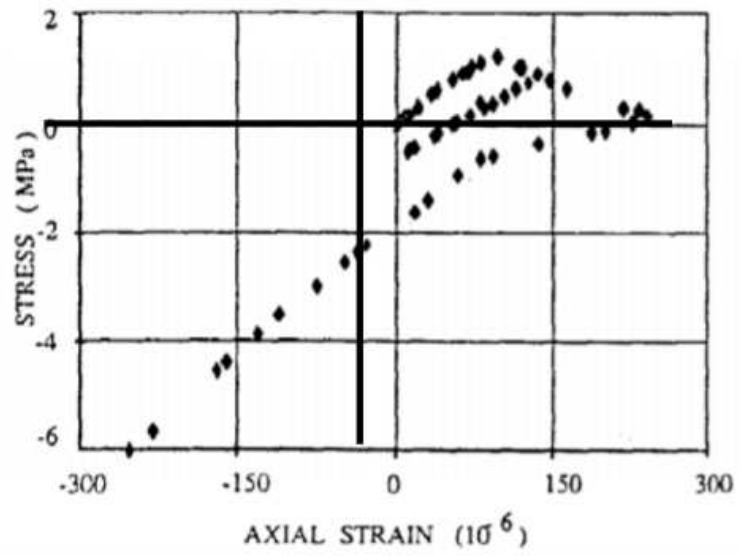


FIGURE 1.10 – Réponse du béton à une sollicitation alternée traction-compression

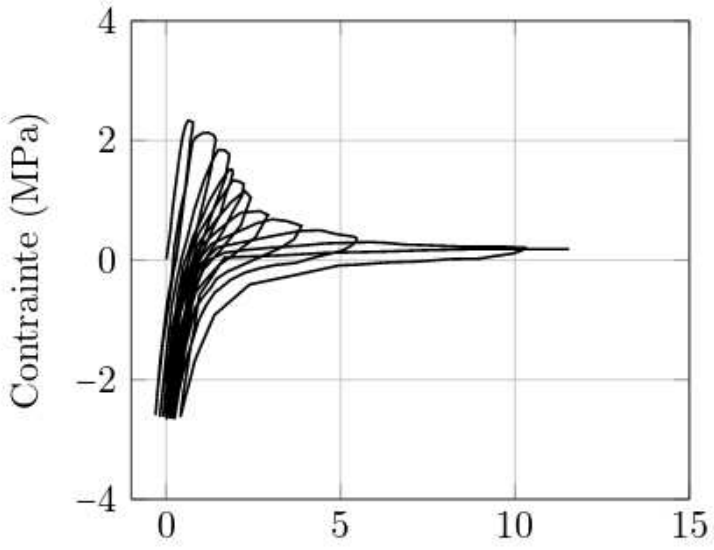


FIGURE 1.11 – Réponse contrainte-déformation à un chargement uni-axial cyclique [Reinhardt and Cornelissen, 1984]

tement asymétrique s'accompagne d'une restitution partielle de la raideur lors du passage d'une sollicitation de traction à une sollicitation de compression (effet unilatéral).

De multiples formulations permettent de décrire ce comportement du béton sous chargement quasi-statique. Les plus fréquentes sont les modèles d'endommagement continu et les modèles de zones cohésives.

1.2.2 Représentation de la fissuration du béton à l'aide d'un modèle continu d'endommagement

Dans la littérature scientifique, les modèles d'endommagement continus (CDM pour continuum damage mechanics) sont couramment utilisés pour décrire la dégradation du béton.

Dans les travaux de Lemaître et Chaboche [Lemaitre, 1988], l'évolution de l'endommagement repose sur une description thermodynamique irréversible. L'endommagement est présenté comme la mesure de l'ensemble des micro-dégradations (nombre de taille des fissures, défauts et vides microscopiques) dans un volume élémentaire représentatif (V.E.R.) d'un matériau considéré soumis à certaines sollicitations. La définition de l'endommagement D est basée sur la diminution d'une section utile par rapport à la section totale du V.E.R en un point de la structure. Si S_t désigne la section du VER et S l'aire de la fraction de la section transférant les contraintes, D peut être définie par :

$$D = 1 - \frac{S}{S_t} \tag{1.3}$$

Cette variable D est définie comme variant continuement dans l'intervalle [0,1], D=0 correspond à l'état sain du matériau et D=1 à sa dégradation totale, ce qui à l'échelle d'une structure correspond à l'apparition de macro-fissures. En définissant l'endommagement comme un champ scalaire, on suppose que celle-ci est isotrope, et donc que la distribution spatiale des micro-défauts reste la même dans toutes les directions. Dans le cas d'une hypothèse d'anisotropie, la variable d'endommagement devient une grandeur tensorielle.

1.2.2.1 Formulation des modèles d'endommagement

Pour décrire l'évolution de la variable d'endommagement D, un certain nombre d'équations constitutives sont nécessaires.

Ces modèles sont constitués d'une relation contrainte-déformation dépendant de la variable d'endommagement D, d'un domaine élastique et de condition sur l'évolution du domaine. La relation contrainte-déformation est directement affectée par une fonction A :$\mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ dépendante de la variable d'endommagement :

$$\sigma = A\left(D\right)\mathbf{C} : \varepsilon \quad avec \quad D \in [0,1] \tag{1.4}$$

avec **C** le tenseur d'élasticité. La fonction A doit vérifier un certain nombre de propriétés :

— A est continue, dérivable et convexe sur [0,1], et A([0,1])=[0,1]

— A(0)=1 (état sain) et A(1)=0 (endommagement total)

— A est strictement décroissante sur [0,1] (adoucissement)

Le domaine élastique est délimité par une fonction seuil f généralement définie dans l'espace des déformations pour ce type de modèle. Soit $\widetilde{\varepsilon}$ une mesure positive de la déformation ε et k une variable interne irréversible définie comme la valeur maximale de $\widetilde{\varepsilon}$ atteinte dans le temps au cours du chargement, la fonction seuil f peut être définie par :

$$f(\widetilde{\varepsilon}, k) = \widetilde{\varepsilon} - k \quad avec\ k = max(\widetilde{\varepsilon}) \tag{1.5}$$

La variable d'endommagement, D, est quant à elle donnée par une relation biunivoque entre D et k, faisant intervenir des paramètres matériaux, et permettant de définir la réponse uniaxiale contrainte-déformation du point matériel :

$$D(k) \tag{1.6}$$

Dans le domaine élastique, l,'endommagement n'évolue pas ($\dot{D} = 0$). Afin de distinguer les décharges élastiques des phases d'endommagement, le domaine d'élasticité ne doit croître que lorsque l'endommagement évolue ($\dot{D} > 0$, i.e. $\dot{k} > 0$) de sorte à rester sur la surface de charge lors d'une telle évolution. Ces conditions d'évolution du domaine d'élasticité se traduisent par les conditions de Kuhn-Tucker suivant :

$$f < 0; \quad \dot{k} > 0; \quad fk = 0 \tag{1.7}$$

Une autre formulation de l'endommagement, dite approche des "matériaux standard généralisés“, est basé sur l'approche thermodynamique des processus irréversibles [Halphen and Nguyen, 1975]. Une définition d'une densité d'énergie libre ψ et d'un potentiel de dissipation permet d'obtenir par dérivation la loi de comportement et la limite du domaine élastique.

1.2.2.2 Modèles d'endommagements continus pour le béton

Les modèles existants pour le béton peuvent être distingués en fonction de :

— l'hypothèse d'isotropie ou d'anisotropie de l'endommagement

— de la modélisation de l'effet unilatéral (refermeture des fissures)

— de la modélisation de l'effet hystérétique

— l'utilisation d'une méthode de régularisation (prise en compte du voisinage proche)

Modèles d'endommagement isotrope pour le béton L'un des modèles isotropes le plus connus est celui proposée par [Mazars, 1984]. Il s'agit d'un modèle d'endommagement scalaire. La variable d'endommagement D est définie par un critère écrit en déformation équivalente (eq.1.8). Cette déformation équivalente est calculée à partir des valeurs propres positives du tenseur de déformation. La variable interne k définit la valeur maximale de ε atteinte au cours de l'histoire du chargement.

$$f(\varepsilon, k) = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} \langle \varepsilon_i \rangle^2} - k \quad o\grave{u} \quad \langle \varepsilon \rangle = \frac{1}{2}(\varepsilon_i + |\varepsilon_i|) \quad et \quad k = max(\varepsilon) \tag{1.8}$$

La dissymétrie traction-compression est considérée par deux variables d'endommagement D_t et D_c. L'évolution de ces variables est définie par une relation biunivoque faisant intervenir des paramètres matériaux et permettant ainsi de définir la réponse uniaxiale du béton. La variable D s'exprime alors comme une combinaison linaire de D_t et D_c considérant une correction pour limiter l'endommagement de cisaillement [Mazars et al., 1991]. Ce modèle a l'avantage d'être relativement simple et de parfaitement représenter le comportement non-linéaire du béton dans le cas de chargements monotones. D'autres définitions de déformations équivalentes ont été proposées par [De Vree et al., 1995] utilisant le premier et le second invariants du tenseur des déformations et le rapport entre la limite de rupture en traction et en compression (eq.1.9). Ceci permet de ne définir qu'une seule variable plutôt que deux variables d'endommagement.

$$|\varepsilon| = \frac{k-1}{2k(1-2\nu)} I_1 + \frac{1}{2k}\sqrt{\frac{(k-1)^2}{1-2\nu} I_1^2 + \frac{6k}{1+\nu^2} I_2} \tag{1.9}$$

Dans la même idée que le modèle isotrope de Mazars, on trouve également le modèle défini par [La Borderie, 1991] qui se distingue par une définition du potentiel en contrainte et non en déformation. On distingue l'état de compression par rapport à l'état de traction du béton à partir du signe de la contrainte permettant ainsi de reproduire l'effet de refermeture des micro-fissures.

Modèles d'endommagement anisotrope pour le béton Plusieurs modèles d'endommagement tensoriel permettent de simuler de manière précise des chargements structuraux complexes. Le choix d'un tenseur d'ordre 4 , D_{ijkl} comme variable d'endommagement, est le plus naturel pour décrire le comportement anisotrope du béton [Chaboche, 1981]. On étend facilement à l'anisotropie la relation contrainte-déformation :

$$\sigma_{ij} = A(\mathbf{D}_{ijkl}) E_{klpq} \varepsilon_{pq} \tag{1.10}$$

Cependant il devient assez difficile de donner un sens à chacune des variables ainsi qu'à chacune des composantes. D'autres auteurs ont cherché à modéliser un endommagement orthotrope, ce qui pour le béton a un sens puisque les fissures sont soit parallèles soit perpendiculaires à la direction du

chargement. La variable d'endommagement est donc sous la forme d'un tenseur d'ordre 2 symétrique avec 3 valeurs principales. [Cordebois and Sidoroff, 1982] [Desmorat et al., 2007], [Alliche and Dumontet, 2011] ou décomposée en une partie endommagement en compression avec une tenseur d'ordre 2 et une partie endommagement en traction avec une variable scalaire pour l'endommagement en traction [Badel et al., 2007].

La majorité de ces modèles se basent sur la même formulation de l'énergie libre de Helmholtz $\rho\Phi$ écrite en déformations et linéaire par rapport à $\mathbf{D}$.

$$\rho\phi(\varepsilon, \mathbf{D}) = \frac{1}{2}\lambda(tr\varepsilon)^2 + 2\mu\ tr(\varepsilon^2) + \eta_1 tr\mathbf{D}(tr\varepsilon)^2 + \eta_2 tr(\mathbf{D})tr(\varepsilon^2) + \eta_3 tr(\mathbf{D}\varepsilon^{\mathbf{2}}) \tag{1.11}$$

Les expressions de η_1, η_2 et η_3 varient d'un auteur à l'autre.

Modélisation de l'effet unilatéral La description isotrope de l'endommagement par une unique variable scalaire pose des difficultés quand on cherche à modéliser la refermeture des fissures. En effet, un chargement en compression après un chargement en traction s'effectue avec une raideur endommagée. Pour reproduire la refermeture des fissures, plusieurs approches sont proposées. Dans les travaux de La Borderie et de Matallah [**?**], une variable interne est introduite pour définir l'ouverture ou la refermeture de la fissure.

$$\sigma = \mathbf{C} : (\varepsilon - SD\varepsilon) \tag{1.12}$$

avec ε^{in} un tenseur de déformations permanentes et S la variable interne de refermeture de fissures (1 = fissures ouvertes et 0 = fissures fermés). L'évolution de cette variable peut être linéaire et dépendre de la trace de σ ou définie par plusieurs potentiels de dissipation.

Plusieurs auteurs proposent de décomposer l'endommagement en deux variables. Ladevèze propose d'abord une séparation de la variable de l'endommagement de manière à affecter indépendamment les parties positives et négatives des contraintes ou des déformations [Ladevèze, 1983].

$$\sigma = (1 - D^+)\mathbf{C} : (\langle\varepsilon\rangle_+ + (1 - D^-)\mathbf{C} : (\langle\varepsilon\rangle_- \tag{1.13}$$

où D^+ et D^- désignent respectivement les variables d'endommagement associées aux parties positives et négatives de la contrainte. Dans le cas du modèle de Mazars, l'endommagement est décrit par deux variables distinctes pour la traction et la compression, la modélisation de la refermeture des micro-fissures se fait de manière plus naturelle étant donné que l'endommagement est piloté par les déformations positives [Mazars, 1984]. Le modèle de [La Borderie, 1991] s'écrit également avec un endommagement en traction D_t et un endommagement en compression D_c. Le potentiel d'état du modèle est décomposé en deux parties suivant le signe des contraintes, respectivement affectées par D_t pour la partie positive et D_c pour la partie négative. L'effet unilatéral est pris en compte en ajoutant une fonction de refermeture des fissures ϕ_{an} qui rend l'endommagement D_t complètement actif en traction simple et inactif en dessous d'une contrainte de refermeture de fissures σ_f.

$$\rho\phi_{an} = \frac{\beta_1 D_t}{E_0(1-D_t)} g(tr\sigma) + \frac{\beta_2 D_c}{E_0(1-D_c)} tr\sigma \tag{1.14}$$

avec

$$\begin{array}{ll} tr\sigma < -\sigma_f & si\ g(tr\sigma) = 0 \\ -\sigma_f < tr\sigma < 0 & si\ g(tr\sigma) = tr\sigma(1 + \frac{tr\sigma}{2\sigma_f}) \\ \sigma_f > 0 & si\ g(tr\sigma) = tr\sigma \end{array} \tag{1.15}$$

où β_1, β_2 et la fonction g sont des paramètres du modèle. Pour les modèles d'endommagement anisotropes, le caractère directionnel de l'endommagement permet de reproduire plus facilement l'aspect unilatéral du comportement. L'endommagement étant différent en traction et en compression et gouverné par les déformations, la modélisation de la refermeture des micro-fissures est simplifiée. Un paramètre fonction du signe des déformations peut être introduit dans le modèle [Badel et al., 2007].

Modélisation de l'effet hystérétique L'effet hystérétique du béton est le plus souvent expliqué par un modèle de frottement. Ce mécanisme de friction peut être reproduit par une modélisation semblable aux modèles plastiques.

Dans la plupart de ces modèles, on retrouve une décomposition de la contrainte totale entre une contrainte élastique σ^e et une contrainte chargée de retranscrire le comportement mécanique frottant en cisaillement des fissures σ^{fr} [Ragueneau et al., 2000] [Matallah and La Borderie, 2009].

$$\sigma = \sigma^e + \sigma^{fr} \tag{1.16}$$

L'évolution de cette dernière est régie par un modèle plastique définie par une loi de comportement et une fonction d'écrouissage. La différence entre chacun de ces modèles se fait par le choix de la fonction d'écrouissage.

Phénomènes de localisation

Dans la plupart des modèles d'endommagement avec un comportement adoucissant, un phénomène de localisation des déformations et de l'endommagement apparaît. Ce phénomène entraîne dans les modèles une dépendance à la taille de maille et à l'orientation du maillage éléments finis. Le raffinement du maillage induit une convergence de l'énergie dissipée vers zéro lorsque qu'un élément s'endommage et les fissures se propagent de manière différente suivant le maillage utilisé. D'un point de vue mathématique, la localisation du phénomène de fissuration rend le problème mal posé. L'adoucissement de la loi de comportement cause une perte d'ellipticité des équations différentielles.

Pour résoudre ce problème, plusieurs types de méthodes existent dans la littérature : régularisation non-locale et régularisation locale par l'énergie de fissuration. Les méthodes non-locales régularisent la déformation ou l'endommagement sur une bande supérieure à la taille de l'élément [Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987] [Giry et al., 2011] ou introduisent un gradient d'endommagement dans le potentiel de dissipation [Lorentz and Andrieux, 1999]. La régularisation énergétique

proposée par [Hillerborg, 1976] consiste à diminuer l'énergie en fonction des dimensions de l'élément. La taille de l'élément est introduite dans le modèle permettant ainsi de faire dépendre certains paramètres du modèle en fonction de l'énergie de fissuration et de la taille de l'élément. Des modèles introduisent également une régularisation par effet retard. [Needleman, 1988] a montré que si l'on prend en compte la dépendance au taux de déformation dans la loi de comportement, il n'y a plus de perte d'ellipticité pour le problème quasi-statique. La dépendance des taux de déformation introduit une longueur dans le problème sans que celle-ci soit un paramètre de la modélisation. Une des premières formulations d'un modèle d'endommagement à effet retard semble être due à [Ladeveze, 1989].

1.2.2.3 Avantages et Inconvénients des modèles d'endommagements continus

Les modèles d'endommagement sont très populaires car il est possible de traiter l'amorçage et la propagation de la fissure sans aucun postulat. Toutefois si l'on veut accéder à des ouvertures de fissures, cela oblige à :

— avoir des tailles de mailles suffisamment fines. L'application des modèles d'endommagement continus à des structures importantes comme une enceinte de confinement entraîne des calculs avec un nombre de degrés de liberté important et un maillage fin sur l'ensemble de la structure.

— utiliser une méthode de régularisation . Le phénomène de localisation impose l'utilisation de modèles plus complexes nécessitant de prendre en compte un gradient d'endommagement ou de déformation et une longueur de régularisation.

— utiliser des techniques pour estimer une ouverture équivalente de fissure à partir du champ d'endommagement. La représentation d'une fissure observable sur une structure en béton dans un modèle continu est complexe. Cela nécessite d'estimer une ouverture à partir du profil d'endommagement perpendiculaire à la direction de la fissure (Fig.1.12). Plusieurs travaux permettent d'estimer sur des modèles d'endommagement continus la taille des ouvertures de fissures à partir de la contrainte inélastique [Matallah and La Borderie, 2009] ou à partir d'un produit de convolution de la déformation issue du problème éléments finis et de l'expression analytique d'une déformation issue d'un champ de déplacement d'une discontinuité forte [Dufour et al., 2008] [Bottoni and Dufour, 2010].

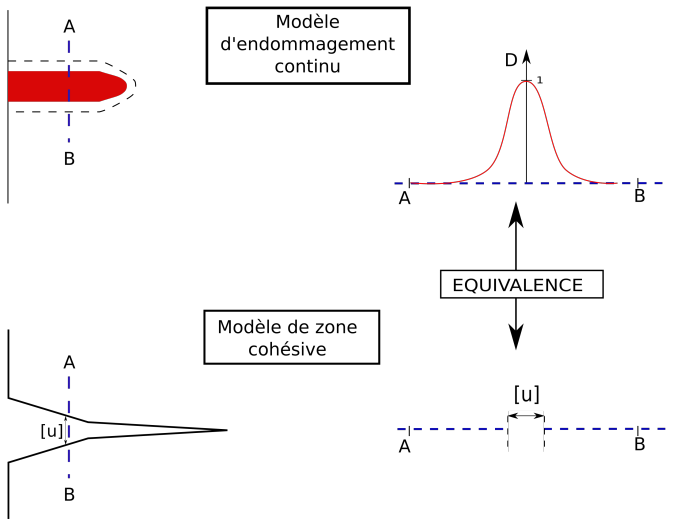


FIGURE 1.12 – Transition Endommagement - Fissure

1.2.3 Représentation de la fissuration à l'aide d'un modèle de zone cohésive

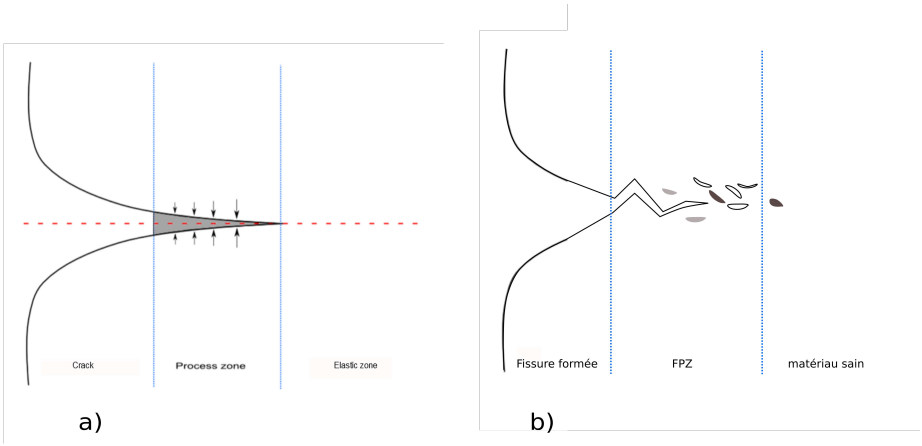


FIGURE 1.13 – a) Fracture Process Zone, b) Fissure et micro fissure dans le béton

Les modèles de zone cohésive sont introduits la première fois par Barenblatt en 1962. Ces modèle s'appuie sur des observations expérimentales en pointe de fissure telles que l'apparition de micro fissures, la croissance des cavités ou le développement des zones de plastification. Le principe est de définir une transition entre le milieu sain et une macro fissure en introduisant une *Fracture Process zone* (FPZ) dans laquelle, il existe des forces d'interaction fonction de l'ouverture de la fissure (fig.1.13). Dans la mécanique linéaire de la rupture, cette zone est supposée suffisamment petite par rapport à la taille de la structure pour ne pas être prise en compte. Par contre, dans le cas de matériaux quasi-fragiles tels que le béton, la taille de la zone cohésive est de l'ordre de 30 cm ce

qui rend cette hypothèse invalide (l'enceinte a une épaisseur de 1,2m soit seulement 4 fois la taille de la zone cohésive). Une zone cohésive est définie en front de fissure où des forces sont transmises entre les faces. Ces forces sont reliées au saut de déplacement dans la zone cohésive par une loi de traction-séparation ou loi cohésive : $\sigma = f([u])$ (Fig 1.14). Ce type de modèle permet également de représenter une décohésion entre deux matériaux (matériau composite, liaison acier-béton,...).

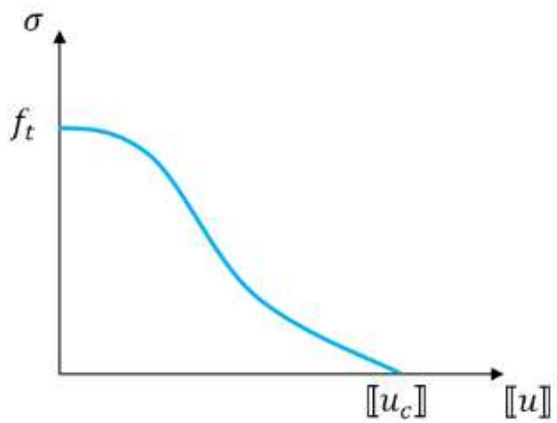


FIGURE 1.14 – Loi cohésive

A partir d'une valeur critique f_t, les contraintes diminuent progressivement jusqu'à ce qu'une ouverture critique δ_c soit atteinte. Le travail nécessaire pour former une fissure d'une unité de surface est donnée par :

$$G_c = \int_0^{[u]_c} \sigma d[u] \tag{1.17}$$

La taille critique de cette *Process zone* dépend clairement de la loi cohésive. L'expression suivante de [Rice, 1979] permet d'avoir une ordre de grandeur de la taille de cette zone.

$$L_{CZM} \approx \frac{EG_f}{f_t^2(1-\nu)} \tag{1.18}$$

1.2.3.1 Formulation énergétique

Dans cette étude, nous nous concentrons sur la formulation des modèles cohésifs dans un cadre variationnel introduit par : [Cangemi, 1997], [Charlotte et al., 2006] et [Bourdin et al., 2008].

Une structure Ω est soumise à un chargement F et un déplacement imposé U_d. L'état de la structure peut être décrit par un champ de déplacement U pouvant admettre une discontinuité δ à travers des surfaces de discontinuité $\Gamma(u)$ (fig.1.15). Dans le cadre variationnel, cet état est le minimum de l'énergie potentielle de la structure Ω, s'exprimant comme la somme de l'énergie volumique de déformation élastique, le travail des efforts extérieurs et une énergie surfacique cohésive :

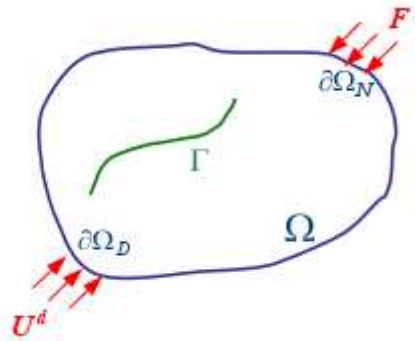


FIGURE 1.15 – Représentation du système mécanique

$$E(\mathbf{u},\delta) = \int_{\Omega\backslash\Gamma} \psi(\varepsilon[\mathbf{u}])d\mathbf{x} - W_{ext} + \int_{\Gamma} \phi(\delta)d\Gamma' \tag{1.19}$$

où ψ désigne d'énergie élastique et ϕ la densité d'énergie cohésive surfacique.

Afin de décrire correctement le processus de fissuration, il convient de prendre en compte son caractère irréversible. Ceci peut être réalisé en introduisant dans ϕ une variable d'histoire κ qui mémorise la plus grande norme du saut atteinte au cours du chargement. Une fois le problème discrétisé en temps, on définit κ par la relation incrémentale :

$$\kappa^{n+1} = max(\kappa^n, ||\delta^{n+1}||) \tag{1.20}$$

La densité d'énergie de surface peut alors s'écrire comme une fonction de la norme du saut et de la variable seuil :

$$\phi(\delta,\kappa) = \phi(||\hat{\delta}||,\kappa) + \mathcal{I}_R(\delta.n) \tag{1.21}$$

La fonction indicatrice $\mathcal{I}$ introduit une condition de non interpénétration des lèvres de la fissure (contact) dans la densité d'énergie de surface afin de forcer la positivité de la composante normale du saut. Cette densité d'énergie cohésive doit rester croissante et différentiable. La forme de la loi cohésive est alors déterminée par l'expression de la densité d'énergie en régime dissipatif ϕ_{dis}. Il est possible de définir différentes expressions de la densité d'énergie surfacique suivant la valeur de la norme du saut afin de distinguer la propagation de fissure (cas dissipatif) des décharges :

$$\phi(\delta,\kappa) = \begin{cases} \phi(||\delta||,\kappa)_{diss} + I_R(\delta.n) & si||\delta|| > \kappa \\ \phi(||\delta||,\kappa)_{lin} + I_R(\delta.n) & si||\delta|| < \kappa \end{cases} \tag{1.22}$$

Dans ce cadre, le modèle de zone cohésive est défine par le choix de la densité d'énergie cohésive (qui définit la loi cohésive) et par le choix d'un support numérique.

1.2.3.2 Lois cohésives pour le béton

La caractérisation de la loi cohésive se réduit essentiellement aux grandeurs G_c, f_t et δ_c (respectivment l'énergie de fissuration, limite de rupture en traction et la longueur critique) plus une forme de la loi spécifique reliant ces grandeurs $\sigma = f(\delta)$. Les paramètres G_c et f_t sont mesurables expérimentalement, mais la forme de la loi cohésive et l'ouverture critique δ_c sont plus difficiles à déterminer. Pendant longtemps, la forme de la loi cohésive était considérée comme jouant un faible rôle dans la réponse globale d'une structure mais cette hypothèse est remise en cause dans différents travaux [Chandra et al., 2002].

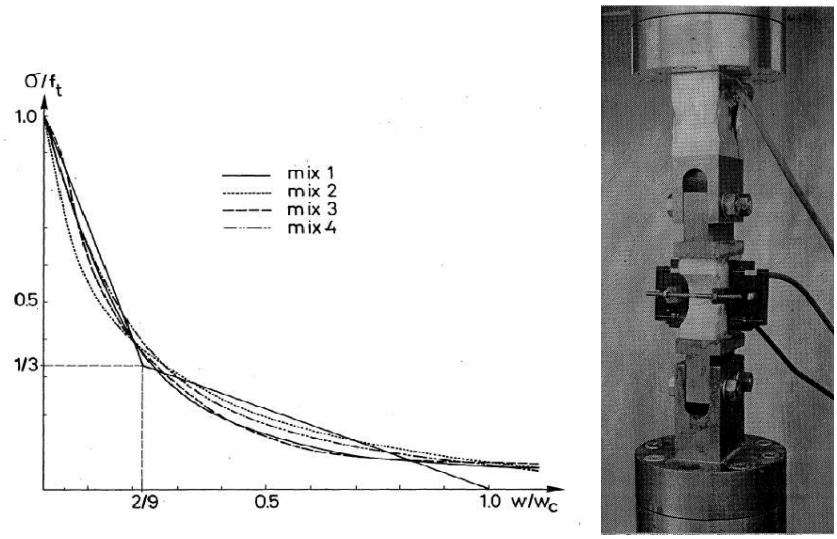


FIGURE 1.16 – Relation contrainte-ouverture uniformisée pour différents béton et une représentation du dispositif expérimentale de l'éprouvette en traction

Dans les travaux de P-E Petersson, il est possible d'observer la forme de cette loi pour le béton [Petersson, 1981]. A partir de plusieurs essais sur des éprouvettes en traction avec différentes formulations de bétons, une contrainte normalisée est tracée en fonction de l'ouverture (Fig.2.2). Une chute brutale de la contrainte dès l'ouverture de la zone cohésive est observable ainsi qu'un ralentissement de la dissipation de l'énergie de rupture dans un second temps.

Dans le modèle de zone cohésive, la loi cohésive est incorporée dans la densité d'énergie cohésive ϕ définie à l'équation 2.1. La loi cohésive est reliée à cette énergie par $\phi'(\delta) = f(\delta)$ pour $\delta \in [0, \delta_c]$. Nous supposons dans la thèse que $\phi'(0) = \sigma_c$ définit la contrainte maximale et la rupture de l'élément est réalisée lorsque $\phi(\delta_c) = G_f$.

Exemple de lois cohésives pour le béton On donne, ci-dessous, les différentes densités d'énergie cohésive ainsi que les lois cohésives correspondantes fréquemment utilisées dans la littérature pour représenter le béton.

$$\phi(\delta) = \begin{cases} \frac{\sigma_c^2\delta^2}{4G_c} - \sigma_c\delta \ si \ \delta < \delta_c \\ G_c \ \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \qquad \sigma(\delta) = \sigma_c - \frac{\delta}{\delta_c} \tag{1.23}$$

$$\phi(\delta) = \begin{cases} \frac{3\sigma_c^2\delta^2}{2G_c} - \sigma_c\delta \ si \ \delta < \delta_c/3 \\ \frac{3\sigma_c^2\delta^2}{14G_c} - \frac{3}{7}\sigma_c\delta \ si \ \delta > \delta_c/3 \ et \ \delta < \delta_c \\ G_c \ \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \qquad \sigma(\delta) = \begin{cases} \sigma_c - 3\frac{\sigma_c}{\delta_c}\delta, \ si \ \delta < \delta_c \\ \frac{3}{7}\sigma_c - \frac{3\sigma_c}{7\delta_c}\delta \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \tag{1.24}$$

$$\phi(\delta) = \begin{cases} -G_c exp(-\delta\frac{\sigma_c}{G_c}) \ si \ \delta < \delta_c \\ G_c \ \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \qquad \sigma(\delta) = \sigma_c exp(-\delta/\delta_c) \tag{1.25}$$

$$\phi(\delta) = \begin{cases} \frac{a_1\sigma_c^3\delta^3}{b_1G_c} - \sigma_c\delta^2 \ si \ \delta < \delta_c \\ G_c \ \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \qquad \sigma(\delta) = \sigma_c(1-\delta/\delta_t)^2 \tag{1.26}$$

La première densité d'énergie cohésive (eq.1.23) correspond à la loi linéaire utilisée dans [Hillerborg, 1976]. Elle est la loi la plus simple d'utilisation. Cette loi ne nécessite que deux paramètres : la contrainte de rupture σ_c et l'énergie de rupture G_f.

La seconde expression (eq. 1.24) correspond à une loi cohésive bilinéaire. Cette loi, proposée initiallement par Petersson, est la plus fréquente pour modéliser le béton. Cette loi nécessite quatre paramètres : σ_c, G_f et la position du point de flexion défini par $(3/12\sigma_c, 1/3\delta_c)$. Ce point diffère d'un auteur à l'autre [Alvaredo and Wittmann, 1993],[Petersson, 1981].

La troisième expression de l'énergie cohésive (eq. 1.25) correspond à une loi cohésive exponentielle. Proposée par [Needleman, 1987], elle présente l'avantage de ne nécessiter que deux paramètres.

La quatrième expression (eq.1.26) correspond à une loi polynomiale d'ordre 2. Cette loi se rapproche de la loi cohésive intrinsèque proposée par [Tvergaard and Needleman, 1984]. La figure 2.3 représente les quatres lois cohésives étudiées.

1.2.3.3 Représentation numérique

Pour représenter ces zones cohésives, différents supports éléments finis ont été proposés afin de minimiser l'énergie potentielle (eq.1.19).

Modèle d'interface : Ce type d'élément s'appuie, en dimension deux, sur une maille dégénérée quadrangulaire et en dimension trois sur une maille hexaédrique ou pentaédrique. Ce support est le plus fréquent pour les modèles de zones cohésives. Comme les éléments finis classiques, leurs nœuds portent des degrés de liberté de déplacement. Aux points de gauss, l'intégration de la loi cohésive remplace donc celle de la relation de comportement volumique. Ce type d'élément s'adapte très bien à une formulation éléments finis standard en déplacement. Elle est fréquemment employée pour

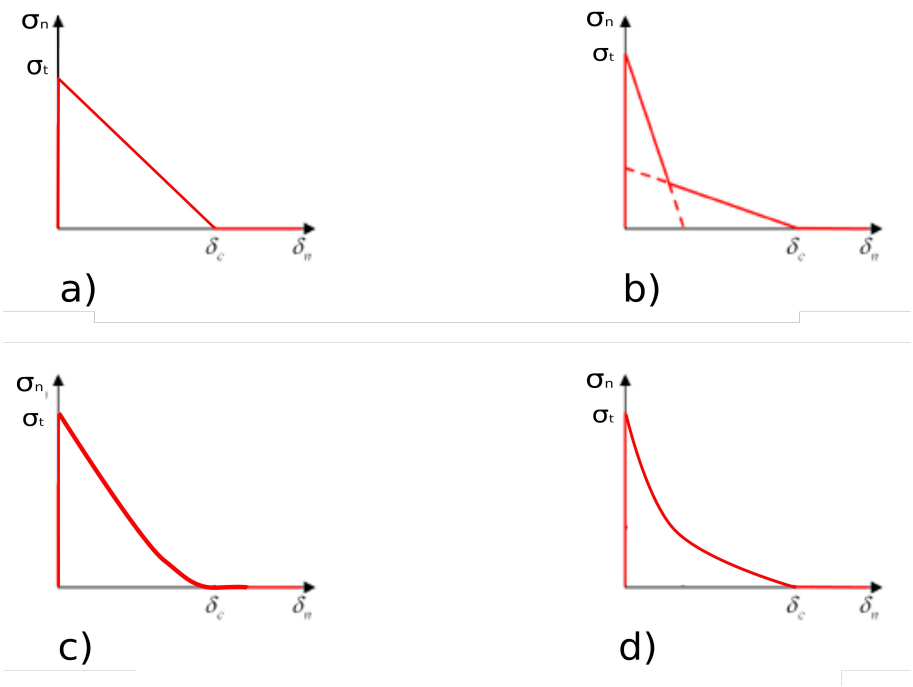


FIGURE 1.17 – Représentation des différentes lois cohésives : a) loi linéaire, b) loi bilinéaire, c) loi polynomiale, d) loi exponentielle

représenter une zone cohésive. Ces éléments sont d'épaisseur nulle ou avec une épaisseur très faible devant les dimensions de la géométrie. L'inconvénient de représenter le modèle de zone cohésive avec des modèles d'interface est la nécessité de connaître a priori le trajet de propagation ou d'introduire un élément cohésif dégénéré entre chaque élément fini volumique.

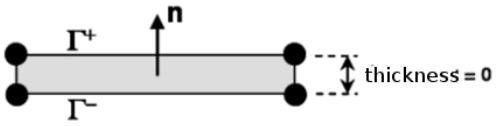


FIGURE 1.18 – Schéma d'un élément fini d'interface en dimension deux

L'intégration de la loi de comportement dans l'élément fini d'interface n'est pas triviale. Le saut de déplacement doit être nul entre les faces de l'élément ce qui implique d'imposer une condition d'adhérence dans l'élément. On distingue dans la littérature deux lois cohésives : "intrinsèque" et "extrinsèque". Les lois cohésives "intrinsèques" sont définie avec une raideur initiale non infinie dans la loi (Fig 2.1 a)). Cette raideur initiale peut avoir une signification physique (décohésion dans les matériaux composites ou décohésion Acier-Béton,...). Dans les autres cas, elle résulte du traitement

de la condition initiale d'adhérence par pénalisation. Elle doit être la plus élevée possible afin d'éviter d'augmenter de façon non physique la souplesse globale de la structure et d'imposer au mieux la conditon d'adhérence initiale. Cette raideur ne peut cependant pas être choisie trop élevée sous peine d'obtenir une matrice de raideur globale mal conditionnée et des difficultés de convergence avec un algorithme de type Newton-Raphson. De manière générale, le choix de la raideur de pénalisation reste un compromis entre une bonne précision de la modélisation à l'ouverture de la fissure et une minimisation des défauts liés à une raideur élevée (problème de convergence, oscillation des contraintes..). Avec cette méthode, l'augmentation du nombre d'éléments cohésifs introduit une rigidité supplémentaire dans la réponse globale.

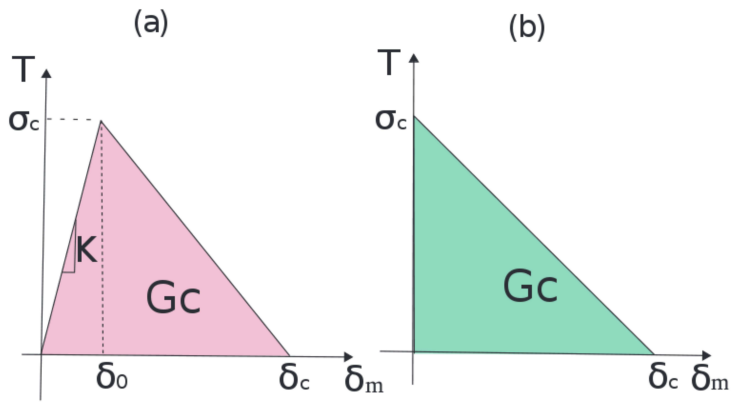


FIGURE 1.19 – Loi cohésive :(a) "intrinsèque" et (b) "extrinsèque"

Pour éviter le recours à la pénalisation, le problème peut être modifié en choisissant une formulation mixte, c'est à dire une formulation pour laquelle les degrés de liberté liés aux déplacements ne sont plus les seules inconnues du problème, permettant ainsi une résolution globale du système avec les méthodes classiques. Ces méthodes ont l'avantage d'utiliser une loi cohésive "extrinsèque". Dans cette formulation mixte, on trouve deux approches :

— Elément d'interface en contrainte : Cazes proposent une formulation mixte pour laquelle on prend comme inconnue le déplacement sur les éléments de volume et les efforts cohésifs, σ_s dans l'interface [Cazes, 2010]. La formulation de l'énergie totale donnée par 1.19 est modifiée pour rajouter un terme imposant l'égalité entre le saut de déplacement calculé à partir de l'interpolation du déplacement sur les bords des éléments de volumes adjacents et le saut de déplacement obtenu à partir de la loi cohésive, f :

$$E_{tt}(\mathbf{u}, \sigma^s) = \int_{\Omega\backslash\Gamma} \Psi(\varepsilon[\mathbf{u}])d\mathbf{x} - W_{ext} + \int_{\Gamma} \phi([\mathbf{u}])d\Gamma' + \int_{\Gamma} \sigma^s.([u] - f^{-1}(\sigma^s))d\Gamma \tag{1.27}$$

— Elément d'interface mixte : Dans les éléments d'interface introduits par [Lorentz, 2008], un champ de déplacement δ est introduit dans l'élément représentant le saut de déplacement

dans l'interface . L'égalité entre δ et le saut calculé à partir de l'interpolation du déplacement est imposé par des multiplicateurs de Lagrange. La minimisation de l'énergie avec la condition de compatibilité $[u] = \delta$ est réalisée en utilisant une formulation variationnelle en Lagrangien augmenté. Cette formulation regroupe dans une même expression la quantité à minimiser et la condition de compatibilité. Mathématiquement, la minimisation de l'équation 1.19 avec la condition de $[u] = \delta$ équivaut à trouver le point selle du Lagrangien augmenté $\mathcal{L}_r$ (eq.1.28) :

$$\mathcal{L}_r(\mathbf{u}, \delta, \lambda) = \int_{\Omega\setminus\Gamma} \Psi(\varepsilon[\mathbf{u}])d\mathbf{x} - W_{ext} + \int_{\Gamma} \phi(\delta)d\Gamma' + \int_{\Gamma} \lambda.([u]-\lambda)d\Gamma + \int_{\Gamma} \frac{r}{2}([u]-\delta)^2 d\Gamma \quad (1.28)$$

avec E l'énergie élastique, $\mathbf{u}$ le déplacement, λ les multiplicateurs de Lagrange et r un coefficient de pénalisation de Lagrange. Le dernier terme du Lagrangien permet de gagner en coercivité par rapport à δ. Le champ δ est calculé au point de Gauss par condensation statique.

Modèle à discontinuité interne : Ce modèle à discontinuité intégrée (E-FEM) s'appuie sur des mailles non dégénérées [Jirasek, 2000]. La discontinuité potentielle du champ de déplacement est alors prise en compte au sein de l'élément fini. Le saut de déplacement est introduit à l'intérieur des éléments du maillage via des degrés de liberté supplémentaires. Ces degrés de liberté sont purement locaux. Des efforts cohésifs agissent sur les faces de la discontinuité à travers la loi cohésive. Une technique de condensation statique permet ensuite les éliminer de la formulation globale.

Modèle basé sur la partition de l'unité : La méthode de partition de l'unité permet d'enrichir la base de fonction utilisée à l'aide la fonction de Heaviside pour approcher la solution élément fini. La méthode des éléments finis étendus (ou « eXtended Finite Element Method ») fait partie des méthodes les plus connues utilisant cette approche [Moës et al., 1999] [Dolbow and Belytschko, 1999]. Dans cette approche, le trajet de fissuration est obtenue grâce aux level sets. Le trajet est déterminé à chaque pas de temps par un critère. Cette méthode a été implémentée en affectant à la fissure un comportement cohésif [Moës and Belytschko, 2002] [Ferté et al., 2016].

1.2.3.4 Avantages et Inconvénients des modèles de zone cohésive

Les avantages des modèles de zones cohésives sont d'avoir une formulation relativement simple et de nécessiter un faible nombre de paramètres. Ces paramètres sont physiques, limités et facilement identifiables. En utilisant les paramètres matériaux les plus "fréquent" pour du béton (f_t=3MPa, E=30GPa et G_f=100 N/m), l'expression 1.18 aboutit à une estimation de la longueur de la zone cohésive d'environ 345 mm. On se trouve donc dans une gamme de tailles de *Process zone* non négligeables devant les dimensions de la structure. Par ailleurs, on a accès directement à l'ouverture des fissures. La refermeture des fissures dans le béton est naturellement prise en compte dans le

modèle. Le principal inconvénient est que ces modèles ne permettent pas de prévoir la direction de la fissuration. Il faut donc postuler le trajet de fissuration a posteriori dans le maillage ou éventuellement utiliser un critère de type ceux utilisés en mécanique de la rupture, et introduire les éléments au fur et à mesure. De plus, l'endommagement du béton en compression ainsi que l'effet hystérétique ne peuvent pas être pris en compte. Cependant dans le cas de l'enceinte, nous ne nous intéressons qu'a l'endommagement en traction du béton.

1.3 Modélisation d'une structure en béton armé

1.3.1 Description des structures en béton armé et précontraint

Le béton, matériau fortement hétérogène, est essentiellement utilisé pour sa résistance en compression allant généralement jusqu'à 40 MPa dans le cas des bétons des plus fréquents. Cependant sa résistance en traction est environ 10 fois plus faible qu'en compression. Afin de compenser cette faiblesse, des éléments d'acier sont introduits dans les zones en traction pour reprendre les efforts et empêcher la fissuration du béton. On parle alors de béton armé à la fois comme un matériau mais également comme un procédé de construction. Ces éléments d'aciers sont généralement des barres cylindriques avec un diamètre de l'ordre du centimètre. Elles possèdent sur la longueur des nervures avec un motif régulier de l'ordre du millimètre d'épaisseur pour améliorer leur ancrage dans le béton (1.20). La présence de ces nervures implique une interpénétration entre le béton et l'acier permettant un transfert d'efforts plus important entre l'acier et le béton (bares à haute adhérence HA). Une diminution de cette adhérence se traduit par l'endommagement du béton autour de l'acier étant donné que l'acier est plus rigide et plus résistant d'un ordre de grandeur que le béton.

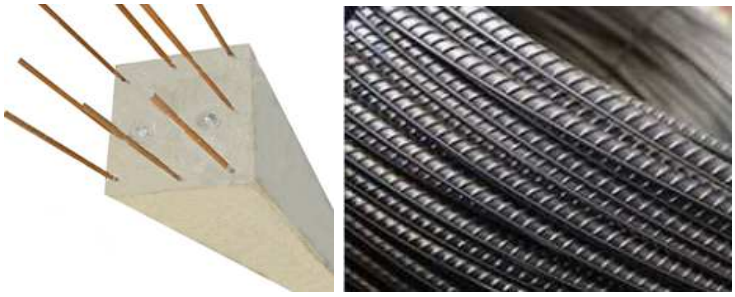


FIGURE 1.20 – Représentation d'une section d'une poutre en béton armé et de plusieurs barres à haute adhérence HA

L'utilisation ainsi que la fabrication de ce nouveau matériau a été standardisée et normalisée : la densité d'acier par rapport au béton, le positionnement de l'acier ou l'enrobage pour éviter l'oxydation. Les Eurocodes définissent les normes européennes de conception et de dimensionnement concernant le béton armé dans le cas des constructions de bâtiment en Europe. Dans le cas des ouvrages de génie civil pour le nucléaire, le BPEL puis ETC-C pour les EPR contiennent l'ensemble

des règles de conception et de construction pour les enceintes.

Cependant, la présence des armatures n'empêche pas le phénomène de fissuration de la structure lors de chargements importants. Le coulage du béton en présence d'une densité importante d'armatures peut mener à des hétérogénéités importantes dans la structure et donc à une mauvaise qualité du béton. Dans le cas de structures épaisses comme les piles de ponts, les digues de protection, les enceintes de confinement, le ferraillage est dense et les mouvements d'eau dans le béton (voir section 1.4) ainsi que les différences de température induisent des retraits différentiels pouvant engendrer des contraintes de cisaillement le long des aciers.

1.3.1.1 Description de la technique de précontrainte du béton

Proposée par Eugène Freyssinet en 1928, la précontrainte des structures en béton a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et de permettre ainsi à la structure de passer moins rapidement en traction. Ce gain va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage comme le poids propre, le séisme ou les autres charges d'exploitation de la structure. Cette méthode va permettre de réaliser des ouvrages de plus grande envergure sollicités par des contraintes importantes comme les ponts mais également les structures off-shore, des réservoirs et, dans notre cas, des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles en acier à haute résistance sont présents à l'intérieur du béton en général à l'intérieur d'une gaine en acier. Ils sont constitués de torons composés de fils. La résistance à la rupture de la plupart des torons est de l'ordre de 1860 MPa. Le béton peut être précontraint par pré-tension ou par post-tension. La pré-tension consiste à tendre les câbles avant le coulage du béton et à les relâcher après la prise du béton. La précontrainte par post-tension est réalisée après le coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante. Après le durcissement du béton, les câbles sont enfilés à l'intérieur des gaines qui ont été placées dans le béton puis mis en tension à l'aide de vérins puis bloqués au niveau des ancrages (Fig. 1.21). Les câbles transmettent ainsi leur tension au béton et le transforment en béton précontraint. En France, du coulis de ciment est injecté dans les gaines des câbles pour à la fois protéger les aciers de précontrainte contre les agents corrosifs et augmenter leur adhérence au béton. Les dispositifs constructifs relatifs aux câbles de précontrainte sont définis dans l'Eurocode 2 appliqués au niveau européen. Dans le cas des enceintes de confinement, les câbles sont précontraints en post-tension et du ciment est injecté pour rendre les câbles adhérents à la structure.

1.3.1.2 Interaction de la liaison Acier-Béton sur la fissuration

La représentation des aciers n'est pas la seule difficulté lors des calculs de structure en béton armé. Lors de la prise du béton autour des armatures d'acier, une liaison presque « parfaite » se crée entre les deux matériaux. Cette liaison impose le même déplacement et permet un transfert d'effort entre l'acier et le béton tant que le béton reste sain. Dès que le béton s'endommage autour

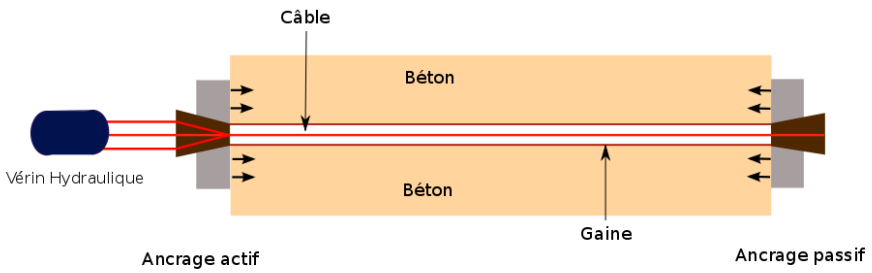


FIGURE 1.21 – Dispositif de précontrainte sur une poutre

de l'acier, un glissement commence à apparaître entre le béton et l'acier. La liaison se dégrade pour finalement devenir glissante avec un frottement important. Le comportement de cette liaison impacte le comportement de la structure et les conditions de propagation de fissure.

Cette interaction est prise en compte dans les normes de calcul de l'Eurocode. Si l'on prend le cas d'un chargement entraînant une contrainte supérieure à la limite de résistance en traction du béton, la structure se fissure et les efforts sont entièrement transférés du béton aux armatures. De part et d'autre de la fissure, les efforts sont progressivement transmis de l'acier au béton par le phénomène d'adhérence entre le béton et l'acier. Les contraintes dans le béton augmentent donc à mesure que l'on s'éloigne de la position de la fissure définissant ainsi une zone centrée sur la fissure où la fissuration n'est pas susceptible d'apparaitre. Cette zone a été évaluée de manière réglementaire dans l'Eurocode 2 par l'expression suivante :

$$e = \frac{dS_b f_t}{4S_a \tau_u} \tag{1.29}$$

τ_u représente la résistance ultime de la liaison, d le diamètre de la barre, f_t la résistance en traction du béton et S_a et S_b les sections de l'acier et du béton et e la taille de la zone. De plus la liaison acier-béton a une influence sur l'ouverture des fissures. Elle reprend une partie des efforts de surface qui ouvrent les fissures existantes. Dans l'eurocode 2, l'ouverture moyenne de fissure est décrite comme le produit de la distance moyenne entre deux fissures et la déformation relative entre l'acier et le béton :

$$w_{oy} = e_{oy}(\varepsilon_{a,xx} - \varepsilon_{b,xx}) \tag{1.30}$$

Où e_{oy} est la distance moyenne entre deux fissures et $\varepsilon_{a,xx}$ et $\varepsilon_{b,xx}$ la déformation dans l'acier et le béton. Dans les normes de construction, si seul l'aspect esthétique de la structure est concerné, une ouverture de 400 µm est acceptée (Eurocode 2, 2007). Cependant dans le cas de structures de type enceintes de confinement, l'étanchéité est directement impactée par l'ouverture des fissures et

impose une ouverture moyenne beaucoup plus faible.

Dans ces expressions, le phénomène d'adhérence de la liaison influence à la fois l'espacement des fissures (τ_u , résistance de la liaison) et l'ouverture des fissures de surface. Une prédiction fine de la fissuration passe par une bonne prise en compte de la liaison acier-béton. Dans la suite, nous présentons le mécanisme de la liaison Acier-Béton pour ensuite présenter les principaux travaux de la littérature sur le sujet.

1.3.1.3 Phénoménologie de la liaison Acier-Béton

Le comportement de la liaison Acier-Béton et son aptitude à transférer les efforts entre les deux matériaux sont liés à la forme des nervures sur les armatures et à la dégradation progressive du béton à la surface de l'acier. L'existence et l'unicité d'une solution au problème quasi-statique d'évolution de la structure ne sont plus assurées.

Les premiers travaux permettant de mieux cerner la dégradation de la liaison acier-béton sont ceux de [Goto, 1971]. La Figure 1.22 obtenue par un système d'injection d'encre au cœur d'une série de tirants permet d'observer les différents modes de rupture dont des fissures à 45° ainsi que des zones de décohésion totale entre l'acier et le béton.

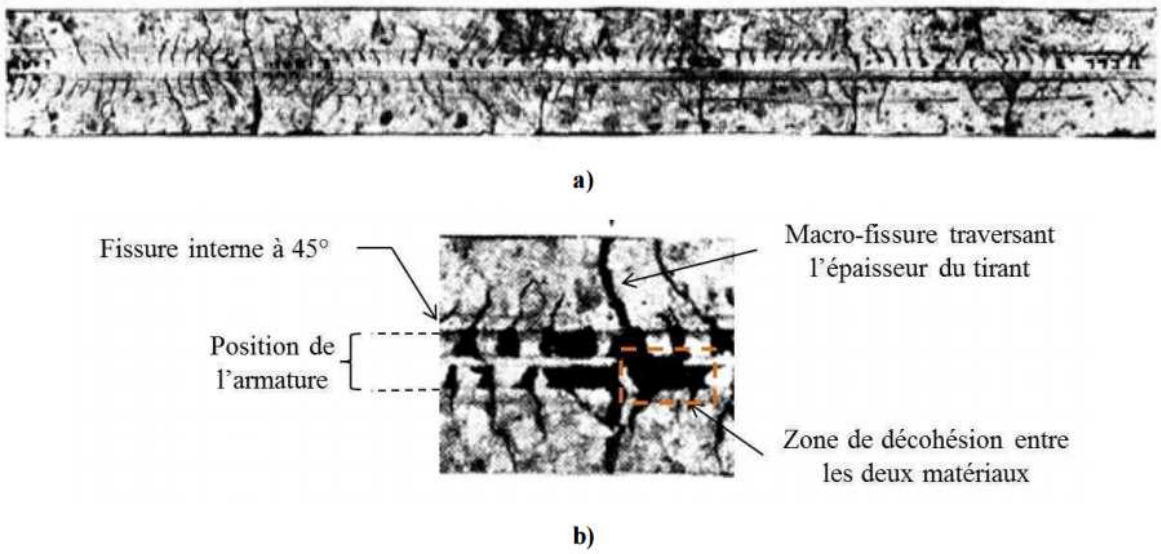


FIGURE 1.22 – a) Faciès de fissuration d'une poutre en béton avec une armature, b) zoom de la poutre où l'on apercoit les différentes fissures lors d'un essai push-out [Goto, 1971]

Différentes études expérimentales ([Lutz and Gergely, 1967], [Casanova et al., 2012], [Tixier, 2013]) nous permettent de mieux comprendre le processus de dégradation autour de l'armature. Elle se décompose en trois étapes successives. Dans un premier temps, les contraintes se répartissent entre l'acier et le béton. La liaison est principalement assurée par une adhérence chimique entre l'acier

et le béton. Le béton est légèrement comprimé devant les nervures et de légères fissures coniques y apparaissent. Leurs inclinaisons dépendent de la géométrie des nervures. La fin de cette adhérence chimique correspond au point A sur la courbe de la figure 1.23. A l'étape suivante, des bielles de béton en compression se forment devant les nervures du câble et des fissures de cisaillement se forment également entre les nervures. L'armature commence à glisser par rapport au béton (point B). Le béton en compression se fragmente lors de la troisième partie. Une macro fissure se forme le long du cylindre permettant le glissement avec des frottements importants (point C).

1.3.2 Etat de l'art sur la modélisation des aciers et de l'interface Acier-Béton

1.3.2.1 Représentation des aciers dans le béton

Trois solutions pour représenter les aciers sont possibles (fig.1.24). La première est une modélisation géométrique en trois dimensions des aciers. Cette solution aboutit vite à un coût de calcul prohibitif dès que l'on veut représenter des structures ou parties de structures avec un ratio d'acier supérieur à $100kg/m^3$. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des méthodes de simulation simplifiées et robustes, permettant une représentation raisonnable du comportement de ces structures à des coûts de calcul modérés.

Une seconde solution est l'utilisation d'un modèle de barre, c'est-à-dire des éléments 1D, pour représenter les aciers. Cette méthode est la plus fréquente dans la littérature. Cette approche simple et pratique permet d'obtenir des résultats très satisfaisants notamment lorsqu'on s'intéresse au comportement global de la structure. Cependant cette approche revient à négliger la section transversale de la barre, et à affecter toute la rigidité de l'acier à sa fibre moyenne. De plus, elle pose des problèmes d'un point de vue mathématique dans un espace tridimensionnel entrainant une dépendance du résultat à la finesse du maillage [Lorentz, 2005]. Ce point est problématique lorsqu'on veut simuler l'endommagement de la structure. En effet, la déformation augmente lorsqu'on raffine le maillage et entraîne de fait une augmentation de l'endommagement dans les éléments volumiques proches des éléments linéiques. On peut citer par exemple les travaux de Rabczuk [Rabczuk et al., 2005], Jendele et Cervenk [Jendele and Cervenka, 2006] et [Ingraffea and Saouma, 1985] où le problème de concentration de contrainte est diminué par un remaillage .

Une troisième solution consiste à modéliser les grilles d'armatures par des éléments surfaciques. En effet, dans de nombreuses structures en béton, les barres d'armatures sont disposées selon un motif de grille orthogonale, avec des réseaux d'armatures horizontales et verticales. Ces éléments peuvent avoir un comportement 1D ou un comportement orthotrope. Ce type de modèle est beaucoup moins répandu dans la littérature. Il a plusieurs avantages par rapport au modèle de barre. Tout d'abord, il ne nécessite plus de mailler indépendamment chaque armature, mais uniquement la surface sur laquelle les armatures sont réparties. La concentration de contrainte est moins importante que pour les modèles de barres. Cette modélisation est utilisée en particulier par Jendele et Cervenka sous

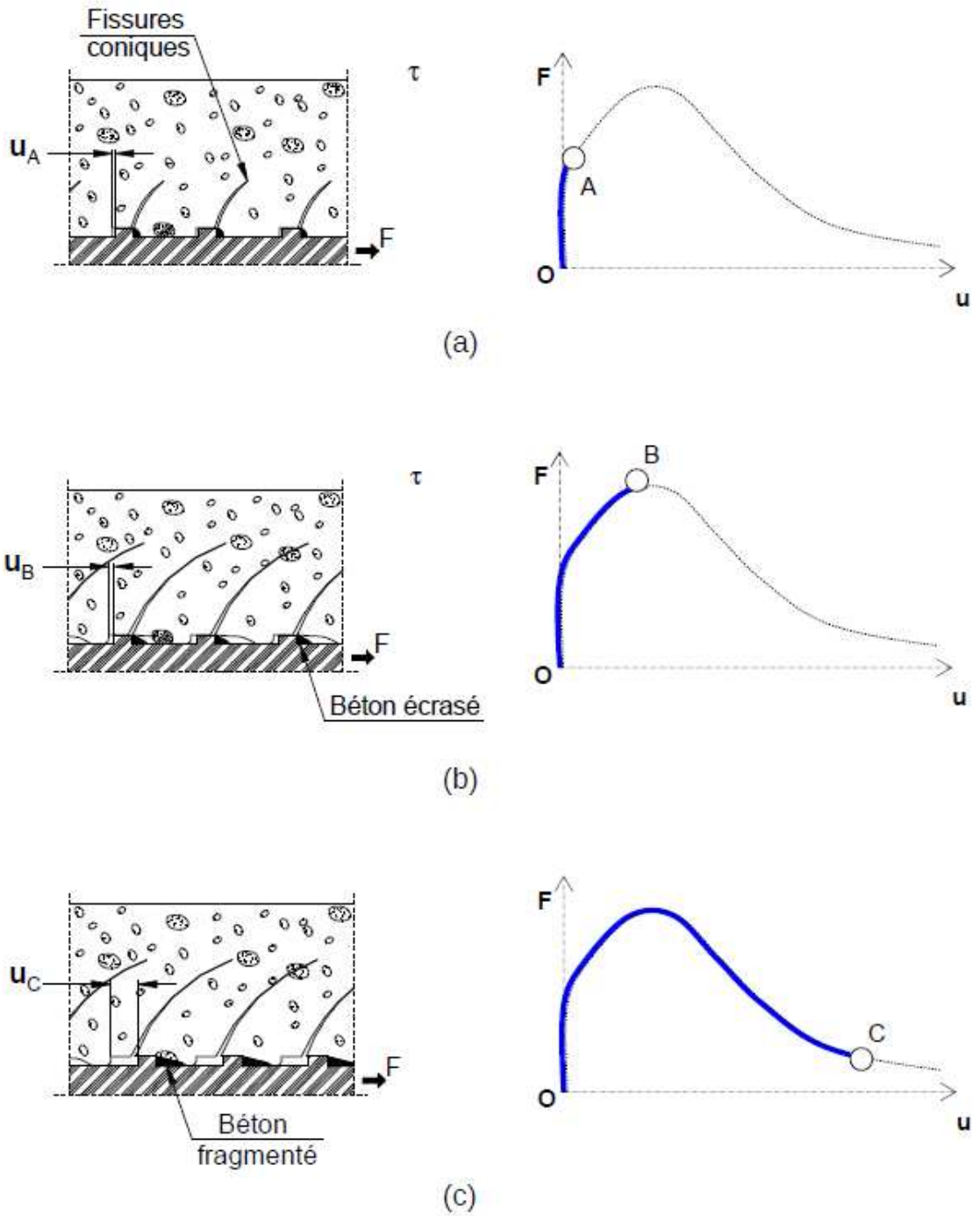


FIGURE 1.23 – Différentes étapes de dégradation de la liaison Acier-Béton

le nom d' « armatures réparties »(smeared reinforcements) [Jendele and Cervenka, 2006]. Dans les travaux de M.David [David, 2012], deux modèles asymptotiques obtenus à partir d'une stratégie multi-échelle permettent de représenter le comportement mécanique des grilles d'armatures et des

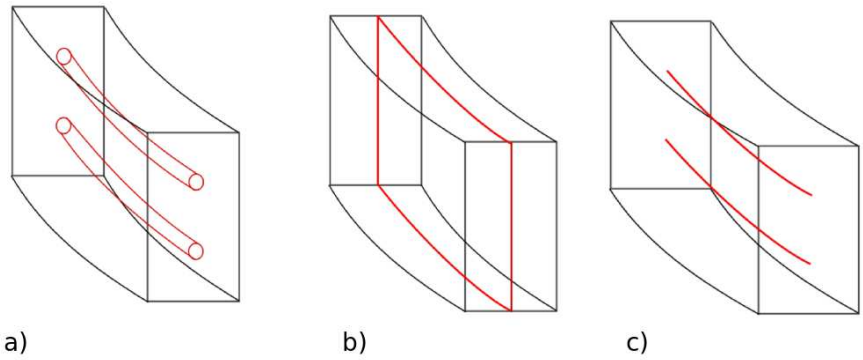


FIGURE 1.24 – Trois représentations possibles des aciers dans le béton :a) représentation volumique, b) représention membranaire, c) représentation linéique

câbles de précontrainte par une membrane.

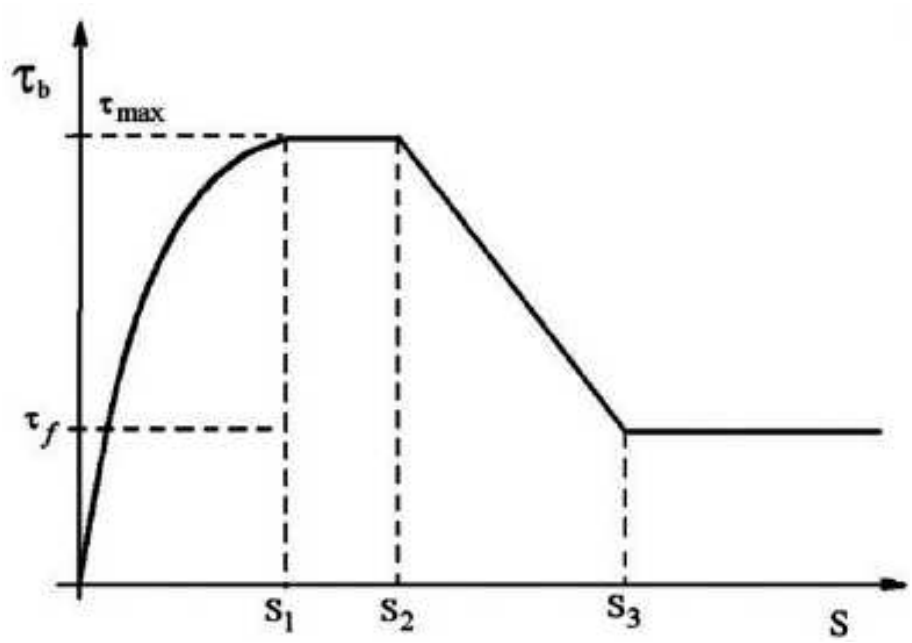
1.3.2.2 Modélisation de la liaison Acier-Béton

Tant que l'on ne s'intéresse pas à prévoir la fissuration du béton, il est pertinent de représenter la liaison acier-béton comme parfaite. Dans le cas contraire, plusieurs modèles dans la littérature permettent de reproduire la décohésion de l'acier dans la structure en béton. Le développement de ce type de modèle nécessite un support numérique et une description du comportement de la liaison.

Comportement de l'interface acier-béton Les différentes descriptions du comportement de l'interface acier-béton se classent en trois groupes :

— Les approches empiriques : Cette approche permet d'interpréter, d'analyser les résultats expérimentaux et de trouver des corrélations avec certains paramètres phyiques qui contrôlent le phénomène , afin de les intégrer simplement dans les codes de calculs. Ces modèles sont exprimés généralement par une relation entre la contrainte de cisaillement τ et le glissement s. Un des premiers modèles empiriques est celui proposé par [Rehm, 1957] : $\tau(s) = \tau_1 + \tau_{max}.(s)^{\alpha}$. Dans cette équation, τ_1, τ_{max} et α sont des constantes qui dépendent des dimensions des câbles et du type de nervure. Un autre modèle, également assez connu, est construit par [Tepfers, 1979] reliant la contrainte tangentielle linéairement au glissement. Cependant, ces auteurs ne prennent pas en compte les paramètres caractérisant les matériaux. Ces différents modèles se sont enrichis avec d'autres relations empiriques qui prennent en compte le confinement [Gambarova and Rosati, 1997] et les effets d'échelles [Sener et al., 1999].

— Les approches semi-analytiques, semi-empiriques : La plupart des modèles utilisés par les expérimentateurs sont de cette famille dans laquelle les relations sont établies à partir des données observées sur des tests expérimentaux, puis généralisées pour décrire localement ou globa-



h !]

FIGURE 1.25 – Courbe de la décohésion acier-béton d'Eligehausen [Eligehausen et al., 1982]

lement la dégradation de la liaison. Parmi ces modèles, on trouve celui de [Eligehausen et al., 1982]. Une relation multilinéaire décrit la relation entre la contrainte tangentielle τ et le glissement relatif entre l'acier et le béton noté S (voir fig1.25).

$$\tau(S) = \begin{cases} \tau_{max}(\frac{S}{S_1})^{\alpha} & si\ S < S_1 \\ \tau_{max} & si\ S < S_2 \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f)\frac{S-S_2}{S_3-S_2} & si\ S < S_3 \\ \tau_f & si\ S > S_3 \end{cases} \tag{1.31}$$

Ce modèle a été repris par [Soroushian et al., 1991] pour avoir une relation entre le pic de contrainte et la taille de la barre d'acier. Dans les travaux de [Pochanart and Harmon, 1989], une relation est introduite entre la surface de la barre avec le pic de frottement de la contrainte de la liaison. [David, 2012] propose une expression continue de la relation entre la contrainte de cisaillement et le glissement a :

$$\tau(a) = \tau_m(\alpha+\beta)^{\alpha+\beta}\frac{(a/a_m)^{\alpha}}{(\alpha a/a_m+\beta)^{\alpha+\beta}} \tag{1.32}$$

Les paramètres a_m et τ_m correspondent au déplacement et à la contrainte au pic et les paramètres α et β influencent la forme de la courbe.

— Les approches analytiques : Ce dernier groupe correspond à des modèles formulés dans divers cadres thermodynamiques et avec généralement une formulation adaptée au cadre théorique de la méthode aux éléments finis. Dans cette approche, on trouve des modèles d'interface qui

s'inspirent des modèles d'endommagement ou des modèles plastiques. [Clément, 1987] propose un modèle d'interface proche du modèle d'endommagement de Mazars pour le béton. D'autres chercheurs, on reprit ce modèle en introduisant une régularisation énergétique avec une longueur caractéristique [Pijaudier-Cabot et al., 1991] [Daoud, 2003]. [Cox and Herrmann, 1998] définissent un modèle plastique non associée avec une surface seuil définie par une relation entre l'écrouissage cinématique et l'écrouissage isotrope. L'écrouissage géométrique reproduit l'écrassement du béton devant les nervures et l'écrouissage isotrope reproduit la fragmentation du béton face aux nervures ainsi que les fissures transversales. [Dominguez Ramirez, 2005] [Richard et al., 2010] proposent un modèle d'interface couplant plasticité et endommagement .

Représentation numérique Deux approches se distinguent : les modélisations avec un élément fini spécifique pour la liaison et les modélisations sans élément.

La première approche consiste à introduire un nouvel élément avec les propriétés physiques de la liaison Acier-Béton. Ce type d'élément peut être un élément discret de type ressort [Ngo D, 1967]. Ces éléments sont des ressorts avec deux raideurs non-linéaires, $\mathbf{k}_{\mathrm{n}}$ et $\mathbf{k}_{\mathrm{t}}$, représentant le comportement de l'interface entre le béton et l'acier (Fig.1.26).

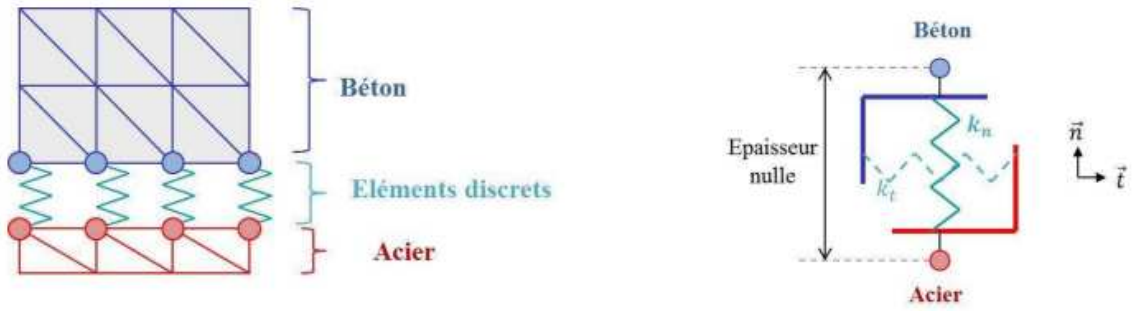


FIGURE 1.26 – Modélisation de la liaison Acier-Béton avec un élément discret [Ngo D, 1967]

[Reinhardt et al., 1984] représente cette interface avec une couche d'éléments volumiques autour du câble avec une épaisseur h non nulle (Fig.1.27). Les éléments ont un comportement non-linéaire (loi élasto-plastique endommageable) spécifique à une liaison Acier-Béton. La détérioration des éléments dans cette couche permet la décohésion du câble par rapport au béton. Cette modélisation a le défaut de ne pas représenter explicitement le glissement entre les deux matériaux et d'introduire une dimension non nulle à l'interface acier-béton. En pratique, une épaisseur très petite est choisie pour la couche d'interface pour ne pas influencer sur la cinématique réelle de la structure. La taille la plus fréquente dans la littérature est le double de la taille du câble. Dans des travaux récents, Michou définit un mésomodèle définissant la liaison acier béton avec une gaine d'élément de la taille du diamètre du câble sachant que le câble est représenté par un élément linéique au centre de la

gaine d'élément [Michou, 2015]. De plus les paramètres de la loi élasto-plastique endommageable (seuil d'élasticité) de la gaine d'élément représentent la forme des nervures le long du câble.

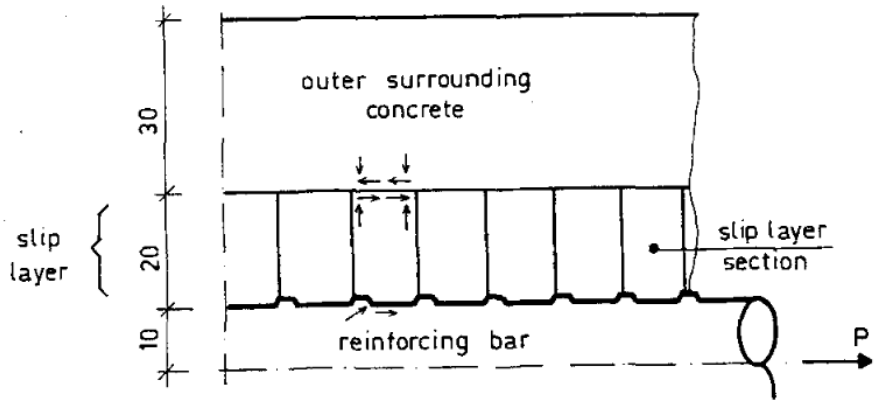


FIGURE 1.27 – Modélistion d'une couche d'élément représentant la décohésion Acier-Béton [Reinhardt et al., 1984]

Des éléments joints, un élément volumique d'épaisseur nulle, sont utilisés la première fois pour modéliser la liaison Acier-Béton par [Clément, 1987]. La partie supérieure de l'élément est attachée au béton tandis que la partie inférieure est raccrochée aux armatures en acier (Fig.1.28). Dans les travaux de T. Phan [Phan, 2012], des éléments cohésifs sont introduits entre chaque élément avec une loi de décohésion spécifique pour les éléments à proximité de l'acier. Dans les travaux de [David, 2012], des éléments d'interface basés sur une formulation mixte définissent la décohésion entre l'acier et le béton entre le béton et une membrane représentant les armatures en acier . Avec une représentation exacte de la géométrie des nervures, [Hayashi and Naga, 2016] introduit une loi d'adhérence linéaire pour représenter seulement la décohésion chimique entre le béton et l'acier .

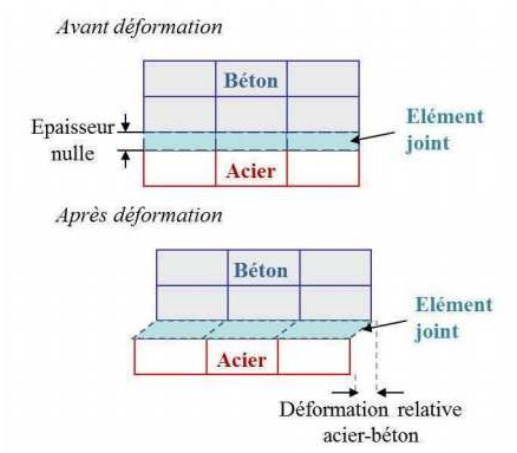


FIGURE 1.28 – Modélisation de la liaison Acier-Béton avec des éléments joints d'épaisseur nulle

Dans la seconde approche qui représente la liaison Acier-Béton sans éléments d'interface, les éléments encapsulés décrit par [Dominguez Ramirez, 2005] sont basés sur l'enrichissement des degrés de liberté. Sur un élément 2D à quatre nœuds, deux des nœuds sont enrichis de nouveaux degrés de liberté permettant ainsi de représenter le glissement relatif de l'acier et le béton.

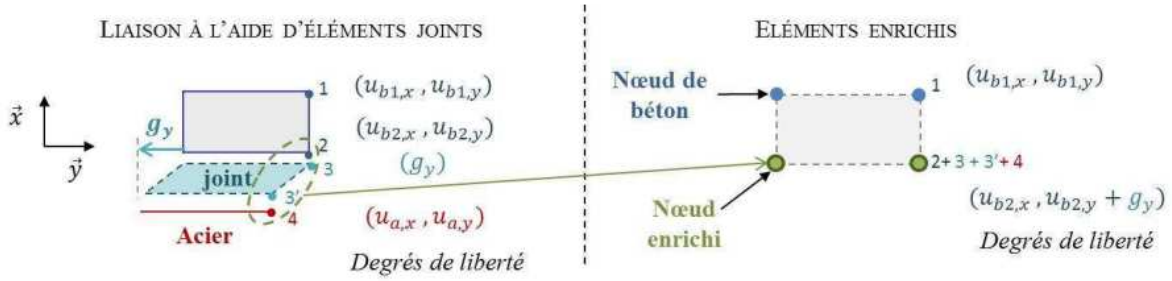


FIGURE 1.29 – Description des éléments encapsulés pour la liaison Acier-Béton [Dominguez Ramirez, 2005]

Sans introduire d'enrichissement, [Casanova et al., 2012] développe des éléments spécifiques qui évaluent un effort nodal imposé par le glissement de l'acier par rapport au béton et introduit un effort nodal sur les nœuds de l'acier et du béton environnant. Toutefois, dans la suite des travaux, cette solution a été remplacée au profit d'une interface entre les nœuds de l'acier et du béton pour réduire le temps de calcul [Mang et al., 2016].

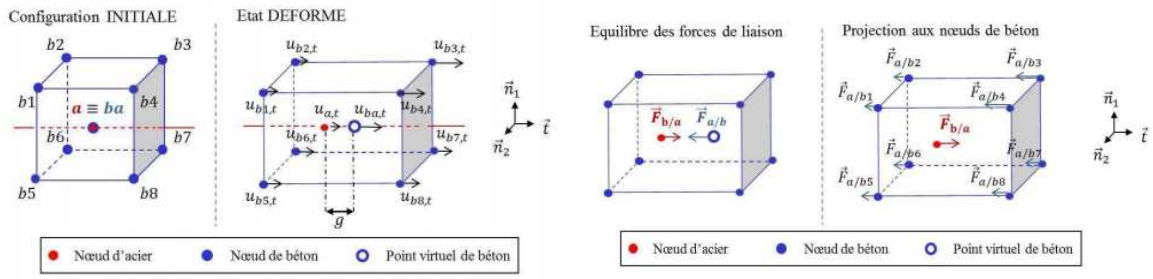


FIGURE 1.30 – Deux étapes de la méthode d'A. Casanova : a) Calcul du glissement non-linéaire b) introduction de l'effort nodal correspondant sur les nœuds de l'acier et du béton environnant

Une modélisation de type de contact est réalisée par [Raous and Ali Karray, 2009] pour décrire le comportement de la liaison sans introduire d'éléments finis particuliers. L'acier et le béton sont alors traités comme deux solides distincts pouvant frotter l'un contre l'autre.

1.3.3 Sélection des différentes briques de modélisation pour représenter les fissures, les aciers et la décohésion dans une structure en béton armé

Comme nous l'avons déjà expliqué, l'objectif de la thèse est de pouvoir suivre l'évolution d'une fissure dans une structure en béton armé de dimension importante à différents moments dans le temps (jeune âge, épreuve décennale,..).

La représentation des armatures et des câbles de précontrainte par des éléments linéiques ne nous semble pas viable pour notre cas d'étude car elle entraîne une dépendance au maillage trop importante. Les éléments membranaires sont une solution intéressante lorsque la densité importante des acier est important. Le modèle de membrane de M. David [David, 2012] est présent dans le code éléments fins d'EDF, Code_Aster. L'inconvénient de cette modélisation est la perte d'information au niveau local. Les contraintes sont réparties le long de la membrane plutôt que d'être concentrées à l'emplacement des aciers. De plus la déviations des câbles ou une variation de la densité des câbles est plus complexe à représenter.

La fissuration du béton et la décohésion de l'acier par rapport au béton sont des phénomènes très liés. Il est nécessaire de choisir simultanément la méthode pour ces deux phénomènes. Pour cela, plusieurs solutions existent. La première solution consiste à représenter les deux phénomènes par un modèle d'endommagement continu. De nombreux travaux proposent cette solution [Michou, 2015] [La Borderie and Pijaudier-Cabot, 1992]. Dans ce cas, il est nécessaire de définir un comportement pour les deux phénomènes et de fixer la taille de la zone représentant la décohésion de l'acier. Avec des éléments membranes, cette solution risque de bloquer la propagation de la fissure lors de son intersection avec la zone de décohésion et la membrane. Une seconde solution est de combiner un modèle d'endommagement continu pour la fissuration du béton et des éléments d'interface ou encapsulés pour représenter la décohésion Acier-Béton. Dans cette idée, on trouve les travaux de [Casanova et al., 2012],[Hayashi and Naga, 2016] et [Shoaib Goraya, 2016].

Une dernière solution est de représenter la décohésion de l'acier par rapport au béton et la fissuration avec un modèle de zone cohésive. L'avantage de cette dernière solution est la possibilité de placer des fissures cohésives (saines ou partiellement endommagées) dans des zones d'intérêt. Les relevés de fissuration sur certains ouvrages en béton incitent à penser que la position des fissures est très variable et dépendante de plusieurs facteurs non contrôlables (conditions météologiques ou des contraintes du chantier).

Dans cette thèse, on choisit d'utiliser cette dernière solution pour représenter la fissuration et la décohésion avec une représentation membranaire des aciers dans le cas des enceintes de confinement.

1.4 Modélisation du comportement hydromécanique dans le béton

Dès la prise du ciment et jusqu'à la fin de vie de l'ouvrage, différents mécanismes interviennent pouvant engendrer une fissuration du béton. Ce phénomène est souvent amplifié par des échanges de chaleur ou d'eau avec l'environnement extérieur (actions mécaniques, transfert hydrique et charge-

ment thermique). Suivant la géométrie, le type de béton ou les conditions aux bords, les contraintes provoquées par la variation de volume peuvent dépasser la limite de rupture du béton et favoriser l'apparition de fissures (Fig.1.31).

Pour maîtriser la fissuration dans les structures en béton, il est nécessaire de prendre en considération le comportement évolutif du béton durant la vie de l'ouvrage. Cette partie détaille les différents phénomènes physiques présents dans les ouvrages en béton(réaction chimique, hydratation, séchage,..) et les déformations différées qui en découlent.

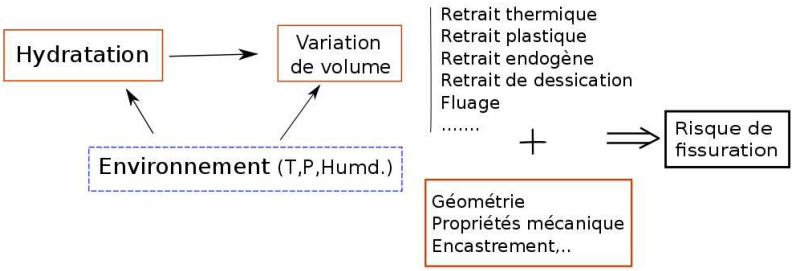


FIGURE 1.31 – Fissuration : origine et conséquences

1.4.1 Observations expérimentales

1.4.1.1 Processus d'hydratation du béton

La fissuration au jeune âge (durant les 100 premiers jours de la structure) peut être importante dans le cas de pièces massives, de pièces encastrées ou à déformations fortement gênées (chaussées, glissière en béton armé, chapes adhérentes, radier de structure, pile de pont, revêtement de tunnel,. . ..), de pièces ayant des parties d'épaisseurs très différentes ou des pièces à grandes surfaces libres (dalles flottantes, voussoirs,. . . . . .) (Fig.1.32). De plus, certains types de béton de dernière génération sont plus sensibles à ce problème à cause du faible rapport dans la composition entre l'eau et le ciment comme les Bétons Fibrés à Hautes et Ultra Hautes Performances (BFUP, BFP). Cette fissuration peut constituer un danger pour la matrice et les aciers d'armature (corrosion, agents agressifs,..) et mener à diminuer la durabilité de la structure et, dans le cas des enceintes, à dégrader sa capacité de confinement des substances radioactives. Cette phase de jeune âge est intimement liée à la réaction d'hydratation du ciment anhydre, propre à la fabrication du béton.

L'hydratation du ciment est un processus complexe de réactions chimiques, exothermiques et thermoactives, entre du ciment anhydre et de l'eau. Le constituant majoritaire du ciment anhydre est le silicate tricalcique, C_3S. L'hydratation du C_3S produit des silicates de calcium hydratés

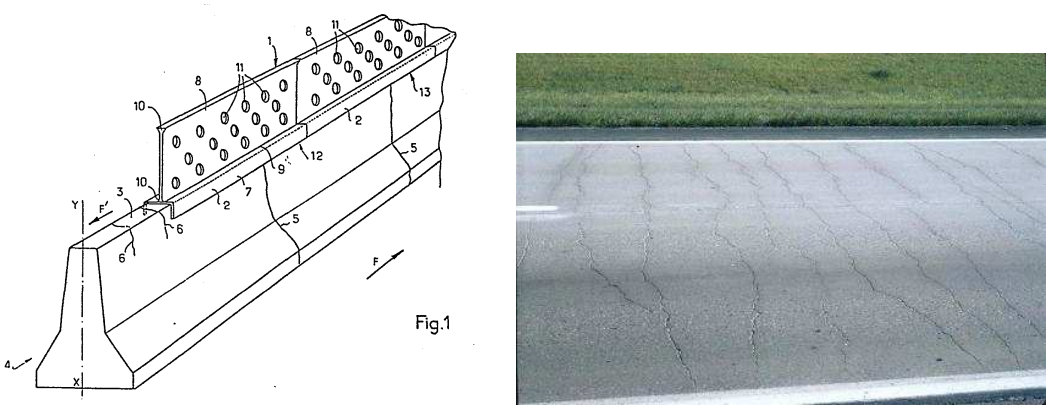


FIGURE 1.32 – Fissuration d'une glissière et d'une chaussée suite à des déformations différées au jeune âge

($C_{1.65}SH_y$,$C_6AS_3H_{32}$, C_4ASH_{12}, ..), des hydrates de calcium (CH) et un dégagement de chaleur Q. La présence de gypse dans le mélange initial permet de stabiliser le processus d'hydratation du ciment. La réaction du ciment avec l'eau peut se simplifier sous la forme suivante :

$$ciment\ anhydre + eau \rightarrow hydrates + Q \tag{1.33}$$

Pour caractériser l'évolution de la réaction d'hydratation et ainsi l'évolution du matériau dans le temps (passage de la phase fluide à la phase solide), on définit souvent le degré d'hydratation ξ (t). Les définitions les plus connues du degré d'hydratation sont le rapport de la masse de ciment ayant réagi à l'instant t et la masse de ciment anhydre à l'origine [Koenders and Breugel, 1997] ou le rapport de la quantité de chaleur dégagée à l'instant t sur la quantité de chaleur totale dégagée à la fin du processus d'hydratation (Eq.1.34). Pour déterminer le degré d'hydratation, la mesure de la quantité d'hydrates formés (par analyse d'image par exemple) se révèle rapidement fastidieuse et complexe. D'autres méthodes de mesures indirectes ont été développées en se basant sur les conséquences principales de l'hydratation comme le dégagement de chaleur, la consommation d'eau ou l'évolution des propriétés mécaniques. Ces méthodes déterminent l'évolution du degré d'avancement (défini entre 0 et 1) de la réaction d'hydratation pondérée par le degré d'hydratation final.

$$\xi(t) = \frac{masse hydrate(t)}{masse initiale} = \frac{Q(T(t))}{Q(T_\infty)} = \xi_\infty * \alpha(t) \tag{1.34}$$

où ξ_∞ est le degré d'hydratation final, Q(T) est la quantité de chaleur dégagée et T_∞ est la quantité de chaleur à la fin du processus.

1.4.1.2 Séchage du béton

L'exposition d'une structure en béton à une humidité relative environnante, inférieure à celle régnant au sein du matériau est à l'origine d'un déséquilibre hygrométrique. Ce déséquilibre se

traduit par un mouvement de l'eau de l'intérieur du matériau vers l'extérieur, conduisant au séchage de celui-ci. En effet, au décoffrage, le béton se trouve dans une ambiance extérieure dont l'humidité relative est inférieure à celle au sein du matériau. Il subit alors un véritable choc hydrique. Il est donc en déséquilibre hygrométrique avec l'atmosphère. Le séchage va lui permettre de retrouver, très lentement, un équilibre hydrique avec l'extérieur.

Le séchage fait intervenir de multiples mécanismes complexes, qui interagissent entre eux. Les phénomènes de perméation, diffusion, absorption-désorption, condensation-évaporation sont en effet mis en jeu dans la pâte de ciment [Mainguy et al., 2001]. Le processus de séchage, dans les matériaux à matrice cimentaire, est un phénomène très lent (1000 à 10 000 fois plus lent que le processus de diffusion thermique).

La caractérisation expérimentale du séchage est relativement complexe à mettre en œuvre et nécessite souvent un processus indirect. Les propriétés de séchage peuvent être caractérisées par : la mesure de la porosité accessible à l'eau, l'isotherme de désorption (masse d'eau par rapport à l'humidité relative) et le suivi de la perte de masse (perte de poids par rapport au temps de séchage) [Baroghel-Bouny Véronique, 1999].

La relation entre le séchage et la fissuration est relativement complexe à déterminer car il est difficile de séparer les effets du séchage et les phénomènes liés à la fissuration de la structure. Le séchage est le moteur de déformation différentielle de retrait entre le cœur et la surface des éprouvettes : retrait de dessiccation. L'apparition d'un fort gradient hydrique tend à créer des déformations de retrait incompatibles entre elles. Dans le cas de structures épaisses, ce gradient hydrique entraîne un gradient de contrainte amenant, par autoéquilibre, des tractions au voisinage de la surface et des compressions au cœur. Ces tractions en surface peuvent conduire à une fissuration en peau et donc à une relaxation partielle des contraintes [Pons, 1998] . En parallèle, la pression capillaire entraîne des contraintes de compression au sein du béton. L'effet que peut avoir le séchage sur les propriétés mécaniques est moins évident. En général, il est observé une diminution du module d'Young (entre 4 et 30% [Klug and Wittmann, 1970],[Dantec and Terme, 1996] et [Kanna et al., 1998]) cependant il n'y a pas de consensus sur l'évolution la résistance en compression ou en traction en fonction de l'humidité relative.

1.4.1.3 Fluage du béton

Le fluage propre correspond à l'augmentation des déformations d'un élément de structure sous charge maintenue constante dans le temps. Sa découverte date de 1910 par Eugène Freyssinet qui l'observa sur un pont en observant une évolution des déplacements de la structure au cours du temps.

On considère habituellement deux composantes dans le fluage spécifique : le fluage propre lié aux échanges hydriques dans le béton et le fluage de dessiccation qui est lié principalement au séchage du béton.

Concernant le fluage propre, les travaux de [Bazant, 1972] ou de [Ulm and Acker, 1998] permettent de mieux comprendre son origine. On définit la déformation du fluage propre avec deux

types de mécanismes :

— Les mécanismes liés intrinsèquement à la pâte de ciment, dont les paramètres déterminants sont l'état d'hydratation, les quantités d'eau libre et d'eau liée, les possibilités de migration de l'eau à l'intérieur du squelette poreux d'hydrates ainsi que les possibilités de celui-ci de se dissoudre plus ou moins.

— Les mécanismes relatifs à la nature composite du béton, liés à l'existence de défauts de continuité et de leur propagation ou coalescence dans le matériau composite béton, qui induisent des états de contrainte qui modifieront la réponse différée.

Pour le fluage à court terme, la redistribution de l'eau induite par la contrainte due à un mécanisme de type diffusif semble être une hypothèse des plus probables, cohérente avec le caractère différé du fluage à court terme [Ulm and Acker, 1998]. Les contraintes sont retransmises à l'échelle microscopique à travers les produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires. Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et celles qui sont plus loin (porosité capillaire). Pour restituer l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau absorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, entraînant la déformation du squelette solide (Fig.1.4.1.3).

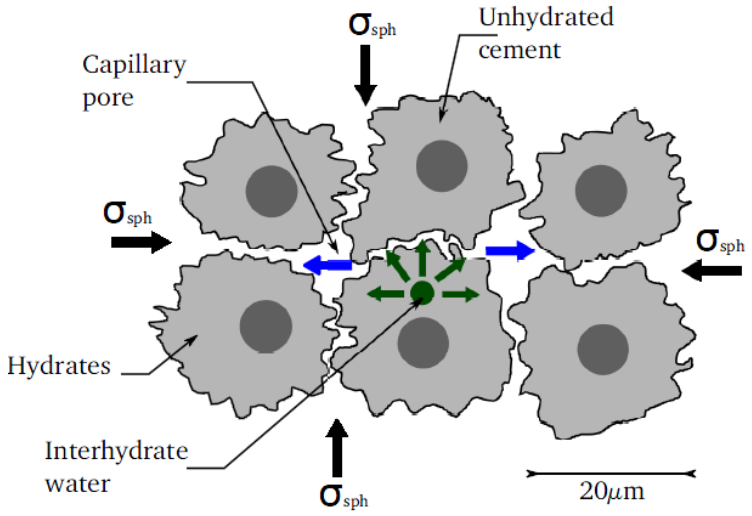


FIGURE 1.33 – Migration de l'eau absorbée [Ulm and Acker, 1998]

Pour le fluage à long terme, les explications précédentes ne conviennent pas. Le mécanisme essentiellement retenu est du type micro cisaillement au niveau des particules d'hydrates, les feuillets de C-S-H, lubrifiés par l'eau des espaces interfoliaires, et de façon plus générale, les surfaces des hydrates en zone d'absorption empêchée, seraient susceptibles d'avoir un mouvement de glissement relatif. Bazant propose une origine plus mécanique du fluage à long terme par un relaxation à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment [Bazant Z., 1997]. Les liaisons d'origine chimiques entre les feuillets de C-S-H se relaxent avec le temps. D'autres mécanisme ont été proposés dont la

percolation « water seepage »[Ward and Cook, 1969], le cisaillement visqueux (viscous shear) et la microfissuration [Bissonnette et al., 2007] .

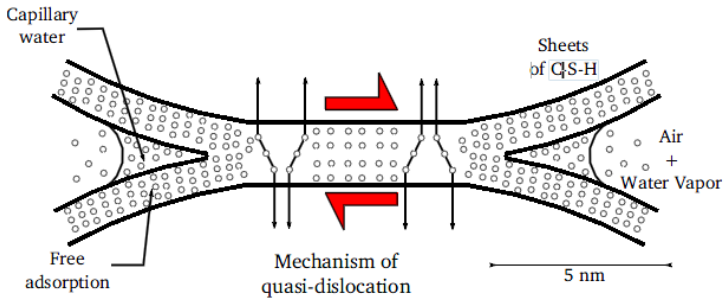


FIGURE 1.34 – Représentation des contraintes au sein des feuillets de CSH adjacents [Ulm and Acker, 1998]

Quant au fluage de dessiccation, il a été mise en évidence en 1942 sous le nom d' « effet Pickett ». L'origine de ce phénomène est encore mal expliqué et sujet à controverse dans la communauté scientifique. En règle générale, le fluage de dessiccation est décomposé en deux parties. La première partie, observée par [Xi et al., 1994], dit fluage de dessiccation intrinsèque est liée uniquement au comportement du matériau, indépendamment de tout effet lié à la géométrie de la structure. Bazant et Xi suggèrent que le séchage et l'application d'un chargement en compression simultanément sont responsables de la micro-diffusion des molécules entre les macro-pores et les micro-pores. La micro-diffusion des molécules d'eau favoriserait la rupture des liaisons entre les particules de gel induisant la déformation de fluage de dessiccation. La seconde partie est le fluage de dessiccation structurel. Elle est liée à la fissuration de la structure du béton. Cette déformation ("micro-cracking effect" en anglais) se rapproche de la définition initialement proposée par Pickett repris par [Wittmann and Roelfstra, 1980].

1.4.2 Modélisation du Jeune âge et des déformations différées

1.4.2.1 Modélisation de l'hydratation

Dans ce paragraphe, nous présentons brièvement deux types d'approche couramment utilisées pour modéliser l'évolution de l'hydratation du béton.

Approche macroscopique

La réaction est considérée comme homogène dans le matériau et l'hydratation est déterminée à partir d'une expression analytique ou semi-analytique. Cette approche est la plus utilisée, nous énumérons seulement les formulations les plus classiques.

— Modèle phénoménologique :

Le modèle de référence est celui proposé par Avrami [Avrami, 40] qui décrit l'hydratation en fonction du temps selon l'équation suivante :

$$\xi(t) = 1 - \exp(-k(t^m)) \tag{1.35}$$

Où k et m sont des paramètres identifiés expérimentalement. Les valeurs de ces paramètres sont très variables dans la littérature : m dépend surtout du type de ciment utilisé et du moment où les mesures sont initiées et k peut être calculé à partir de données calorimétriques.

Les différents modèles analytiques basés sur ces équations ne prennent pas en compte la thermo-activation des réactions d'hydratation et se placent dans des conditions isothermes et endogènes.

Modèle d'hydratation à partir de l'affinité chimique de la réaction

Une autre méthode répandue pour déterminer le degré d'hydratation utilise l'affinité chimique de la réaction [Ulm and Coussy, 1998] [Regourd and Gautier, 1980] [Atkins and Trapp, 1994] . Le taux d'hydratation est une fonction de l'affinité chimique $\widetilde{A}$ et une énergie d'activation obtenue à partir d'une loi d'Arrhenius [Taylor, 1997] :

$$\acute{\xi} = \widetilde{A}(\xi)\exp(\frac{-Ea}{RT}) \tag{1.36}$$

Où ξ est le degré d'hydratation, Ea est l'énergie d'activation [J.mol^{-1}] et T la température en Kelvin et R la constante des gaz parfaits. L'affinité chimique $\widetilde{A}$ est un paramètre permettant de décrire le processus de dissolution / précipitation et de micro-diffusion de l'eau à travers les couches d'hydrates formées pour accéder aux anhydres. L'expression de l'affinité chimique en fonction du degré d'hydratation peut être déterminée expérimentalement par un essai de calorimétrie adiabatique ou également à partir de l'évolution des résistances en compression du matériau [Ulm and Coussy, 1998] mais aussi avec un modèle analytique comme proposé par Johnson-Mehl-Avrami-Kolmogor. Pour déterminer l'hydratation par cette méthode, on détermine a posteriori ou simultanément la température dans le matériau.

— Modèle Thermo-hydro-chimique :

Les modèles thermo-hydro-chimiques comme celui de Bazant et de Wittmann ajoutent aux précédents modèles une dépendance à l'humidité relative interne à l'aide d'une fonction unique. Il est nécessaire de prendre en compte l'humidité interne du béton dans le cas de structures minces soumises à la dessiccation. Dans des travaux plus récents, l'hydratation est déterminé à l'aide d'un modèle semi-analytique prenant en compte l'évolution du remplissage de l'espace entre les particules de silicates de calcium et de la zone de réaction d'hydratation [Biernacki and Xie, 2011] et [de Faria, 2015]. Les modèles macroscopiques présentés fournissent des estimations simples, rapides et suffisantes de l'hydratation du béton lorsque l'on s'intéresse uniquement aux propriétés équivalentes de ces matériaux. Cependant si on souhaite analyser plus finement les phénomènes locaux, ces modèles apparaissent moins adaptés.

Approche microscopique

L'approche microscopique cherche à décrire, de la manière la plus réaliste possible, la formation de la microstructure au cours du temps. Le processus d'hydratation est décrit à l'échelle du grain de ciment dans un volume élémentaire représentatif du béton. On cherche à déterminer les parties de volumes hydratés du V.E.R. et d'obtenir une estimation de l'avancement des réactions d'hydratation.

Parmi ces modèles, on trouve le modèle HYDROSTRUC, développé par [Koenders and Breugel, 1997], qui se base sur une description sphérique des grains de ciment dans un V.E.R. en prenant en compte l'effet des contacts inter-granulaires sur la microstructure formée, (Fig. 1.35). Le modèle de l'Ecole Polytechnique de Lausanne (EPFL) (μIC) utilise quant à lui la méthode des éléments finis sur un volume granulométrique généré de façon aléatoire. Les résolutions sont effectuées de façon itérative en travaillant sur des sous-domaines, (Fig.1.36) [Bishnoi and Scrivener, 2009]. Ces modèles sont capables de prédire correctement certaines propriétés physico-chimiques et mécaniques pour différentes formulations.

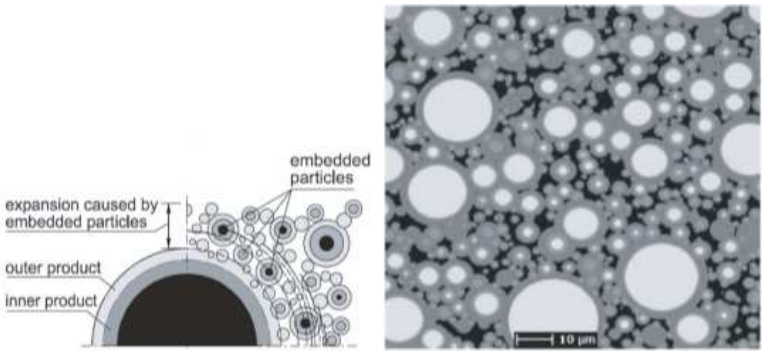


FIGURE 1.35 – Modèle HYDROSTRUC : a- Processus de croissance , b- microstructure simulée

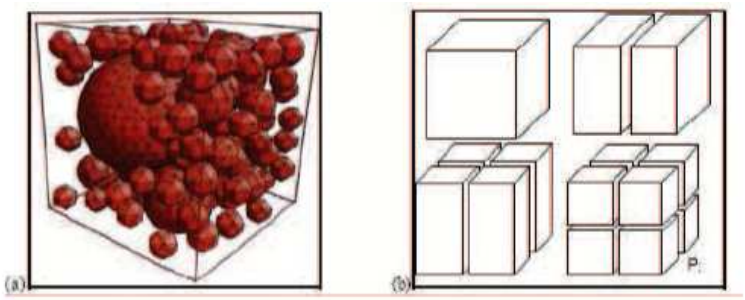


FIGURE 1.36 – Modèle de l'EPFL : a-Maillage 3D des granulats, b- Décomposition du domaine [Bishnoi and Scrivener, 2009]

1.4.2.2 Déformations différées dans le béton

Les déformations différées dépendent principalement de la présence d'eau au sein du matériau, mais aussi de l'hétérogénéité et des propriétés mécaniques et physiques du béton. Le séchage du béton est un paramètre fondamental dans ces comportements. On décompose souvent les déformations différées entre retrait et fluage en considérant le fait que le béton échange ou non de l'eau avec le milieu extérieur.

L'hypothèse d'une décomposition de la déformation totale du béton comme une somme des déformations élastiques instantanées et des déformations différées est la plus fréquente dans la communauté scientifique :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{élas} + \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fd} + \varepsilon_{rd} + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{ed} \tag{1.37}$$

Déformation différée avec échange d'eau avec l'extérieur (conséquence du séchage du béton) :

— le retrait de dessiccation, ε_{rd}, parfois nommé retrait de séchage, qui n'existe que lorsque le matériau sèche.

— le fluage de dessiccation, ε_{fd} , qui n'existe que lorsque le matériau sèche sous charge.

Déformation différée sans échange d'eau avec l'extérieur :

— le retrait endogène,ε_{ed}

— la déformation thermique,ε_{th}

— le fluage propre,ε_{fp} , la part de déformation du béton sous charge sans échange d'eau avec l'extérieur

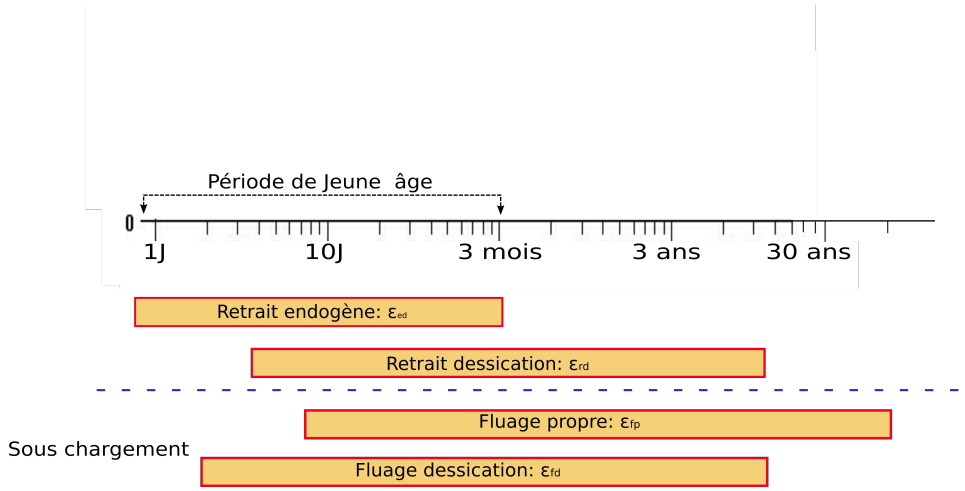


FIGURE 1.37 – Représentation des périodes où chaque déformation différée joue un rôle important

Déformation Thermique

La déformation entrainée par le gradient thermique s'exprime comme :

$$\varepsilon_{thermique} = \alpha.\Delta T \tag{1.38}$$

Où α est le coefficient thermique. Ce coefficient varie les premiers jours et reste constant. Dans la pratique, on néglige cette variation. Cette déformation thermique a lieu durant toute la vie de l'ouvrage en béton mais elle est particulièrement importante durant le jeune âge à cause des différentes réactions d'hydratation qui sont des réactions exothermiques. Le dégagement de chaleur est déterminé à partir de l'évolution cinétique du taux d'hydratation :

$$Q = \frac{L}{C}\acute{\xi} = \Delta T_{ad}\acute{\xi} \tag{1.39}$$

Où L est la longueur de chaleur d'hydratation et ΔT_{ad} est la variation de chaleur adiabatique.

Dans le cas des ouvrages massifs en béton, la production de chaleur en interne par les réactions chimiques d'hydratation et les sources de chaleurs externes (climatiques ou industrielles, traitement thermique ou cure) induisent des différences de températures importantes. La capacité de conduction thermique du béton étant faible comparée aux cinétiques d'hydratation, la température au cœur de l'ouvrage peut être très élevée tandis que la peau extérieure est déjà refroidie. La température due à la chaleur d'hydratation peut atteindre 80°C dans des ouvrages massifs.

Retrait endogène

L'origine du retrait endogène est générée par l'état d'hydratation du ciment. Il est nommé également retrait d'auto-dessiccation ou retrait chimique. En faisant un bilan volumétrique à un instant donné de l'hydratation, il est possible de s'apercevoir que le volume absolu des hydrates formés est inférieur au volume absolu des produits initiaux (eau et ciment anhydre, Fig). Ce phénomène est nommé « Contraction Le Chatelier ». Ce retrait résulte à la fois de l'hydratation directe des composants principaux et des réactions secondaires avec le gypse. Cette contraction peut atteindre une valeur de 10% du volume initial.

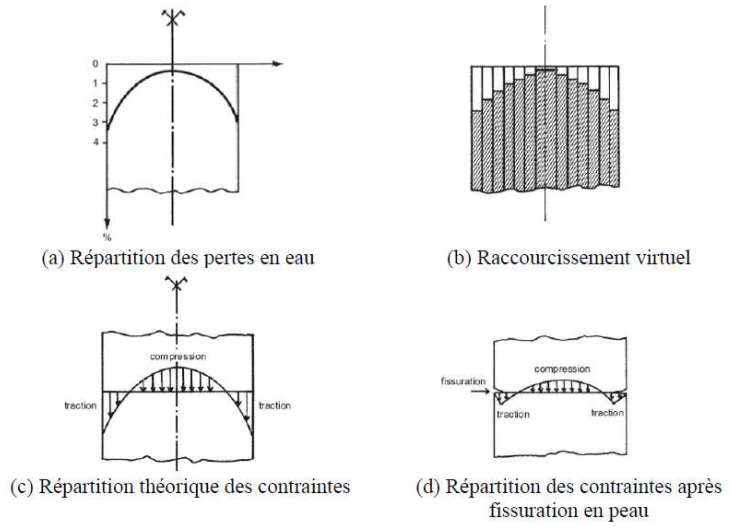
Ces déformations générées par le matériau sont réparties de manière homogène et isotrope à l'échelle macroscopique dans tout le volume de l'éprouvette. Dans différents travaux [Briffaut, 2010] et [Ulm and Coussy, 1998], cette déformation est reliée linéairement au degré d'hydratation de la manière suivante :

$$\Delta\varepsilon_{endogène} = -\beta.\Delta\xi.I^d \tag{1.40}$$

Où β est un coefficient caractéristique du matériau dont les dépendances sont encore mal connues.

Retrait de dessiccation

Les principaux mécanismes pour expliquer le retrait de dessiccation sont présentés dans les travaux de [Soroka, 1979] : retrait par dépression capillaire, retrait par variation de pression de disjonction et variation de l'énergie surfacique solide. Pour représenter ce phénomène, les différents



(a) Répartition des pertes en eau (b) Raccourcissement virtuel

(c) Répartition théorique des contraintes (d) Répartition des contraintes après fissuration en peau

FIGURE 1.38 – Retrait de dessiccation due au séchage du béton [Pons, 1998][Reviron, 2009]

travaux expérimentaux sur l'évolution du retrait de dessiccation ([Wittmann and Roelfstra, 1980], [Alvaredo and Wittmann, 1993], [Bazant Z., 1997], [Van Zijl, 1999a]) ont permis d'observer un lien linéaire entre le retrait et la variation de l'humidité. Le retrait de dessiccation peut donc s'exprimer comme :

$$\dot{\varepsilon_{rd}} = k_{rd}\dot{h}\mathbf{1} \tag{1.41}$$

Où k_rd est le coefficient de compressibilité hydrique et 1 le tenseur unité du second ordre. D'autres travaux relient le retrait de dessiccation linéairement à la variation de la teneur en eau [Carlson, 1937], [Thelandersson et al., 1988], [Granger, 1996], [Benboudjema, 2002] :

$$\dot{\varepsilon_{rd}} = k^c_{rd}\dot{C}\mathbf{1} \tag{1.42}$$

Où k^c_{rd} [m^3.l^{-1}] est un coefficient de proportionnalité, qui peut être calculé sur la courbe retrait de dessiccation-perte de masse.

Une alternative est de modéliser le retrait de dessiccation à l'échelle microscopique, sur la base de la théorie des milieux poreux non saturés [Schrefler et al., 1989], [Coussy, 1995]. Un V.E.R. est défini composé d'un squelette poreux composé de ciment, d'eau et d'air. De ce V.E.R., des variables « moyenne » permettent de déterminer l'état de la microstructure et la contrainte effective $\widetilde{\sigma}$ au sens de Bishop [Gray W. G., 2001]. Plusieurs expressions définissent la contrainte apparente de manière incrémentale par rapport à la contrainte effective. [Coussy, 1995] propose l'expression suivante :

$$\dot{\sigma} = \dot{\widetilde{\sigma}} - \dot{S}_l\dot{p}_c\mathbf{1} \tag{1.43}$$

Où σ est la contrainte apparente, $\widetilde{\sigma}$ la contrainte effective et S_l est le degré de saturation. Dans

d'autres approches définissant un V.E.R., la contrainte est définie de façon totale [Gray W. G., 2001] ou seule la partie sphérique de la contrainte est calculée [Courtois et al., 2006].

Fluage propre

Lorsqu'une éprouvette est soumise à une charge extérieure constante, elle présente une déformation instantanée, au moment du chargement, puis une déformation différée, qui commence immédiatement après l'application du chargement et qui se poursuit dans le temps à un taux décroissant durant l'application de la charge. Afin d'obtenir le fluage propre, le retrait endogène et la déformation instantanée doivent être retiré à la déformation totale. Dans le cas d'un béton âgé, le retrait endogène est négligeable. Si l'on procède ensuite à un déchargement, on obtient une déformation dite de recouvrance [Guenot-Delahaie, 1997] et [Coquillat, 1987] (Fig.1.39). La recouvrance est issue du retrait d'une partie ou du chargement complet du fluage (une courbe de fluage presque inversé)

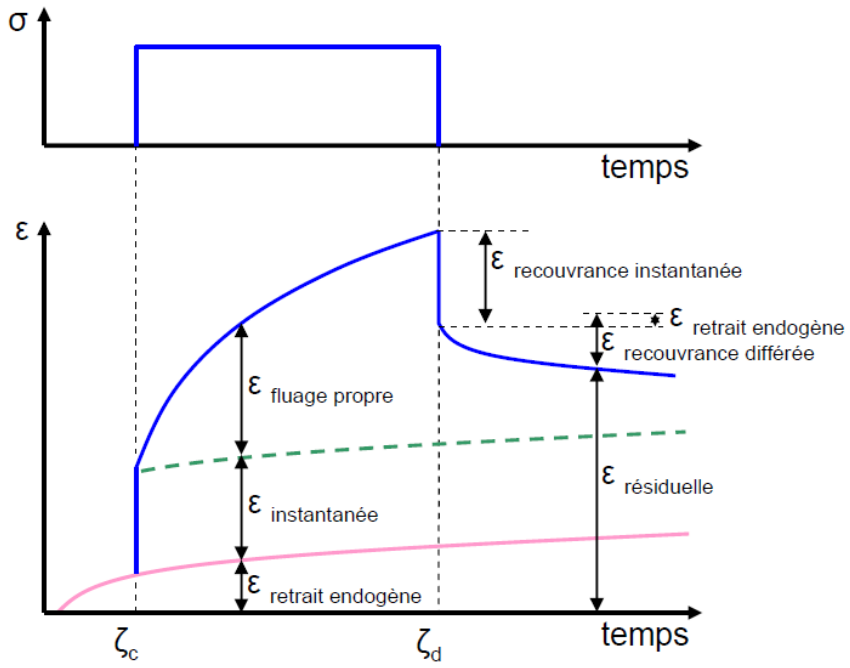


FIGURE 1.39 – Décomposition des déformations différées dans le béton [Guenot-Delahaie, 1997]

Dans la littérature, trois phases de fluage sont distinguées (Fig.1.40) :

— Phase primaire : l'accélération est négative
— Phase secondaire : l'accélération oscille autour d'une valeur nulle entraînant une évolution de la déformation à vitesse constante
— Phase tertiaire : l'accélération devient positive. La déformation augmente rapidement générant un comportement non-linéaire et l'endommagement du matériau. La dernière phase est atteinte pour des niveaux de chargement de plus de 80% de la limite de rupture du matériau

[Smadi et al., 1987].

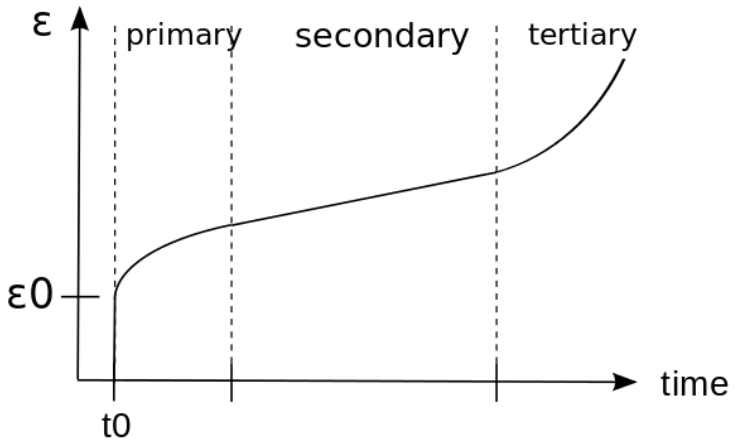


FIGURE 1.40 – Evolution de la déformation de fluage complète

Principaux modèles de la littérature La modélisation du fluage est extrêmement complexe. Les modèles réglementaires sont issus des normes de conception des structures en génie civil (Eurocode 2, BPEL 91, ACI 209). Ces modèles sont fonction d'un certain nombre de paramètres matériau (résistance en compression, rapport E/C, quantité de ciment, etc.). Des écarts entre les valeurs issues des règlements et les valeurs expérimentales (de l'ordre de 30%) ont été observés sur les travaux de [Pons and Torrenti, 2008]. Les modèles réglementaires sont bien adaptés pour décrire des structures de faible épaisseur mais ne sont pas suffisants pour décrire des ouvrages de Génie Civil plus importants (barrages, enceintes de confinement,..).

Dans les modèles volumiques, il est préférable d'adopter des hypothèses simplificatrices (petites déformations, partition des déformations et décomposition des composantes de fluage). La plupart de ces modèles sont basés sur une approche phénoménologique, et intègrent à l'échelle macroscopique des mécanismes se produisant à des échelles inférieurs via des variables internes. Dans ce cadre, la déformation de fluage propre ε_{f} s'écrit conventionnellement, dans le cas d'un état de contraintes σ constant, sous la forme :

$$\varepsilon_{fp}\left(t,t^{'}\right) = J(t,t^{'})\sigma \tag{1.44}$$

Où t désigne le temps, t' l'âge d'application des contraintes et **J**(t,t') est le tenseur de fluage spécifique.

Cette écriture est basée sur l'observation expérimentale de la linéarité entre la déformation de fluage propre et les contraintes (pour des contraintes inférieures à 30% à 50% de la résistance dans le cas d'une sollicitation uniaxiale en compression). Dans le cas de contraintes variables, le principe de superposition de Boltzmann est alors utilisé.

Dans le cas de contraintes modérées, l'expression du tenseur de fluage propre spécifique du béton

est souvent basée sur la théorie de la viscoélasticité linéaire vieillissante ou non [Bazant and Chern, 1985], [Granger, 1996], [Benboudjema, 2002] et [Buffo-Lacarrière, 2007]. Dans le cas de contraintes uniaxiales et sans prise en compte de l'âge du béton au moment du chargement, une combinaison de plusieurs chaînes de Maxwell et de Kelvin Voigt permet de décrire le tenseur de fluage **J**. La figure 1.41 représente la plupart des modèles rhéologiques utilisés dans la littérature. Les paramètres des chaînes sont constants et obtenus par identification sur des courbes expérimentales. L'avantage important de ce choix pour le fluage spécifique est qu'il n'est pas nécessaire de stocker en mémoire l'historique des contraintes. Il est possible de résoudre le problème de façon incrémentale pour ce type de modèle [Granger, 1996] [Benboudjema, 2002].

L'introduction d'une dépendance au temps des paramètres des chaînes de Maxwell ou de Kelvin-Voigt permet de représentée le vieillissement du matériau [De Schutter, 1999]. La cinétique lente des déformations de fluage peut être représentée par des lois mathématiques : « double power law » , des lois en logarithme et la « triple power law » [Bazant and Chern, 1985].

Un autre type de modèle repose sur des modèles micro-macro dans lesquelles on descend à des échelles microscopique (feuillets C-S-H) grâce à une démarche de localisation pour modéliser le phénomène et remonter les propriétés mécaniques par une démarche d'homogénisation à l'échelle macroscopique. Dans ces modèles les plus récents, Sanahuja définit un modèle multiéchelle dans lequelle la briquette élémentaire dans le pore est représentée par un modèle de Maxwell pour remonter à l'échelle des hydrates et ensuite remonter à l'échelle de la pâte de ciment par homogénéisation. [Sanahuja, 2008]

Fluage de dessiccation Le fluage de dessiccation est une partie du fluage directement liée au départ d'eau affectant le béton qui subit un chargement mécanique d'une part et le séchage d'autre part. Pour rappel, le fluage de dessiccation est souvent décomposé en un fluage de dessiccation intrinsèque et un fluage de dessiccation structurel. Dans [Bazant and Chern, 1985], le fluage de dessiccation intrinsèque est représentée numériquement par l'équation suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{fd} = \eta^{fd} |\dot{h}| \sigma \tag{1.45}$$

avec η^{fd} un paramètre matériau et h l'humidité relative.

Le fluage de dessiccation structurel est liée à la fissuration de la structure en béton. La modélisation de celui-ci est intégrée uniquement dans le cas d'un modèle d'endommagement couplé au modèle de fluage. La modélisation du fluage de dessiccation intrinsèque est essentiellement phénoménologique car ce phénomène est basé sur des constatations expérimentales indirectes.

1.4.2.3 Interaction entre le fluage et la fissuration du béton

Les modèles présentés permettent de représenter le fluage pour des niveaux de chargement modérés. Cependant ils ne sont pas applicables pour des valeurs de contraintes importantes (supérieures à 50 %) car ils ne modélisent pas le fluage tertiaire. Pour des niveaux de contraintes plus élevés, les

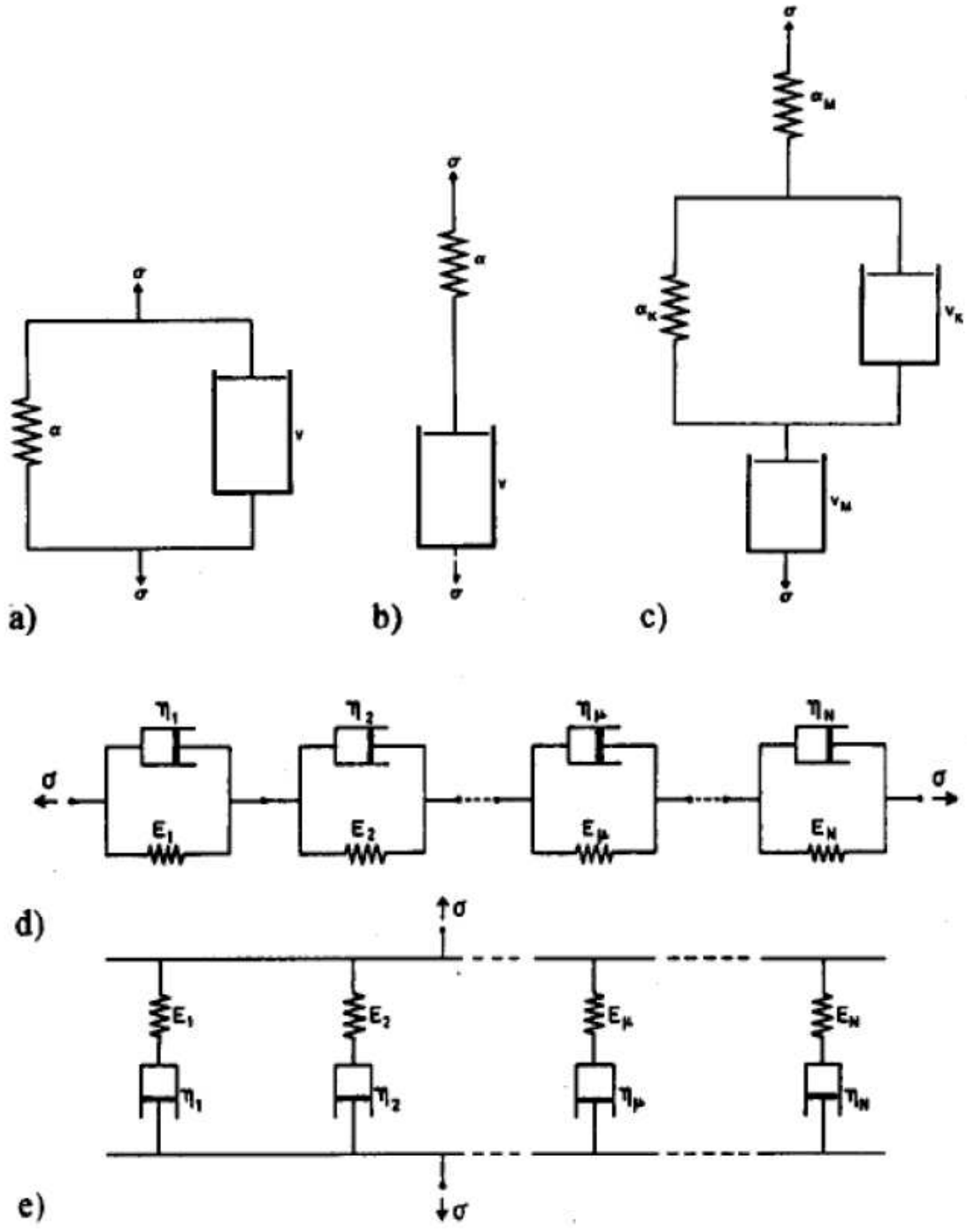


FIGURE 1.41 – Représentation des modèles rhéologiques pour décrire le fluage du béton

déformations de fluage deviennent fortement non-linéaires [Roll, 1964] et entraînent une fissuration du béton (fluage tertiaire). Plusieurs travaux expérimentaux récents ont permis de montrer l'existence d'un endommagement au cours d'un essai de fluage sur béton en traction [Omar et al., 2009],

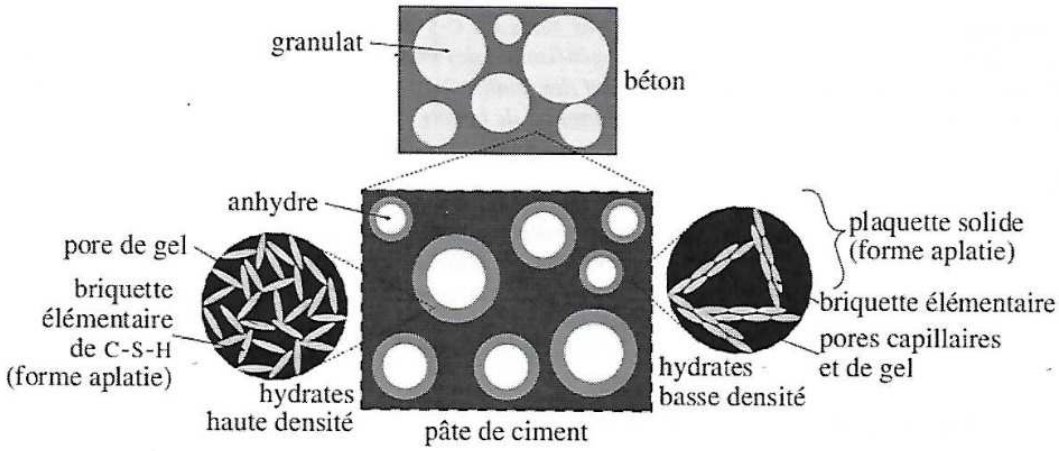


FIGURE 1.42 – Modèle morphologique multi-échelle de béton [Sanahuja, 2008]

[Rossi et al., 2012]. Mais la difficulté à ce niveau de chargement est plutôt de savoir si la fissuration est une conséquence du fluage ou si l'augmentation rapide du fluage est causée par l'endommagement mécanique du béton.

Pour [Bazant and Xiang, 1997], cette non-linéarité n'est qu'apparente. Pour eux, le fluage non linéaire n'existe pas. Cette non-linéarité provient de la croissance de microfissures dans le matériau. Des approches de type viscoplastique [Van Zijl, 1999b] ou élastoplastique [Benboudjema, 2002] permettent de modéliser cet effet.

Pour d'autres, les deux phénomènes sont liés. Parmi les différents travaux numériques qui couplent les deux phénomènes, [Mazzotti and Savoia, 2003] proposent de prendre en compte le couplage fluage-fissuration en modifiant la déformation équivalente de traction dans le modèle d'endommagement de Mazars en se basant sur la « solidification theory » de Bazant. [Sellier, 2006], propose un modèle poro-mécanique qui traite les différents couplages existant entre les différents phénomènes. Un couplage entre des éléments cohésifs et un modèle de fluage est proposé dans les travaux de [Valente, 2003]. L'ouverture de l'élément cohésif est modifiée suivant l'évolution du fluage et du champ de contrainte.

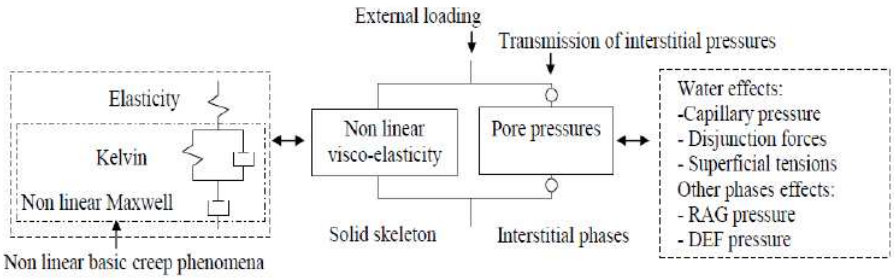


FIGURE 1.43 – Modèle poro-mécanique pour l'estimation des déformations différées [Sellier, 2006]

1.4.3 Différents choix concernant la représentation du comportement hydromécanique du béton

Ces différents phénomènes apparaissent à différents moments de la vie d'un ouvrage en béton et ont une influence importante sur le comportement des fissures. Dans le cas de l'enceinte de confinement, EDF a encadré de nombreuses études sur chacun de ces phénomènes. Le but de la thèse n'étant pas de les étudier, nous utiliserons les modèles fournis par EDF et présents dans le code Code_Aster.

Le processus de thermo-hydratation du béton est simulé uniquement dans le cas du jeune âge du béton (inférieur à 100 jours). Hors de cette période, nous ne nous intéressons qu'au séchage du béton. L'hydratation, la concentration en eau et la température en fonction du temps et de l'espace sont calculées préalablement dans un calcul thermo-hydrique et fournies au calcul mécanique. Dans le cas du jeune âge, l'évolution de l'hydratation est modélisée avec une approche macroscopique en exprimant l'évolution de l'hydratation comme fonction de l'affinité chimique déterminée expérimentalement. La chaleur dégagée par le processus d'hydratation est ajoutée dans le second membre dans l'équation de la chaleur. Dans le cas du séchage, la température et la concentration en eau est calculée en résolvant simultanément l'équation thermique et l'équation du séchage définie dans les travaux [Granger, 1996].

Concernant le fluage dans le béton, il est représenté par un modèle $BETON_BURGER_FP$, représentant à la fois le fluage propre et le fluage de dessiccation. Ce modèle est issu de différents travaux au sein d'EDF. Ce modèle est basé sur une décomposition du fluage en une partie sphérique et une partie déviatorique des déformations. Enfin, nous supposons que l'interaction du fluage sur les propriétés de fissuration est négligeable. La montée en pression de l'enceinte en cas d'épreuve décennale est trop rapide pour que les propriétés mécaniques en traction du béton ne soit altérées. Cependant la diminution de la précontrainte dûe au fluage propre dans l'enceinte a une influence importante sur le comportement des fissures. L'hypothèse d'une interaction "indirecte" du fluage sur le comportement des fissures sera testée avec le modèle de zone cohésive utilisé.

1.5 Récapitulatif des différents briques numériques pour suivre l'évolution d'une fissure dans un ouvrage en béton armé précontraint

Notre objectif est de définir les différentes briques de modélisation pour décrire l'évolution des fissures dans les structure en béton. Ces différentes briques de modélisation doivent représenter trois types de non-linéairité : les déformations différées, la fissuration et la décohésion de l'acier par rapport au béton. Elles doivent être applicables à des structures complexes par leur taille (structures industrielles) et par leurs compositions (grilles d'armatures et câbles de précontrainte). Les différents travaux de la thèse sont effectués dans le code élément finis d'EDF : Code_Aster.

Pour rappel, un premier choix a été fait de représenter les armatures et les câbles de précontrainte par des éléments membranes. Le modèle qui définit le comportement des membranes a été obtenu par une analyse asymptotique lors de la thèse de [David, 2012]. La fissuration du béton ainsi que la décohésion des aciers par rapport au béton sont représentées par un modèle de zone cohésive. Les éléments d'interface mixte définis par [Lorentz, 2008] sont choisis pour leur robustesse et la possibilité d'utiliser une loi cohésive extrinsèque. Ce point sera détaillé dans le chapitre suivant. Dans ces éléments, une loi empirique pour la décohésion Acier-béton est déjà présente suite aux travaux de [David, 2012]. Le fluage ainsi que le séchage du béton sont représentés par le modèle BETON_BURGER_FP développé au sein d'EDF. La figure 2.51 illustre les différents modèles utilisés sur une partie courante d'enceinte.

Cependant, avant d'étudier directement des ouvrages importants comme les enceintes, un certain nombre de difficultés sur l'application de ces différentes briques de modélisation nécessite d'être étudié :

- Les membranes représentent difficilement la variation de densité, la déviation ou la quinconce des câbles dans les zones singulières de l'enceinte de confinement.
- Les travaux déjà réalisés utilisaient une loi linéaire pour décrire la fissuration. Une loi correspondant mieux à la physique du béton doit être implanté dans le code éléments finis.
- La cohabitation des éléments cohésifs pour décrire la fissure et la décohésion acier-béton, a été peu étudiée. Il paraît important d'étendre le champ de validation, en simulant plusieurs essais expérimentaux.

Le chapitre suivant est consacré à la présentation de chacun de ces briques ainsi qu'aux différentes difficultés présentées.

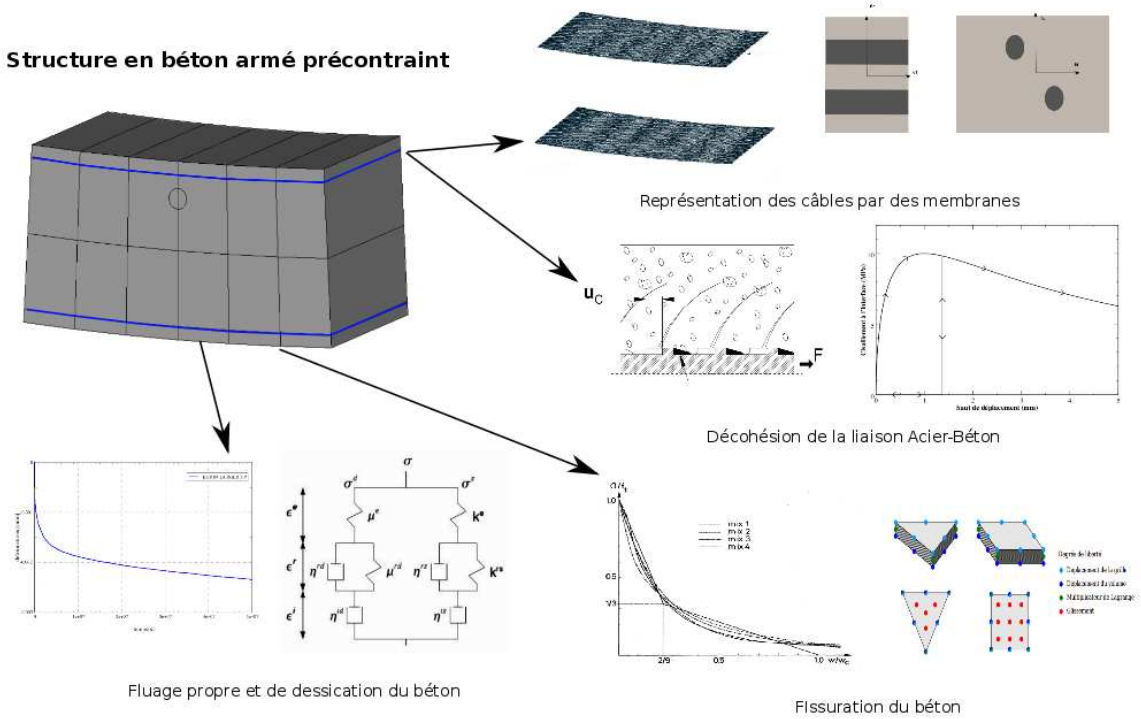


FIGURE 1.44 – Représentation des différents phénomènes des structures en béton armé

Chapitre 2

Validation des différentes briques de modélisation

Sommaire

2.1 Modélisation des fissures dans le béton avec des éléments cohésifs . . . 68

2.1.1 Description de l'élément support . . . 68

2.1.2 Rappel des modèles dans la littérature pour décrire un comportement quasi-fragile . . . 69

2.1.3 Comparaison des différentes lois cohésives . . . 70

2.1.3.1 Etude d'une poutre en flexion 3 points . . . 70

2.1.3.2 Test sur un disque entaillé (DCB) . . . 73

2.1.3.3 Conclusion sur les lois cohésives . . . 75

2.2 Représentation des aciers dans les enceintes . . . 76

2.2.1 Représentation des câbles de précontrainte en quinconce avec un modèle asymptotique . . . 76

2.2.1.1 Modèle asymptotique avec un motif en quinconce . . . 76

2.2.1.2 Quantification de l'erreur pour la modélisation des câbles en quinconce . . . 85

2.2.2 Prise en compte des déviations des câbles . . . 89

2.2.2.1 Comparaison des approches . . . 93

2.3 Modélisation de la décohésion de l'acier par rapport au béton avec des éléments cohésifs . . . 97

2.3.1 Description de l'élément d'interface de la décohésion Acier-Béton . . . 97

2.3.2 Modélisation locale de la longueur de la décohésion . . . 99

2.3.3 Modélisation de la poutre en flexion trois points du benchmark MECA . . . 105

2.4 Cohabitation entre les modèles de fluage et les modèles décrivant la fissuration du béton . . . 111

2.4.1 Modèle de fluage - Description du modèle . . . 111

2.4.2 Caractérisation d'un "effet de structure" 113
2.5 Conclusion sur les différentes briques de modélisation 116

Nous proposons dans ce chapitre des éléments de validation ainsi que des extensions des différentes briques de modélisation pour étudier le comportement des fissures dans les structures en béton armé précontraint. Tout d'abord, nous déterminerons quelle loi de comportement il serait judicieux d'adopter pour représenter la fissuration du béton. Ensuite, nous nous intéressons à l'utilisation des membranes dans les enceintes où les câbles peuvent être en quinconce ou déviés dans certaines zones influençant l'état de précontrainte de la structure. Nous poursuivons avec la validation des éléments d'interface acier-béton pour des structures fissurées et l'étude de l'interaction et de la convergence des modèles de fluage avec les éléments cohésifs.

2.1 Modélisation des fissures dans le béton avec des éléments cohésifs

Après une description de l'élément d'interface mixte, différentes lois cohésives spécifiques au béton sont comparées sur deux essais académiques afin de déterminer la loi la plus adaptée pour décrire la fissuration du béton

2.1.1 Description de l'élément support

Plutôt que de travailler avec des éléments joints classiques, nous avons opté pour les éléments d'interface mixte développés par [Lorentz, 2008] et disponibles dans Code_Aster. En effet ces éléments ont l'avantage d'être utilisables avec des lois extrinsèque et de ne pas introduire de rigidité parasite et d'être robuste en évitant les snap-back locaux. Dans ces éléments, le saut de déplacement δ est introduit comme une inconnue supplémentaire dans les éléments d'interface. La minimisation de l'énergie 1.19 avec une condition de compatibilité $[u] = \delta$ est réalisée en utilisant la formulation en Lagrangien augmenté :

$$\mathcal{L}_r(\mathbf{u}, \delta, \lambda) = E(\mathbf{u}, \delta) + \int_\Gamma \lambda.([\mathbf{u}] - \delta) d\Gamma + \int_\Gamma \frac{r}{2}([\mathbf{u}] - \delta)^2 d\Gamma \tag{2.1}$$

avec E l'énergie élastique, $\mathbf{u}$ le déplacement,δ l'ouverture de la fissure, λ le multiplicateur de Lagrange et r un coefficient de pénalisation.

Les éléments finis d'interface mixte sont interpolés par des fonctions de forme quadratiques. Le déplacement et les multiplicateurs de Lagrange λ sont discrétisés aux nœuds alors que le champ de discontinuité δ est discrétisé aux points de Gauss. Avec cette discrétisation, la résolution du champ δ revient à satisfaire la loi cohésive en chaque point de Gauss. La figure 2.1 représente les éléments cohésifs quadratiques à 15 noeuds (tétraèdres) et 20 noeuds (hexaèdres).

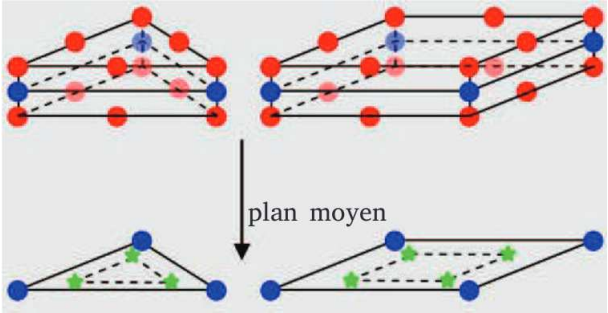


FIGURE 2.1 – Eléments d'interface [Lorentz, 2008]

2.1.2 Rappel des modèles dans la littérature pour décrire un comportement quasi-fragile

Comme nous avons vu au paragraphe 1.2.4, plusieurs lois cohésives existent. Elles se distinguent par leur forme et par le nombre de paramètre à identifier tels que représentés sur la figure **??**. Pour trouver la loi la plus adaptée pour notre problématique, nous nous sommes intéressés aux travaux de [Petersson, 1981]. En effet, celui-ci a réalisé pour différents bétons des essais de traction sur éprouvette en béton 2.2. On constate plusieurs caractéristiques pour la loi cohésive : une chute très rapide de la contrainte à l'apparition de la micro-fissuration jusqu'à 1/3 du seuil de contrainte et une vitesse de dissipation plus faible dans la seconde partie de la courbe. Cette loi doit également être nulle à partir d'une ouverture critique δ_c. De plus on souhaite trouver une loi facile à identifier et extrinsèque pour ne pas avoir une rigidité supplémentaire dûe à une régularisation de la loi.

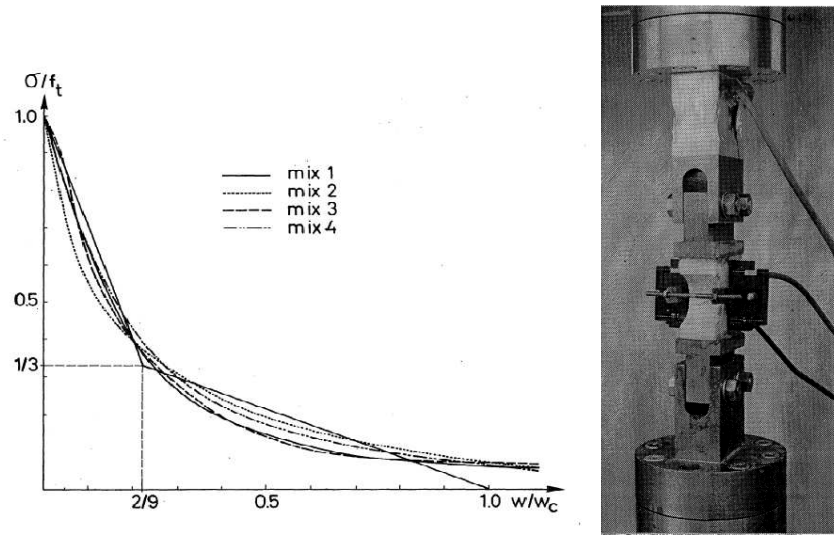


FIGURE 2.2 – Relation contrainte-ouverture uniformisée pour différents bétons et une représentation du dispositif expérimental de l'éprouvette en traction

Hormis différentes lois de fatigue, la loi linéaire est la seule disponible pour les éléments d'interface mixte.

$$\sigma(\delta) = \sigma_c(1 - \frac{\delta}{\delta_c}) \tag{2.2}$$

Nous avons implanté plusieurs lois cohésives dans Code_Aster pour comparer les réponses obtenues et choisir la plus adaptée.

Loi bilinéaire :

$$\begin{cases} \sigma(\delta) = \sigma_c - 3\frac{\sigma_c}{\delta_c}\delta, \ si \ \delta < \delta_c \\ \sigma(\delta) = \frac{3}{7}\sigma_c - \frac{3\sigma_c}{7\delta_c}\delta \ si \ \delta > \delta_c \end{cases} \tag{2.3}$$

Cette loi nécessite 2 paramètres matériaux (σ_c,G_f) ainsi que la position du point de changement de pente. La position de ce point est caractérisé par les coordonnées ($3\sigma_c/7$, $2\delta_c/3$) dans les travaux de [Petersson, 1981].

Loi exponentielle :

$$\sigma(\delta) = \sigma_c exp(-\delta/\delta_c) \tag{2.4}$$

Proposée par Xu et Needlemann, elle présente l'avantage de ne nécessiter que 2 paramètres : σ_c, G_f.

Loi polynomiale d'ordre 2

$$\sigma = \sigma_c(1 - \delta/\delta_t)^2 \tag{2.5}$$

Cette expression est une version explicite des différentes lois polynomiales disponibles dans la littérature [Tvergaard and Needleman, 1984]. Pour la loi linéaire, la longeur critique δ_c vaut $2.G_f/\sigma_c$. Pour la loi bilinéaire et exponentielle, δ_c est égale à $3.2G_f/\sigma_c$. Et pour la loi polynomiale, δ_c est égale à $3G_f/\sigma_c$. La figure 2.3 représente les quatre lois cohésives étudiées.

2.1.3 Comparaison des différentes lois cohésives

Les 4 lois cohésives présentées ont été étudiées sur plusieurs essais expérimentaux. Nous ne présentons que les deux essais les plus représentatifs de l'influence de la loi cohésive : le premier est celui d'une poutre en flexion 3 points. C'est un essai très courant pour caractériser le comportement du béton. Le second est un disque entaillé. Il permet d'identifier l'énergie de rupture G_f.

2.1.3.1 Etude d'une poutre en flexion 3 points

Géométrie, Conditions limites et Maillage La poutre étudiée provient des résultats expérimentaux décrits dans la thèse de P-E. Petersson [Petersson, 1981]. Cette poutre, de dimension 80cm*10cm*20cm , subit un chargement de type flexion 3 points. La poutre possède donc deux appuis simples et subit un déplacement au centre (Fig 2.4 a)). Une entaille de 4 cm de longueur au

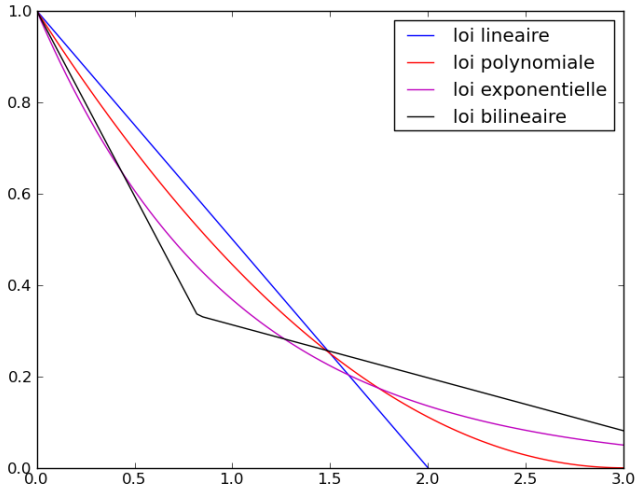


FIGURE 2.3 – Représentation de la plupart des lois cohésives

milieu de la poutre permet de localiser la fissure et permet une propagation verticale de celle-ci.

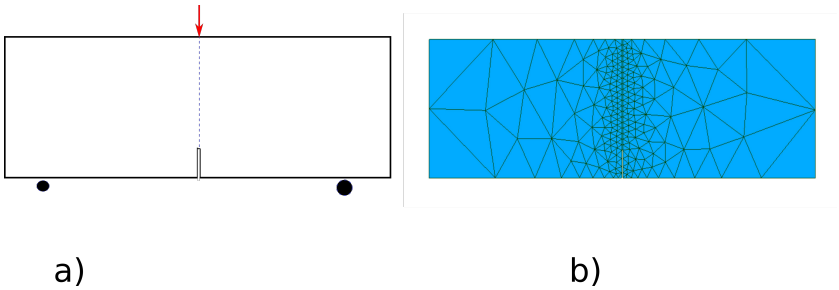


FIGURE 2.4 – Geométrie a) et Maillage b)

Pour la modélisation, on opte pour une modélisation 2D, avec l'hypothèse de déformations planes. On introduit des éléments d'interface au centre de la poutre de façon à représenter une fissure verticale. Le maillage contient 120 éléments triangulaires et 34 éléments d'interface (maillage suffisant pour obtenir un comportement global convergé) (Fig. 2.4 b).

Lois de comportement et Paramètres matériaux

Le béton est représenté par une loi élastique avec un module d'young de 30 GPa et un coefficient de poisson de 0,2. Les quatre lois cohésives sont testées avec les mêmes paramètres matériaux : une énergie de rupture, G_f, égale à 87 N/mm et une contrainte de rupture en traction ,σ_c , égale à 3,5 MPa. Ces différents paramètres ont été obtenus à partir de plusieurs essais expérimentaux décrits dans la thèse de [Petersson, 1981]. En utilisant l'expression 1.18, la taille de la zone cohésive est de

l'ordre de 213 mm ce qui est supérieur à la hauteur de la poutre (200 mm). La forme de la loi d'interface sera donc très influente sur le comportement global de la poutre.

Résultats

Sur la figure 2.5, nous avons tracé la force exercée en fonction du déplacement vertical du centre de la poutre pour les différents modèles. La partie élastique est parfaitement restituée par l'ensemble des lois cohésives. La loi bilinéaire et la loi exponentielle représente bien la courbe (sous-estimation très légère) en revanche la loi polynomiale et la loi linéaire surestime la valeur au pic. Cette surestimation s'explique par une pente initiale moins importante sur ces lois. A l'ouverture de la zone cohésive (contrainte égale à la contrainte limite), la contrainte cohésive des premiers éléments chute moins brutalement que dans le cas des autres lois, entraînant une résistance à la flexion plus importante. La partie post-pic du comportement global est influencée à la fois par la pente initiale et par l'ouverture critique des différentes lois. La différence dans les pentes initiales des différentes lois impliquent une restitution de l'énergie de rupture plus lente et donc une différence dans les comportements globaux des lois cohésives malgré la même valeur de G_f.

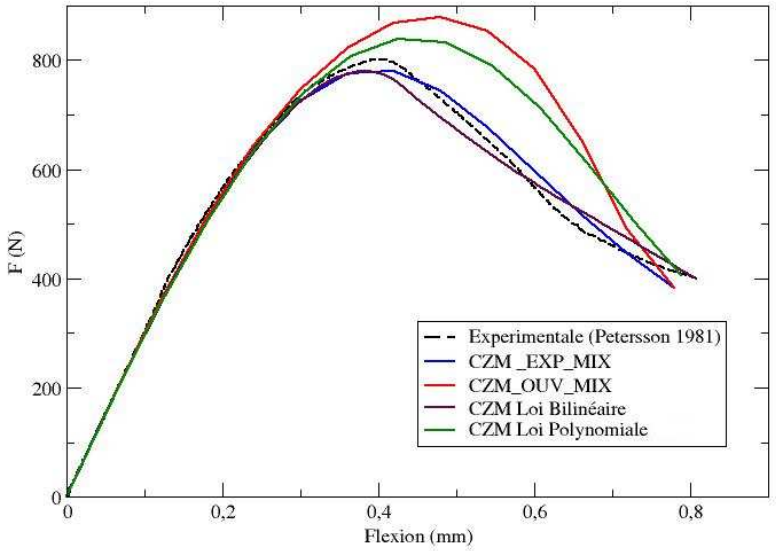
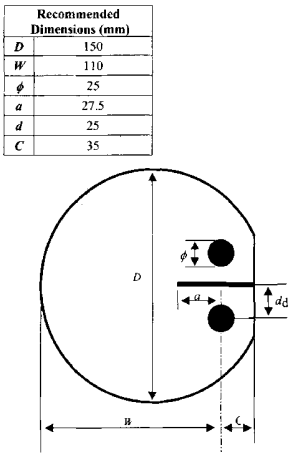


FIGURE 2.5 – Réponse Force-Déplacement des différentes lois cohésives pour l'essai de flexion 3 points

2.1.3.2 Test sur un disque entaillé (DCB)

Le second essai, réalisé sur un disque en béton, lors de la thèse de [Kallel, 2016], garde les mêmes dimensions que celui des travaux de Wagoner [M.P. Wagoner and Paulino, 2005] sur un disque en asphalte soit une épaisseur de 5mm et un diamètre de 15 cm. L'entaille est de 6 cm soit un rapport de 0,4 avec le diamètre de l'essai. Deux tubes sont placés de chaque côté de l'entaille qu'on écarte pour amorcer la fissure.



Recommended Dimensions (mm)	
D	150
W	110
ϕ	25
a	27.5
d	25
C	35

FIGURE 2.6 – Schéma du disque entaille

Modélisation et Conditions limites Cet essai est représenté en contraintes planes. Le trajet de fissuration est connue à l'avance comme étant la propagation rectiligne de l'entaille dans le disque. Les tubes en acier sont représentés par des demi-disques. Un déplacement est imposé sur chacun des demi-disques pour représenter l'écartement des tubes en acier. Le disque est bloqué en déplacement en un point pour ne pas avoir de mouvement de corps rigide (Fig.a) 2.7).

Maillage et Paramètres matériaux Les résultats vis-avis du maillage converge à partir de 2146 éléments triangulaires et 70 éléments d'interface dégénérés pour la fissure cohésive. Le module d'Young et le coefficient de Poisson sont de 32 GPa et 0,2. Pour les différentes lois cohésives, on utilise la valeur 65 N/m pour G_f. Celle-ci a été obtenue via un essai de flexion 3 points. L'obtention de ces différents paramètres sont Comme dans l'essai précédent, une estimation de la longueur de zone cohésive L_{CZM} donne 288 mm ce qui est supérieur au diamètre du disque.

Résultat

Sur la figure 2.8, l'évolution de l'effort appliqué en fonction de l'ouverture de l'entaille pour 3 modèles de zones cohésives est comparée. Concernant la valeur du pic, on constate que, comme pour la poutre entaillée, les lois bi-linéaire et exponentielle sont plus proches du résultat expérimental que

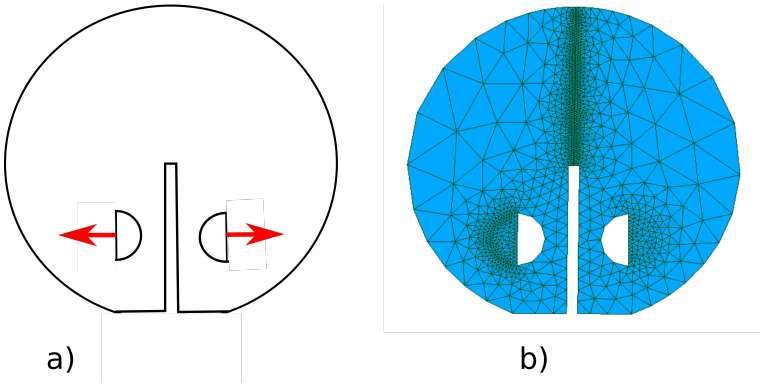


FIGURE 2.7 – Geométrie a) et Maillage b)

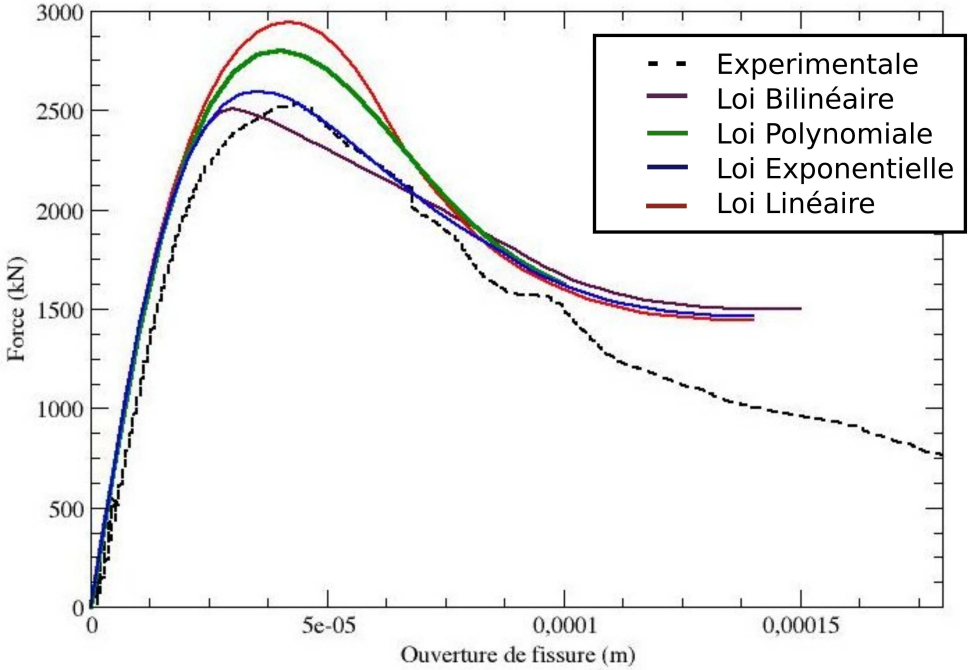


FIGURE 2.8 – Comportement Force-Ouverture de fissure

la loi linéaire ou polynomiale. On trouve une différence de pente post pic entre les lois comme dans l'essai en flexion trois points. La différence sur le pic et sur la pente post pic s'explique par un vitesse de restitution d'énergie différente d'une loi à l'autre. Au-delà d'une ouverture de fissure de 100 μm proche de l'ouverture critique δ_c, un plateau dans le comportement global du disque est observable pour l'ensemble des lois. Ceci peut être dû à la longueur de la *Process zone* plus importante que le rayon du disque.

2.1.3.3 Conclusion sur les lois cohésives

Cette partie a mis en valeur l'influence de la loi cohésive dans le cas de matériau quasi-fragile. Dans les deux tests, les résultats obtenus avec la loi bilinéaire et la loi exponentielle sont les plus proches des résultats expérimentaux. Cependant la loi bilinéaire nécessite, contrairement à la loi exponentielle, des informations supplémentaires pour connaître le point de changement de pente. De plus, il a été observé une convergence plus rapide pour la loi exponentielle avec la méthode de Newton-Raphston. Cette loi a donc été restituée dans le code d'EDF, Code_Aster, sous le nom "CZM_EXP_MIX" et sera utilisée dans la suite de la thèse.

2.2 Représentation des aciers dans les enceintes

Une enceinte de confinement comprend une grande partie d'armatures et de câbles de précontrainte. L'utilisation d'éléments membranes plutôt que les éléments barre classiques pour les représenter semble plus pertinent. Cependant, les travaux de [David, 2012] avaient négligés le fait que les câbles de précontrainte horizontaux pouvaient ne pas être alignés mais être en quinconce. Nous nous sommes donc intéressés à la possibilité de prendre en compte cet aspect dans le modèle asymptotique et quantifier l'importance de cet effet. Par ailleurs, si l'utilisation des membranes est simple d'utilisation dans les zones courantes, elle est beaucoup moins aisée dans les zones singulières où les câbles sont déviés. Les travaux réalisés pendant la thèse ont permis de définir une méthodologie pour traiter ce problème.

2.2.1 Représentation des câbles de précontrainte en quinconce avec un modèle asymptotique

2.2.1.1 Modèle asymptotique avec un motif en quinconce

Si l'on considère les modèles mathématiques dans leur généralité, tous comprennent dans leur formulation un certain nombre de paramètres : dimensions géométriques, propriétés des matériaux et coefficients numériques. L'analyse asymptotique s'intéresse au comportement de ces modèles lorsqu'on fait tendre plusieurs de ces paramètres vers 0 ou ∞ . Cela permet ainsi de créer des modèles "limites" ou asymptotiques représentant simplement une problème complexe. Dans le cas d'une structure en béton armé, les rapports entre le diamètre des câbles, leur espacement ou la différence de module d'Young entre l'acier et le béton sont petits devant 1, sans être réellement négligeables. Ceci rend une modélisation volumique des câbles dans la structure en béton trop coûteuse pour être résolue par les ordinateurs. L'idée du modèle asymptotique proposé par [David, 2012] dans les structures en béton armé est de faire tendre plusieurs rapports vers zéro pour aboutir à une représentation simple des aciers. La démarche pour construire ce modèle asymptotique est la suivante :

- Description géométrique du problème
- Choix d'un rapport d'échelle η définissant le modèle "limite" cohérent avec la réalité.
- Séparation d'échelle afin de distinguer le domaine intérieur, situé à proximité du modèle asymptotique, et le domaine extérieur.
- Décomposition des champs physiques, des équations d'équilibre et des relations de comportement en fonction de η.
- Résolution des équations des problèmes intérieurs et extérieurs

Le modèle asymptotique développé par [David, 2012] se limite à des grilles d'armatures et des câbles alignés dans un même plan. Cependant sur certaines enceintes de confinement, les câbles de précontrainte horizontaux peuvent être sur 2 plans et disposés en quinconce (Fig. 2.10). La distance entre les deux couches de câbles correspond à un diamètre des câbles de précontrainte. Nous tentons dans cette partie d'étendre le modèle asymptotique de [David, 2012] à cette situation en reprenant

chacune des étapes.

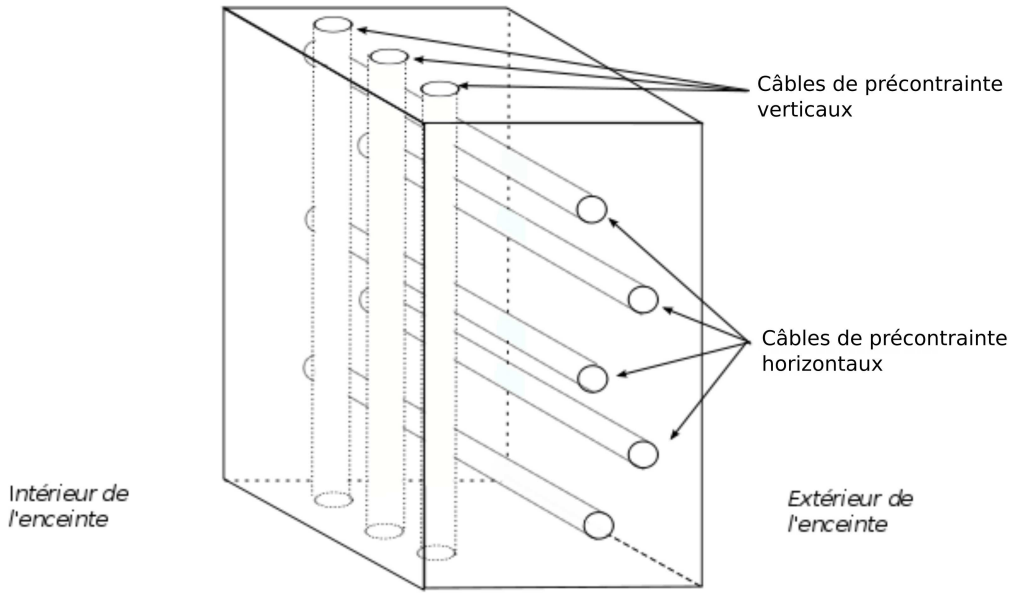


FIGURE 2.9 – Portion d'enceinte de confinement. Représentation des câbles de précontrainte en quinconce

Description géométrique du problème

Pour décrire le problème de départ, on se place dans le cadre d'une géométrie simplifiée : on étudie le comportement d'un corps Ω borné, séparé en deux par un plan Γ. Sur ce plan sont réparties des fibres cylindriques unidirectionnelles en quinconce. L'espacement entre les fibres est noté e, le diamètre des fibres d, et le volume de l'ensemble des fibres $\mathcal{F}$. Le reste du volume $\Omega/\mathcal{F}$ est appelé génériquement la matrice. On définit un repère orthogonal (e_1, e_2, e_3), tel que e_1 décrit la normale au plan Γ, et e_2 correspond à l'orientation des fibres (Fig.2.10).

On suppose que la matrice et les fibres présentent un comportement homogène, linéaire élastique et isotrope. On notera les paramètres matériaux avec un exposant m pour la matrice et un exposant f pour la fibre. Trois problèmes mécaniques se distinguent : le problème mécanique dans la matrice, dans les fibres et à l'interface entre la fibre et la matrice. Les problèmes mécaniques pour la matrice et l'ensemble des fibres peuvent s'écrire de la manière suivante avec $\mathbf{g}$ la constante gravitationnelle, A le tenseur élastique et (F, u_d) le chargement et le déplacement appliqué sur la structure :

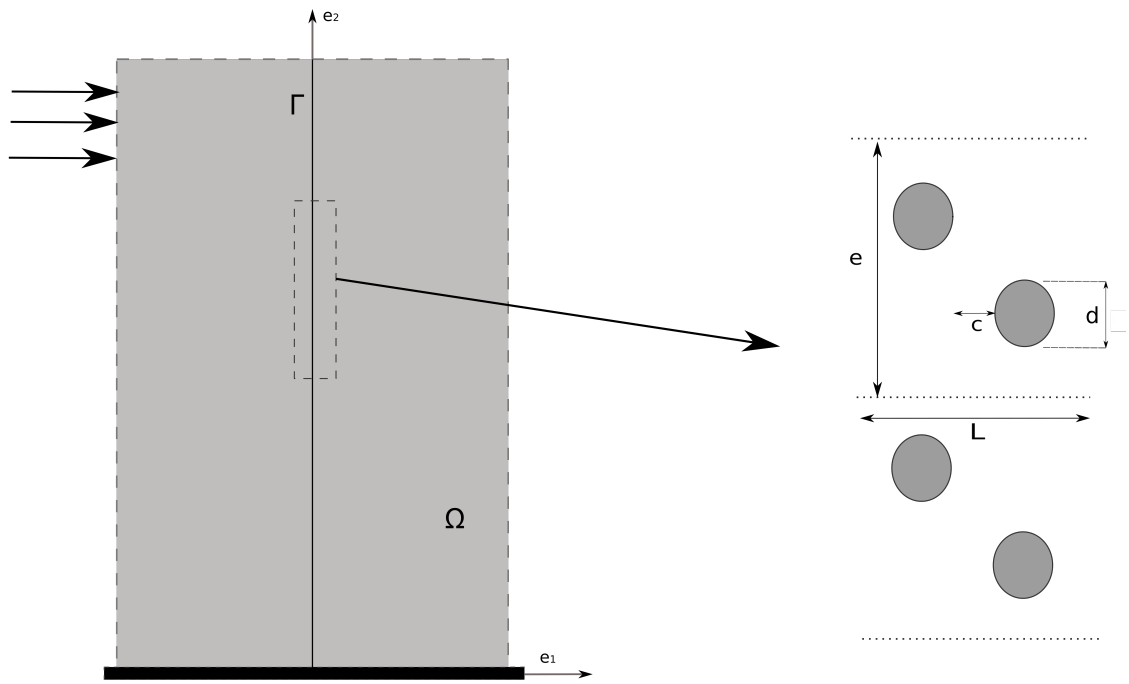


FIGURE 2.10 – Représentation du problème géométrique

Problème mécanique dans la matrice

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma} = A^m : \varepsilon(\mathbf{u}) \quad dans \quad \Omega \setminus \mathcal{F} \\ \\ \mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}) + \rho^m \mathbf{g} = \mathbf{0} \quad dans \quad \Omega \setminus \mathcal{F} \\ \\ \boldsymbol{\sigma}.\mathbf{n} = \mathbf{F} \quad sur \quad \partial_F \Omega \\ \\ \mathbf{u} = \mathbf{u}^d \quad sur \quad \partial_u \Omega \end{cases} \tag{2.6}$$

Problème mécanique dans l'ensemble des fibres

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma} = A^{rf} : \varepsilon(\mathbf{u}) \quad dans \quad \mathcal{F} \\ \\ \mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}) + \rho^f \mathbf{g} = \mathbf{0} \quad dans \quad \mathcal{F} \\ \\ [\boldsymbol{\sigma}].\mathbf{n} = \mathbf{0} \quad sur \quad \partial_F \Omega \end{cases} \tag{2.7}$$

On considère également que l'interface fibre-matrice présente un comportement non-linéaire et irréversible, indépendant de la vitesse de chargement. Le comportement de cette interface est caractérisé par une énergie mécanique interne ψ et par la puissance dissipée ϕ sur cette interface. L'état mécanique, à un instant donné, est déterminé par le saut de déplacement à l'interface Γ et par l'histoire de l'interface regroupé dans un vecteur $\mathbf{a}$.

Problème mécanique de l'interface matrice-fibres

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma}.\mathbf{n} \ \in \ \partial_{\mathbf{u}}\psi([\mathbf{u}],\mathbf{a}) + \partial_{\dot{\mathbf{u}}}\phi([\dot{\mathbf{u}}],\dot{\mathbf{a}},[\mathbf{u}],\mathbf{a}) \ sur \ \partial_I\mathcal{F} \\ \\ \mathbf{0} \ \in \ \partial_{\mathbf{a}}\psi([\mathbf{u}],\mathbf{a}) + \partial_{\dot{\mathbf{a}}}\phi([\dot{\mathbf{u}}],\dot{\mathbf{a}},[\mathbf{u}],\mathbf{a}) \ sur \ \partial_I\mathcal{F} \end{cases} \tag{2.8}$$

Rapport d'échelle η

L'analyse asymptotique permet de définir un modèle membranaire équivalent aux trois problèmes mécaniques 2.6, 2.7 et 2.8. Dans ces problèmes, plusieurs paramètres sans dimension sont disponibles pour définir le rapport d'échelle η : le rapport e/L entre l'espacement des fibres et la taille de l'hétérogénéité, le rapport e/d ou e/c entre le diamètres des fibres et la taille du motif périodique ou de l'espacement et le rapport E^m/E^f entre la rigidité du béton et de la fibre. Si l'on choisit de faire tendre d/e vers 0, l'on se retrouve dans une situation où le diamètre des barres devient négligeable et on tend vers un modèle représentant la paroi sans acier. Si l'on choisit de faire tendre c/e vers 0, on tend vers la situation où les câbles ne sont plus en quinconce mais alignés et donc vers le modèle asymptotique initial proposé par [David, 2012]. On propose de choisir comme rapport d'échelle le rapport e/L entre l'espacement des câbles et l'épaisseur de l'hétérogénéité ainsi que le rapport E_m/E_f entre la rigidité de la matrice et la rigidité des fibres que l'on fait tendre vers zéro de manière proportionnelle. Dans cette situation, les fibres sont de plus en plus rigides, et forment une nappe dense sur la surface Γ.

Les solutions des problèmes 2.6, 2.7 et 2.8 dépendent donc du paramètre η. Les champs de déplacement, de contraintes et de variables internes solutions de ce système sont notés à partir de maintenant $\mathbf{u}^\eta$, σ^η et $\mathbf{a}^\eta$.

Séparation d'échelle

L'étape suivante est la séparation d'échelle afin de séparer proprement la description de la microstructure de celle de la structure complète. Cette séparation peut être introduite de la façon suivante : le volume Ω peut être séparé en deux parties, le domaine extérieur homogène, $\Omega\backslash\Gamma$, et le domaine intérieur Γ. Dans le domaine extérieur homogène, la position géométrique peut être décrite par le système de coordonnées macroscopique, $\mathbf{X}$. Inversement, le domaine intérieur hétérogène doit être décrit par un système de coordonnées à deux échelles, pour pouvoir décrire les hétérogénéités. On distingue dans ce domaine le volume des deux câbles en quinconce $\mathcal{F}_1$ et $\mathcal{F}_2$ et le motif périodique

$\mathcal{M}$. L'interface fibre-matrice correspond au bord $\partial\mathcal{F}_1$ et $\partial\mathcal{F}_2$.

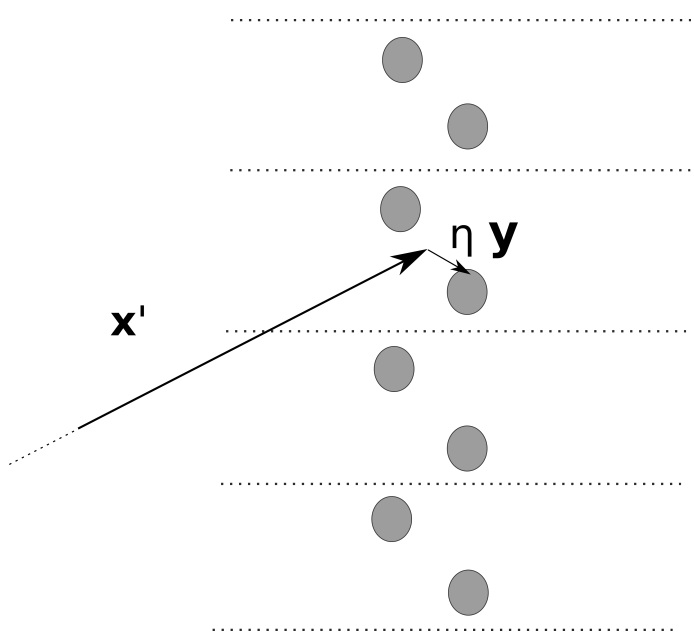


FIGURE 2.11 – Séparation des coordonnées

Etant donné que ce domaine est périodique, la position d'un point peut être défini par la position du motif périodique que l'on note $\mathbf{x}'$ et sa position dans le motif $\mathbf{y}$ (Fig.2.11). On définit également la position des câbles dans le motif élémentaire par $\mathbf{y}_1$ et $\mathbf{y}_2$. En introduisant le rapport d'échelle η, on peut définir la position d'un point par :

$$\mathbf{X}(\mathbf{x}', \mathbf{y}) = \mathbf{x}' + \eta\mathbf{y} \tag{2.9}$$

A partir de la séparation d'échelle, les champs physiques se décomposent en séries entières par rapport au paramètre η. Dans le domaine extérieur, les développements asymptotiques s'écrivent de la façon suivante :

$$\begin{cases} \mathbf{u}^\eta\ (\mathbf{x}) = \mathbf{u}^0\ (\mathbf{x}) + \eta\mathbf{u}^1\ (\mathbf{x}) + \eta^2\mathbf{u}^2\ (\mathbf{x}) + ...\ dans\ \Omega\backslash\Gamma \\ \boldsymbol{\sigma}^\eta\ (\mathbf{x}) = \boldsymbol{\sigma}^0\ (\mathbf{x}) + \eta\boldsymbol{\sigma}^1\ (\mathbf{x}) + \eta^2\boldsymbol{\sigma}^2\ (\mathbf{x}) + ...\ dans\ \Omega\backslash\Gamma \end{cases} \tag{2.10}$$

Dans le domaine intérieur, la décomposition du champ de déplacement, de contrainte et de

variables internes s'effectue de la façon suivante :

$$\begin{cases} \mathbf{u}^\eta\ (\mathbf{X}) = \mathbf{v}^0\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \eta \mathbf{v}^1\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \eta^2 \mathbf{v}^2\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + ...\ dans\ \mathcal{M} \\ \mathbf{a}^\eta\ (\mathbf{X}) = \mathbf{a}^0\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \eta \mathbf{a}^1\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \eta^2 \mathbf{a}^2\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + ...\ dans\ \partial\mathcal{F}_1 \cap \partial\mathcal{F}_2 \\ \boldsymbol{\sigma}^\eta\ (\mathbf{X}) = \eta^{-1}\boldsymbol{\tau}^{-1}\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \boldsymbol{\tau}^0\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + \eta\boldsymbol{\tau}^1\ (\mathbf{x}', \mathbf{y}) + ...\ dans\ \mathcal{M} \end{cases} \tag{2.11}$$

Etant donné que la rigidité du câble est inversement proportionnelle au rapport d'échelle $\eta = E_f/E_m$, la contrainte dans les câbles devient plus importante quand η tend vers 0. Le champ de contrainte $\boldsymbol{\tau}^{-1}$ est nulle uniquement dans le béton. L'expression des composantes $(\mathbf{u}^i, \boldsymbol{\sigma}^i)$ pour le domaine extérieur et $(\mathbf{v}^i, \mathbf{a}^i, \boldsymbol{\tau}^i)$ pour le domaine intérieur pour un motif de câble en quinconce permet de définir le modèle asymptotique souhaité.

Décomposition des équations

Avec les nouvelles notations, les équations des problèmes mécaniques 2.6, 2.7 et 2.8 s'écrivent : $\mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}^\eta) + \rho^m \mathbf{g} = \mathbf{0}$ pour la condition d'équilibre, $\sigma^\eta = \varepsilon(\mathbf{u}^\eta)$ pour la relation de comportement , et $\mathbf{u}^\eta = \mathbf{u}^d$ sur $\partial_u\Omega$ et $\boldsymbol{\sigma}^\eta.\mathbf{n} = \mathbf{F}$ sur $\partial_F\boldsymbol{\Omega}$ pour les conditions limites. Afin d'obtenir les différents termes de la partie précédente, nous allons substituer des développements précédents 2.10 et 2.11 dans ces équations et identifier les différentes puissances de η. Dans le domaine extérieur, on obtient le système d'équations suivant :

Equations du domaine extérieur

Ordre η	Equilibre	Comportement	CL sur $\nabla_u\Omega$	CL sur $\nabla_F\Omega$
0	$\mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}^0) + \rho^m \mathbf{g} = 0$	$\boldsymbol{\sigma}^0 = A^m : \varepsilon(u^0)$	$u^0 = u^d$	$\boldsymbol{\sigma}^0.n = \mathbf{F}$
$i \geq 1$	$\mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}^i) = 0$	$\boldsymbol{\sigma}^i = A^m : \varepsilon(u^i)$	$u^i = 0$	$\boldsymbol{\sigma}^i.n = 0$

Dans le domaine intérieur, l'équation d'équilibre s'écrit de la manière suivante :

$$\mathbf{div}_{x'}(\boldsymbol{\sigma}^\eta) + \frac{1}{\eta}\mathbf{div}_y(\boldsymbol{\sigma}^\eta) + \rho g = 0 \tag{2.12}$$

Dans cette relation, les opérateurs $\mathbf{div}_{x'}$ et $\mathbf{div}_y$ s'écrivent en composantes :

$$\mathbf{div}_{x'}(\boldsymbol{\sigma}^\eta) = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}^\eta_{i\alpha}}{\partial x_\alpha}\mathbf{e}_i \tag{2.13}$$

$$\mathbf{div}_y(\boldsymbol{\sigma}^\eta) = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}^\eta_{ij}}{\partial y_j}\mathbf{e}_i \tag{2.14}$$

L'équation d'équilibre de l'interface fibre-matrice s'écrit $[\boldsymbol{\sigma}^\eta].\mathbf{n} = \mathbf{0}$. En introduisant les développements 2.11 dans ces équations, et en identifiant les différentes puissances de η, on obitent les équations suivantes :

Equations d'équilibre du domaine intérieur

Equilibre

Ordre η	Fibre	Matrice
-2	$\mathbf{div}_y(\boldsymbol{\tau}^{-1}) = 0$	aucune
-1	$\mathbf{div}_{x'}(\boldsymbol{\tau}^{-1}) + \mathbf{div}_y(\boldsymbol{\tau}^0) = 0$	$\boldsymbol{\tau}^{-1}.\mathbf{n} = 0$
0	$\mathbf{div}_{x'}(\boldsymbol{\tau}^0) + \mathbf{div}_y(\boldsymbol{\tau}^1) + \rho\mathbf{g} = 0$	$[\boldsymbol{\tau}^0].\mathbf{n} = 0$
$i \geq 1$	$\mathbf{div}_{x'}(\boldsymbol{\tau}^i) + \mathbf{div}_y(\boldsymbol{\tau}^{i+1}) = 0$	$[\boldsymbol{\tau}^i].\mathbf{n} = 0$

Relations de comportement du domaine intérieur

Comportement

Ordre η	Fibre	Matrice
-2	$0 = A^{rf} : \varepsilon_y(\mathbf{v}^0)$	aucune
-1	$\boldsymbol{\tau}^{-1} = A^{rf} : (\varepsilon_{x'}(\mathbf{v}^0) + \varepsilon_p \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2 + \varepsilon_y(\mathbf{v}^1))$	$0 = A^m : \varepsilon_y(\mathbf{v}^0)$
0	$\boldsymbol{\tau}^0 = A^{rf} : (\varepsilon_{x'}(\mathbf{v}^1) + \varepsilon_y(\mathbf{v}^2))$	$\boldsymbol{\tau}^0 = A^m : (\varepsilon_{x'}(\mathbf{v}^0) + \varepsilon_y(\mathbf{v}^1))$
$i \geq 1$	$\boldsymbol{\tau}^i = A^{rf} : (\varepsilon_{x'}(\mathbf{v}^{i+1}) + \varepsilon_y(\mathbf{v}^{i+2}))$	$\boldsymbol{\tau}^0 = A^m : (\varepsilon_{x'}(\mathbf{v}^i) + \varepsilon_y(\mathbf{v}^{i+1}))$

Pour compléter, on a besoin de relier les champs mécaniques du domaine intérieur à ceux du domaine extérieur. On utilise pour cela les conditions de raccord établies dans la thèse de Martin David, et qui restent toujours valables :

$$\mathbf{u}^{0\pm}(\mathbf{x}') = \lim_{y_1 \to \pm\infty} \mathbf{v}^0(\mathbf{x}', \mathbf{y}) \tag{2.15}$$

$$\boldsymbol{\sigma}^{0\pm}(\mathbf{x}') = \lim_{y_1 \to \pm\infty} \tau^0(\mathbf{x}', \mathbf{y}) \tag{2.16}$$

Les champs $\mathbf{u}^{0\pm}$ et $\boldsymbol{\sigma}^{0\pm}$ constituent la limite des champs de déplacement et de contrainte de part et d'autre de la surface Γ.

L'introduction de cette décomposition d'échelle dans les relations de comportement et dans les équations d'équilibre est similaire à celle effectué dans le cas du modèle de David à la différence près que l'on résoud chaque problème avec un motif avec deux câbles au lieu d'un seul (Fig.2.12).

Résolution des équations

Etant donné que les équations sont maintenant formulées dans le domaine intérieur et extérieur, il est possible de construire le modèle asymptotique en résolvant les équations mécaniques du domaine intérieur et extérieur.

En déterminant la forme du champ de déplacement d'ordre 0 dans le domaine intérieur, les relations de comportement d'ordre -2 et -1 s'écrivent $A^{rf} : \varepsilon_y(\mathbf{v}^0) = \mathbf{0}$ pour les câbles et $\mathbf{A}^m : \varepsilon_y(\mathbf{v}^0) = \mathbf{0}$ pour la matrice. Comme les tenseurs de rigidité sont inversibles, on en déduit que $\varepsilon_y(\mathbf{v}^0) = \mathbf{0}$ dans la fibre et la matrice. Le champ de déplacement $\mathbf{v}^0$ prend donc la forme de deux

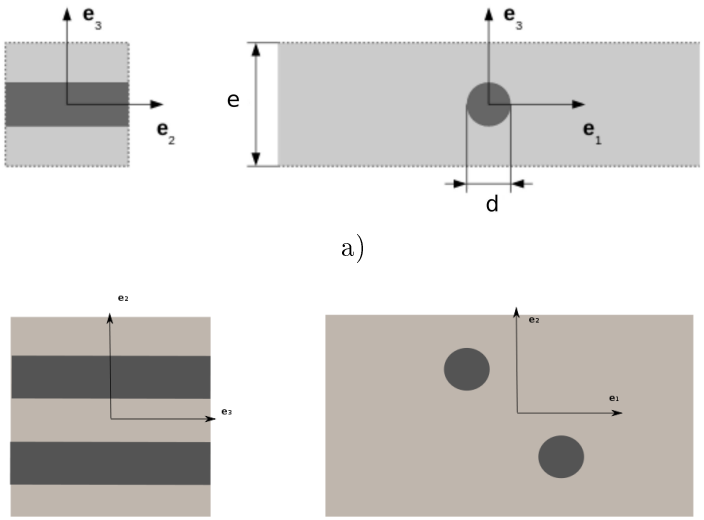


FIGURE 2.12 – Motif élémentaire d'un réseau de câble aligné a) ou en quinconce b)

mouvements de corps rigide dans les câbles et dans la matrice, qui sont a priori différents. Dans la matrice, la condition de périodicité sur le motif périodique empêche toute rotation. Le champ de déplacement dans la matrice est donc une simple translation. Dans la fibre, le motif élémentaire des câbles en quinconce ainsi que le champ de déplacement en translation de la matrice impose au champ du champ de déplacement $\mathbf{v}^0$ la forme suivante pour les câbles $\mathcal{F}_1$ et $\mathcal{F}_2$:

$$\mathbf{v}^0(\mathbf{x}', \mathbf{y}) = \mathbf{u}^{\mathcal{F}_1}(\mathbf{x}') + \omega_1(\mathbf{x}')\mathbf{e_1} \wedge (\mathbf{y} - \mathbf{y_1}) \quad \forall(\mathbf{x}', \mathbf{y}) \in \mathcal{F}_1 \tag{2.17}$$

$$\mathbf{v}^0(\mathbf{x}', \mathbf{y}) = \mathbf{u}^{\mathcal{F}_2}(\mathbf{x}') + \omega_1(\mathbf{x}')\mathbf{e_1} \wedge (\mathbf{y} - \mathbf{y_2}) \quad \forall(\mathbf{x}', \mathbf{y}) \in \mathcal{F}_2 \tag{2.18}$$

où $\mathbf{u}^{\mathcal{F}_i}(\mathbf{x}')$ et $\omega_i(\mathbf{x}')$ décrivent le déplacement de l'axe du câble et la rotation propre de la fibre autour de son axe $\mathbf{e_1}$.

La résolution des composantes mécanique à l'ordre 0 $(\mathbf{u}^0, \boldsymbol{\sigma}^0)$ pour le domaine extérieur et $(\mathbf{v}^0, \mathbf{a}^0, \boldsymbol{\tau}^0)$ pour le domaine intérieur sont identiques au cas où les câbles sont alignés. La différence entre les deux motifs élémentaires (câbles alignés ou en quinconces) n'intervient que dans la résolution des problèmes d'ordre supérieur. La résolution de ces problèmes n'est pas possible pour le moment. En se limitant à l'ordre 0 et en utilisant les conditions de raccord entre le domaine extérieur et intérieur, le modèle asymptotique avec un motif en quinconce aboutit donc au même modèle que celui défini dans les travaux de [David, 2012]. Ce modèle asymptotique représentant à la fois le comportement mécanique des fibres et leur possible glissement par rapport à la matrice est le suivant :

Modèle complet de grille avec décohésion

$$\begin{cases} \mathbf{div}(\boldsymbol{\sigma}^0) + \rho^m \mathbf{g} = \mathbf{0} \ dans \ \Omega \setminus \Gamma \\ [\boldsymbol{\sigma}].\mathbf{e}_1 + L\mathbf{div}_\Gamma(\boldsymbol{\sigma}^\Gamma) = \mathbf{0} \ sur \ \Gamma \\ \boldsymbol{\sigma}^0 = A^m : \varepsilon(\mathbf{u}^0) \ dans \ \Omega \setminus \Gamma \\ \boldsymbol{\sigma}^\Gamma = \kappa_m(\frac{\partial(u_2^0+\xi}{\partial x_2})\mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2 \ sur \ \Gamma \\ L\mathbf{div}_\Gamma(\boldsymbol{\sigma}^\Gamma) \ \in \ \partial_\xi \Psi(\xi, \mathbf{a}^0) + \partial_{\dot{\xi}} \Phi(\dot{\xi}, \dot{a}^0, \xi, \mathbf{a}^0) \ sur \ \partial\Gamma \\ \mathbf{0} \ \in \ \partial_{\mathbf{a}} \Psi(\xi, \mathbf{a}^0) + \partial_{\dot{\mathbf{a}}} \Phi(\dot{\xi}, \dot{a}^0, \xi, \mathbf{a}^0) \ sur \ \partial\Gamma \\ [\mathbf{u^0}] = \mathbf{0} \ sur \ \Gamma \\ \mathbf{u}^0 = \mathbf{u}^d \ sur \ \partial_u \Omega \xi = 0 \ sur \ \partial_u \Gamma \\ \boldsymbol{\sigma}^0.\mathbf{n} = \mathbf{F} \ sur \ \partial_F \Omega \\ \boldsymbol{\sigma}^\Gamma = \frac{\pi d^2}{4e^2} T^d \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2 \ sur \ \partial_F \Gamma \end{cases} \tag{2.19}$$

Où ξ désigne le glissement du plan Γ par rapport au béton, $\boldsymbol{\sigma}^\Gamma$ la contrainte membranaire qui correspond à la contrainte moyenne dans la membrane de τ^{-1} et le triplet $(\boldsymbol{\sigma}_0, a_0, \mathbf{u}_0)$ qui contient le développement à l'ordre 0 de la contrainte, l'historique de l'interface a et du déplacement $\mathbf{u}$. Les deux premières équations sont les conditions d'équilibre dans la matrice et dans le plan Γ. Les quatre équations suivantes représentent les relations de comportement dans la matrice, le plan Γ et l'interface. Enfin les dernières équations représentent les conditions limites en déplacement et en contrainte. Les potentiels Ψ et Φ sont définis analytiquement à partir de l'énergie mécanique interne ψ et de la puissance dissipée ϕ. On considère que la surface Γ se comporte comme une membrane anisotrope. La rigidité s'exprime sous la forme analytique suivante :

$$L\kappa_m = \frac{\pi d^2}{4e} E^f \tag{2.20}$$

2.2.1.2 Quantification de l'erreur pour la modélisation des câbles en quinconce

Pour quantifier l'erreur commise avec une modélisation membrane sans prise en compte de la quinconce des câbles, nous avons décidé d'étudier une partie courante d'enceinte fissurée. On suppose qu'il existe une fissure verticale à la mi-hauteur de l'enceinte, traversant la structure de part en part (Figure 2.13). Cette fissure est intersectée par les armatures et les câbles de précontrainte présents dans la structure.

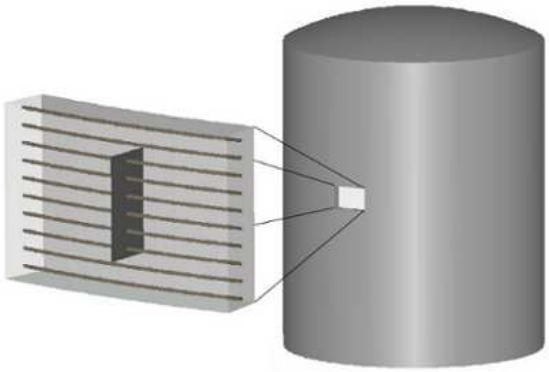


FIGURE 2.13 – Modélisation d'une fissure traversante dans une portion de l'enceinte. Seuls les câbles de précontrainte horizontaux sont représentés.

Trois modélisations sont comparées :

— Une modélisation avec 5 câbles de précontraintes représentés en 3D. Cette modélisation sera notre résultat de référence.
— Une modélisation avec une seule membrane représentant les 5 câbles de précontrainte, située au milieu des deux couches de câble.
— Une modélisation avec deux membranes pour représenter les deux nappes de câbles : l'une représente 2 câbles et l'autre 3 câbles.

Modélisation du problème

Une portion de l'enceinte de 8° centrée sur une fissure traversante est modélisée (Fig.2.13). Cette portion possède deux symétries : une horizontale et une verticale. Les armatures ne sont pas prises en compte pour alléger le maillage. Les faces de symétrie et les bords ont un déplacement uniquement dans le plan tangent. Une pression uniforme est exercée sur la face intérieure de la portion. La figure 2.14 représente les conditions limites et les différentes modélisations. La zone bleue correspond à la fissure représentée par les éléments cohésifs.

Maillage

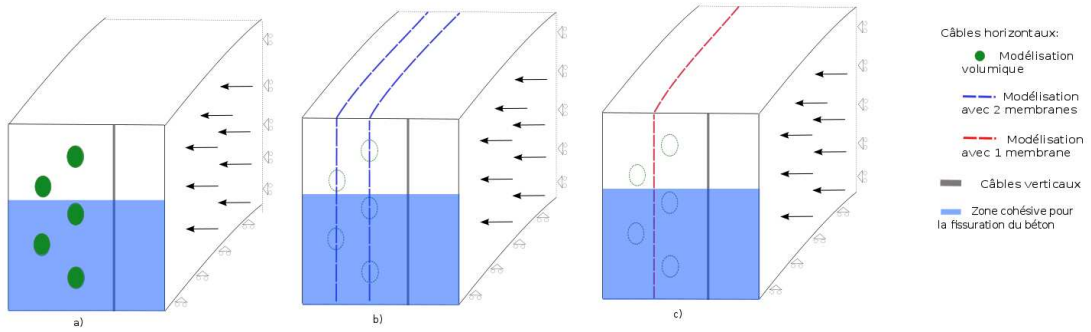


FIGURE 2.14 – Différentes représentations des câbles horizontaux pour un quart d'une portion d'enceinte : a) Modélisation volumique, b) Modélisation avec 2 membranes, c) Modélisation avec une membrane.

La structure est maillée à l'aide d'élément tétraédriques quadratiques. Le nombre d'éléments pour chacune des trois modélisations est récapitulé dans le tableau 2.2.1.2. Le maillage dans le cas de la modélisation volumique des câbles est représenté sur la figure 2.15.

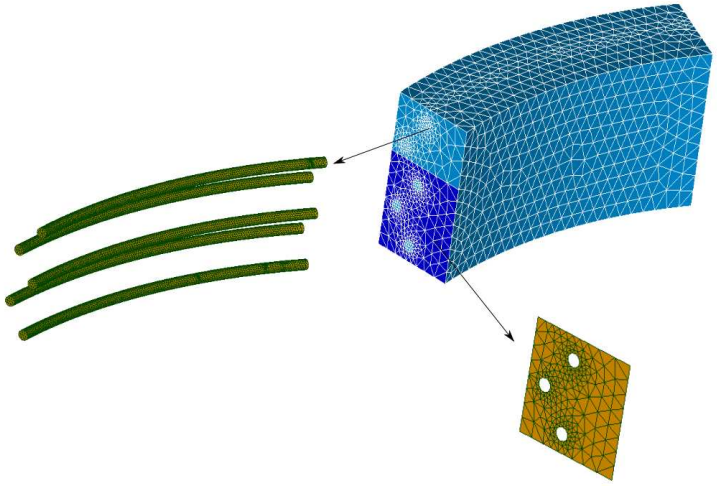


FIGURE 2.15 – Maillage de la portion d'enceinte avec les câbles de précontrainte 3D en quinconce.

	Câbles	Béton (Elts 3D)	Fissure et Décohésion	Nbr nœuds
Mod. volumique	5347 Elts 3D	19237	6244	55327
Mod. avec 2 memb	256 Elts 2D	5823	419	5852
Mod. avec une memb	121 Elts 2D	5447	325	6252

Loi de comportement et Paramètres matériaux

Le béton est considéré comme un matériau élastique. Les câbles sont représentés soit par une modélisation volumique avec les caractéristiques du tableau 2.2.1.2 soit par une modélisation membranaire dont les caractéristiques sont calculées à partir de l'équation 2.20. La fissure est représentée à l'aide d'éléments d'interface mixte avec la loi cohésive exponentielle. L'énergie de rupture G_f est de 50 N/m et la contrainte de rupture σ_t est de 3 MPa.

	Module d'Young	Coefficient de Poisson
Béton	30 GPa	0.22
Acier	200 GPa	0.3

Résultats

Pour comparer les différentes modélisations, on choisit de tracer l'ouverture de fissure sur la face extérieure de l'enceinte (Fig.2.16). Dans chacune de ces courbes, la modélisation avec des câbles volumiques est considérée comme la solution de référence. Pour chaque modélisation, la fissure ne s'ouvre qu'à une pression de 4 bars.

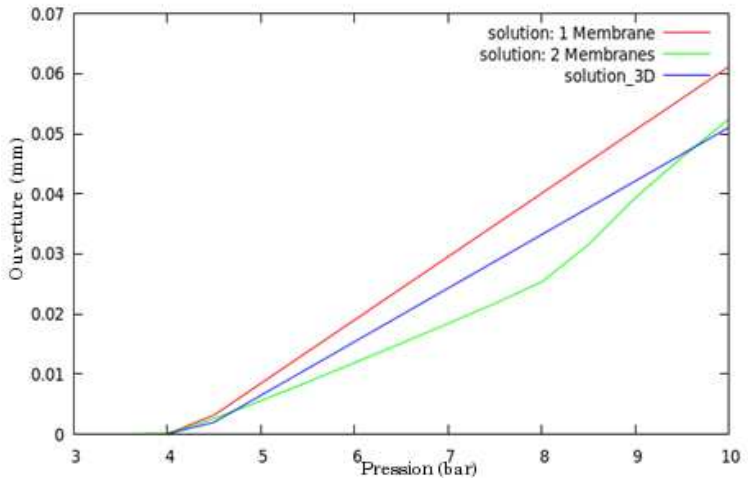


FIGURE 2.16 – Ouverture de fissure en fonction de la pression interne

On constate que le cas avec une seule membrane conduit à une surestimation de l'ouverture de fissure de 9% à 5 bar et de 14 % à 9 bar. Lorsqu'on utilise deux membranes, l'ouverture est sous-estimée jusqu'à 9,5 bar de 14 %. Cependant l'observation de l'ouverture de la fissure en quelques points n'est pas suffisante pour comparer les différentes modélisations. Suivant l'emplacement de l'élément étudié (avant ou entre les câbles), la hiérarchie dans les courbes peut varier. De plus la modélisation membranaire pour représenter les aciers n'est pas très précise localement surtout lorsque le nombre de câbles modélisés est faible par rapport aux autres dimensions de la structure (épaisseur, hauteur,..). Il est donc plus pertinent de comparer les modélisations en s'appuyant sur des grandeurs "globales" comme l'intégrale de l'ouverture de fissure dans l'épaisseur ou le débit de

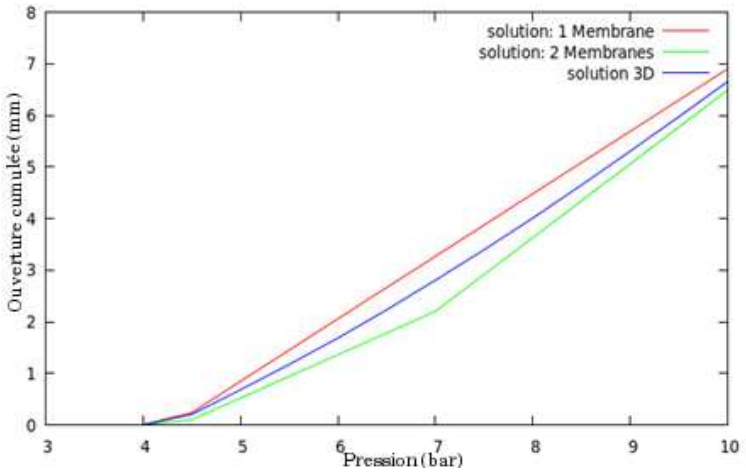


FIGURE 2.17 – Intégrale de l'ouverture de la fissure dans l'épaisseur en fonction de la pression interne

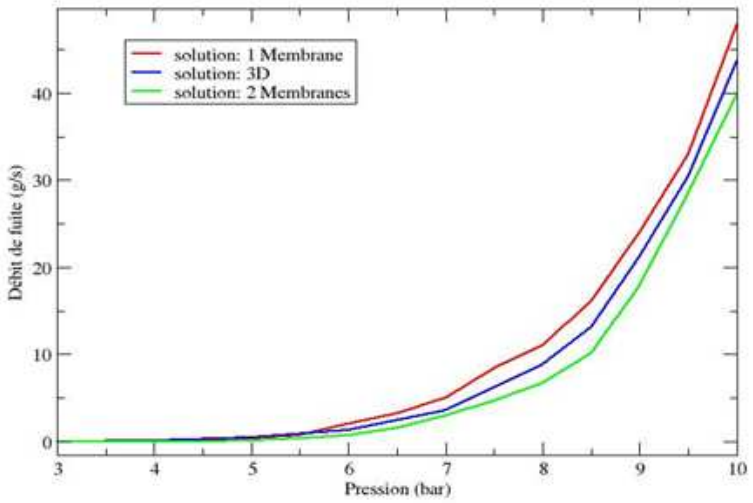


FIGURE 2.18 – Débit de fuite en fonction de la pression interne

fuite des fissures. Ces 2 grandeurs, ont été tracées sur les figures 2.17 et 2.18. Sur la figure 2.17 où l'on a tracé l'intégrale de l'ouverture dans l'épaisseur en fonction de la pression, les différentes modélisations se positionnent de la même manière les unes par rapport aux autres. L'écart maximum est de 0,83 mm (environ 30 %) pour une pression de 7 bar avec 2 membranes et de 0,5 mm (environ 20%) avec une seule membrane. Les écarts sont faibles mais restent cependant non négligeable. Sur la figure 2.18, le débit de fuite en fonction de la pression est représenté. Celui-ci a été calculé en supposant que l'écoulement est considéré de type Poiseuille et la rugosité des lèvres de fissures est supposée négligeables.

L'écart le plus important est de 7.5%. On aurait pu s'attendre à un écart plus élevé étant donné

que le débit est proportionnel au cube de l'ouverture de fissure. Cependant l'effet est compensé par le caractère global du débit de fuite tandis que l'ouverture de fissure est une grandeur locale. L'écart entre les deux modélisations avec membrane s'explique par la distance entre les deux couches de câbles de précontrainte égale au diamètre des câbles. Cette distance entraîne une résistance plus importante aux glissements des câbles que dans la situation où les câbles sont alignés. La solution avec une membrane s'ouvre plus rapidement ce qui entraîne une surestimation du débit de fuite.

Conclusion Suivant l'information que l'on souhaite avoir, l'une des modélisations est plus avantageuse que l'autre. Dans le cas d'une donnée locale comme l'ouverture de fissure, la modélisation avec deux membranes semble plus intéressante. Cependant, si l'on désire un comportement global ou une estimation de fuite, la modélisation avec une membrane est à favoriser. Dans le contexte industriel de la thèse où l'on cherche à prévoir un taux de fuite, il est plus judicieux de surestimer la fuite que de la sous-estimer. Nous retiendrons donc, lors des simulations d'enceinte, la modélisation avec une seule membrane.

2.2.2 Prise en compte des déviations des câbles

Dans l'enceinte, plusieurs zones sont susceptibles de voir des fissures se développer. Parmi ces zones, nous pouvons citer la zone du tampon d'accès matériel (TAM). Contrairement à une partie d'enceinte courante qui est régulière, la zone du TAM présente une singularité géométrique : un trou dans le béton de plusieurs mètres de diamètre qui traverse la paroi de l'intrados à l'extrados. Ce trou est fermé par une imposante porte en acier (Fig.2.19). Il permet l'entrée dans l'enceinte de confinement de gros composants. Les câbles de précontrainte étant insécables, une déviation de ces câbles est obligatoire autour de cette zone (Fig.2.20).

FIGURE 2.19 – Installation d'un Tampon d'accès matériel

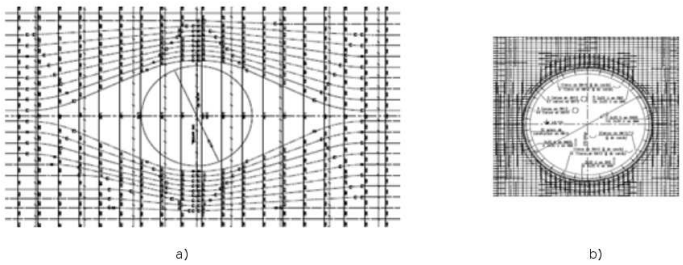


FIGURE 2.20 – Déviation des câbles de précontrainte dans la zone du TAM

La représentation des câbles dans cette zone est aisément reproductible avec des éléments barres 1D bien que fastidieuse. Dans le cas des membranes, où l'on décrit le comportement homogénéisé caractérisé par une densité d'acier et une direction de ferraillage, la procédure n'est pas évidente car la densité et la direction de ferraillage varie dans toutes les mailles. Dans cette partie, on propose une procédure pour prendre en compte la direction principale des câbles dans la membrane par modification du repère local de l'élément.

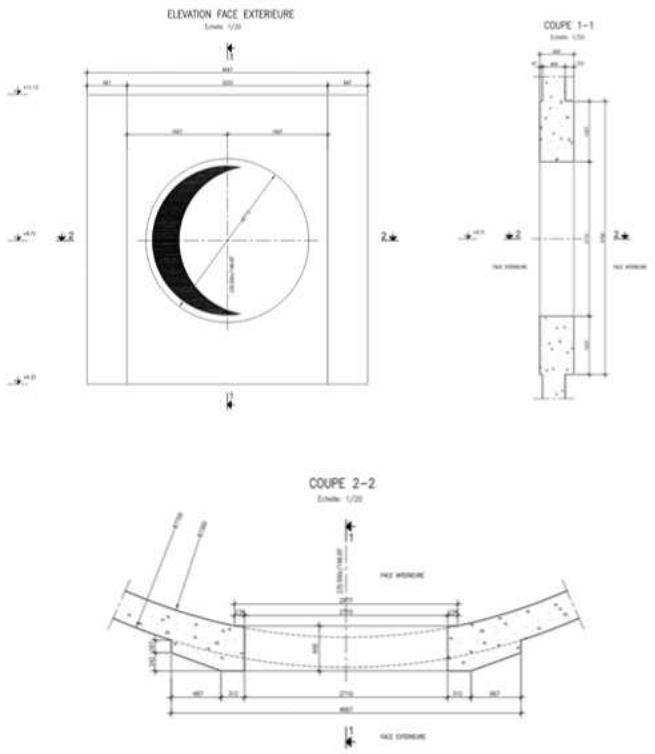


FIGURE 2.21 – vue de coupe du TAM

Technique envisagée

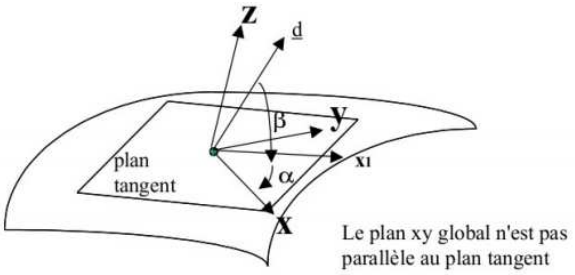


FIGURE 2.22 – Repère local des éléments membranes

Dans le cas général, le plan tangent est défini soit par projection d'un vecteur d sur l'élément, par deux angles nautiques (α et β dans la figure 2.22) ou dans le cas d'une membrane de courbure cylindrique en définissant l'axe de rotation. Dans le cas d'une partie courante où les câbles ne sont

pas déviés, l'axe de rotation ou les angles nautiques (α, β) sont suffisant pour décrire la direction des câbles.

Cependant dans le cas où les câbles de précontrainte sont déviés au niveau du TAM (Fig.2.20), ces méthodes ne suffisent pas pour que chaque élément de la membrane correspondent à l'orientation des câbles.

Pour cela, on propose de modifier le repère du plan tangent dans le cas où les câbles sont déviés afin qu'il soit colinéaire à l'orientation du câble. Dans la zone du TAM,on choisit d'approcher la position des câbles en supposant que ceux-ci décrivent un arc de cercle (Fig. 2.23). L'idée est alors d'utiliser les fonctions trigonométriques pour affecter les angles nautiques initiaux ($\alpha_{init.}$,$\beta_{init.}$) (= angles des câbles non déviés) et définir un nouveau champ d'angle nautique élément par élément. On suppose que tous les caâbles situés à une distance d_{TAM} du centre du TAM (x_c, y_c) sont traités de la manière suivante :

1. Soient (x_c, y_c) la position du TAM,(x_e, y_e) la position du centre de gravité de l'élément, d_{TAM} la taille de la zone de déviation et α_{init} la rotation si les câbles n'étaient pas déviés
2. Si $\sqrt{(x_c - x_e)^2 + (y_c - y_e)^2} < d_{TAM}$:
   (a) Si (y_e>y_c) : Rotation $\alpha = \alpha_{init.} + |tan^{-1}\frac{(y_c-y_e)}{(x_c-x_e)}|$
   (b) Sinon : Rotation de $\alpha = \alpha_{init.} - |tan^{-1}\frac{(y_c-y_e)}{(x_c-x_e)}|$

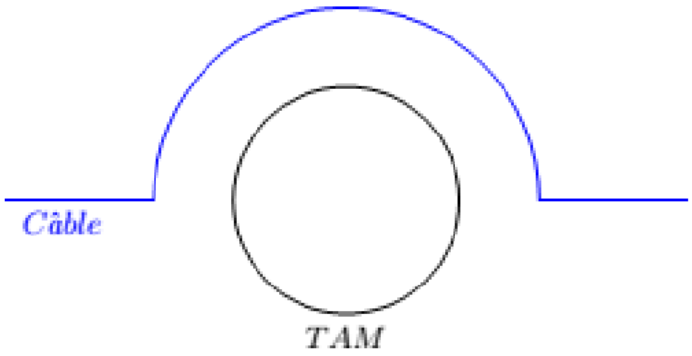


FIGURE 2.23 – Déviation des câbles par une fonction trigonométrique.

Pour vérifier la pertinence de l'approche, on propose dans le paragraphe suivant de comparer trois modélisations du TAM avec uniquement des câbles verticaux adhérents au béton :

— Une modélisation des câbles de précontrainte avec des éléments barres : la déviation est représentée de manière exacte. Ce calcul est considéré comme le résultat de référence.
— Une modélisation des câbles de précontrainte avec des éléments membranes sans déviation des câbles.

— Une modélisation des câbles de précontrainte avec des éléments membranes en prenant en compte la déviation des câbles.

2.2.2.1 Comparaison des approches

Modélisation du problème

La portion de l'enceinte que l'on souhaite modéliser représente 1/8 de la circonférence. L'épaisseur est de 1.2 mètres et la hauteur est de 11 mètres. Les déplacements normaux sur les bords du TAM sont nuls. Une pression uniforme est exercée sur la face intérieure de l'enceinte.

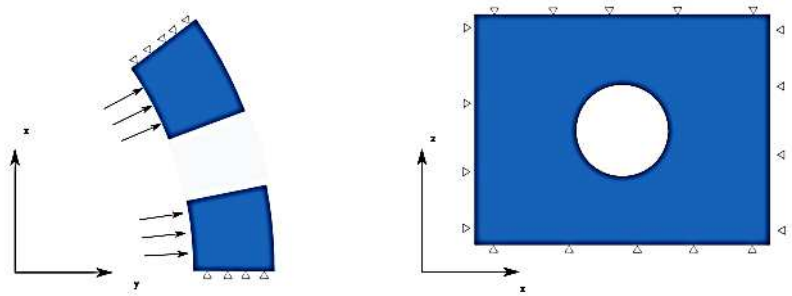


FIGURE 2.24 – Schéma de la portion correspondant au TAM

Maillage Deux maillages sont étudiés. Le premier correspond à la modélisation avec des éléments barres pour représenter les câbles. Il est composé de 240 éléments barres, 1380 éléments tétraèdres pour le béton et 2678 noeuds. Le second représente la modélisation avec une membrane. Il est composé de 2352 éléments tétraèdres, 852 éléments surfacique pour la membrane et 3532 noeuds. La figure 2.25 représente les maillages utilisés.

Loi de comportement et Paramètres matériaux Le béton est considéré comme un matériau élastique. Le tableau 2.2.2.1 contient les valeurs caractéristiques prises pour le béton et l'acier.

	Module d'Young	Coefficient de Poisson
Béton	30 GPa	0.22
Acier	190 GPa	0.3

La rigidité de la membrane est égale à $E_a \frac{\pi d^2}{4p}$ où

— E_a module d'Young de l'acier

— d le diamètre des câbles

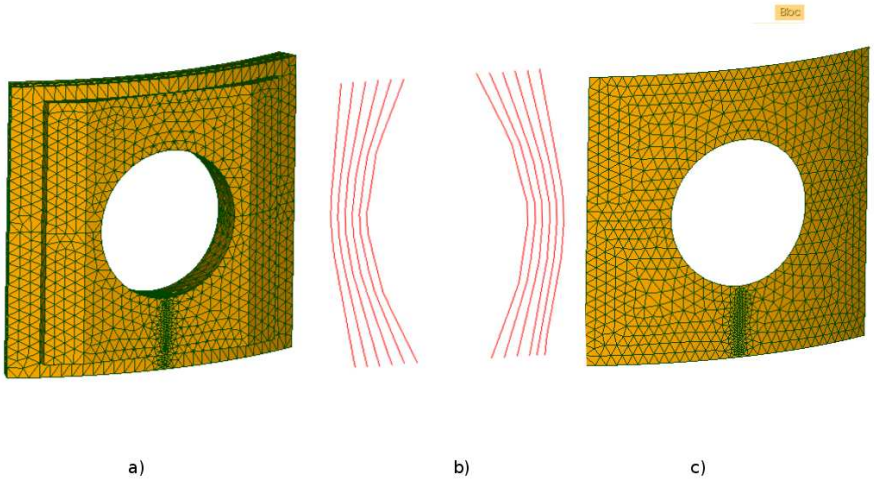


FIGURE 2.25 – Maillages du TAM : a) Partie Béton du TAM, b) Câbles de précontrainte avec des éléments barres et c) Câbles de précontrainte avec des éléments membranes

— p l'espacement entre les câbles

Précontrainte des câbles La précontrainte de la structure est appliquée à travers une déformation initiale sur les membranes. La déformation est estimée en se basant sur les valeurs des contraintes de compression orthoradiale $\sigma_b^{\theta\theta}$ et verticale σ_b^{zz} dans le béton. En supposant que les câbles et le béton ont une adhérence parfaite, la déformation à appliquer sur la membrane s'obtient à partir de la relation :

$$\varepsilon_{memb} = \frac{\sigma_b}{\kappa_m} \frac{1}{1 + nb_a * D_a^2 * \Pi / esp^2} \tag{2.21}$$

où D_a le diamètre des câbles, nb_a le nombre de câble dans la zone, esp l'espacement moyen entre les câbles et κ_m la rigidité de la membrane. Cette précontrainte est appliquée à la membrane par une déformation imposée PRE_EPSI dans Code_Aster.

Résultats et Discussion

Le choix de considérer la représentation des câbles avec des éléments barres comme la solution de référence est contestable. Avec ces éléments, la précontrainte dans le béton est concentrée autour des éléments barres. Cependant cette représentation est la plus fréquente pour représenter les câbles dans le béton et elle permet de représenter parfaitement la déviation des câbles.

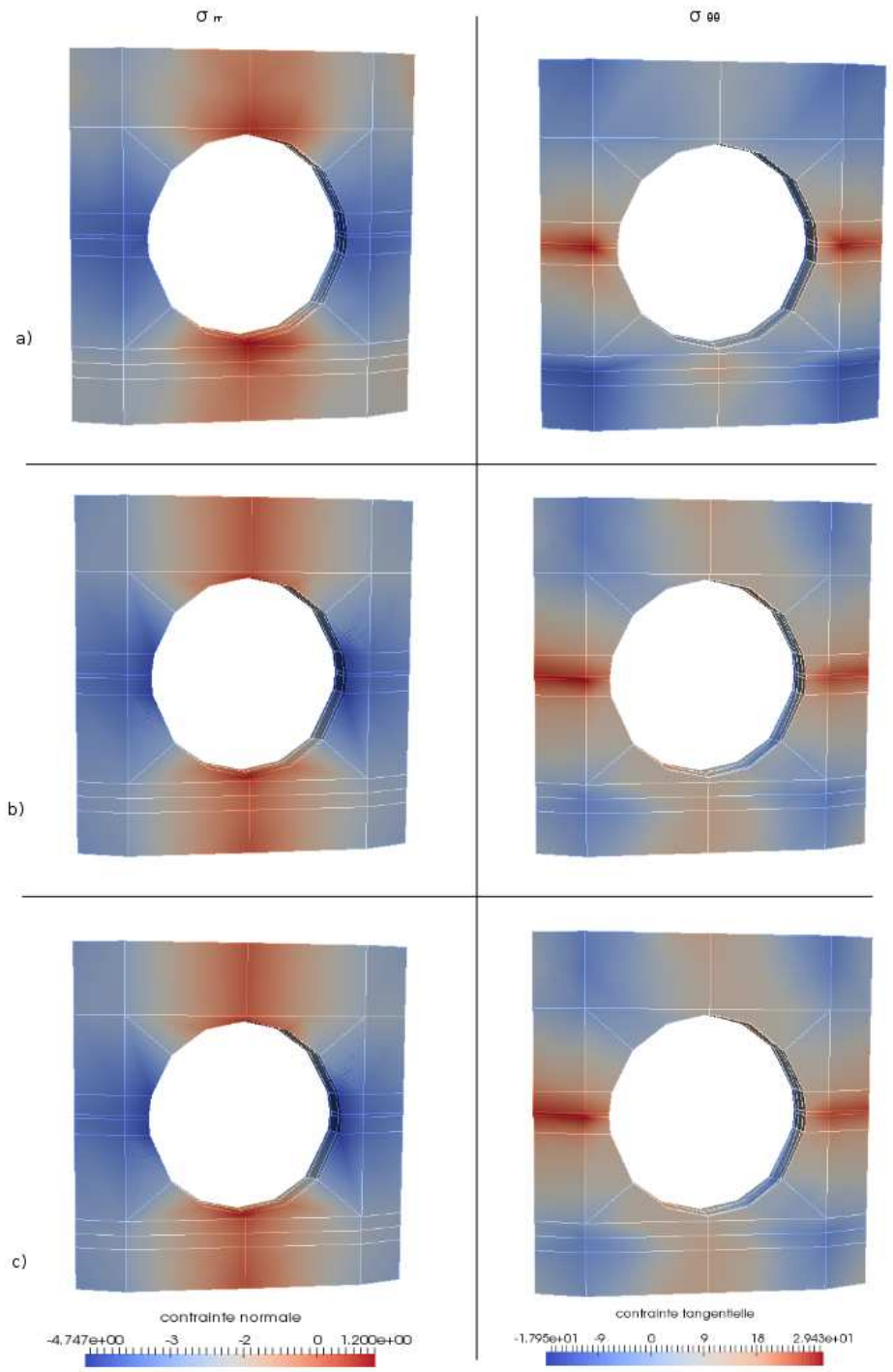


FIGURE 2.26 – Champs de contrainte verticale et orthoradiale pour les trois configurations : a) éléments barres, b) éléments membrane sans déviation et c) éléments membrane avec déviation

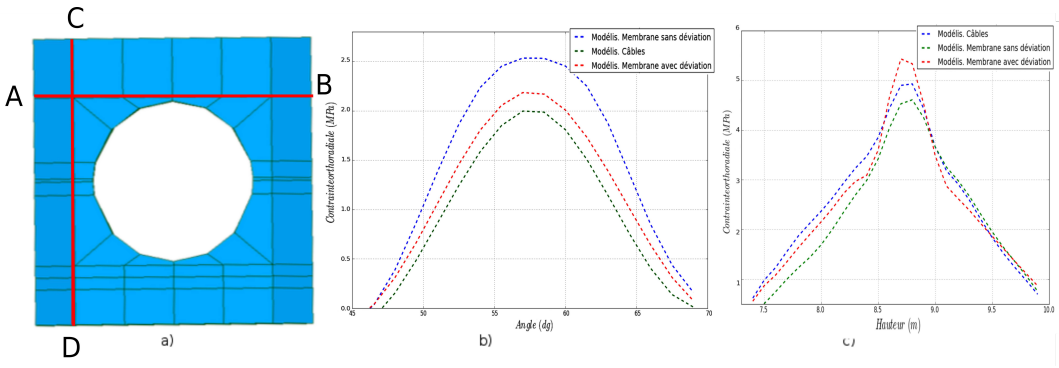


FIGURE 2.27 – Contrainte orthoradiale du TAM : a) ligne de coupe, b) contrainte orthoradiale suivant la ligne AB, c) suivant la ligne CD

La figure 2.26 représente la contrainte orthoradiale et verticale pour les trois modélisations proposées des câbles de précontrainte : avec des éléments barres, des éléments membranes sans déviation et avec déviation. On constate que l'utilisation d'éléments membrane ou d'éléments barre pour représenter les câbles modifie peu la contrainte verticale dans la zone du TAM. La contrainte orthoradiale est au contraire plus sensible au choix de modélisation. Les éléments membrane ont tendance à répartir la contrainte orthoradiale dans la zone du TAM. Ce résultat n'est pas étonnant étant donné que les câbles sont représentés par une membrane homogène. Sur la figure 2.27, on trace la contrainte orthoradiale à la surface du TAM suivant deux lignes de coupe : la hauteur et la circonférence. Les éléments membrane surestiment la contrainte orthoradiale suivant la circonférence et sous-estiment la contrainte orthoradiale sur la hauteur. La déviation des repères locaux diminuent l'effet d'étalement des membranes.

Conclusion Les éléments membranes permettent de trouver des champs de contraintes similaires aux éléments barres dans la zone du TAM. On retrouve des concentrations de contrainte dans les mêmes zones avec des valeurs proches. La modification du repère localement permet de prendre en compte la déviation des câbles et d'améliorer l'utilisation des membranes. La présence du TAM dans l'enceinte n'empêche pas l'utilisation des éléments membrane pour modéliser la structure.

2.3 Modélisation de la décohésion de l'acier par rapport au béton avec des éléments cohésifs

La décohésion entre l'acier et le béton est représentée par des éléments d'interface mixte avec une loi de décohésion proposée par [David, 2012] durant sa thèse. Cette loi a été validée sur un test d'arrachement d'armature et une poutre encastrée en flexion. Cependant ces essais valident uniquement la loi d'adhérence sur le comportement global de la structure et jamais localement. De plus ces essais se limitent à des chargements sans fissuration du béton. Dans cette partie, nous proposons donc d'étendre la validation de ce modèle à des essais fissurés pour étudier l'interaction des éléments d'interface représentant la fissuration et la décohésion Acier-Béton.

Après une description des éléments d'interface mixte pour la décohésion acier-béton, on présente deux des différentes modélisations étudiées durant la thèse. La première modélisation correspond à une poutre entaillée où le chemin de fissuration est connu a priori. Dans cet essai, la longueur de décohésion est connue pour différents niveaux de chargement permettant ainsi d'étudier et de valider localement la loi de décohésion. La seconde modélisation est une poutre en béton armé de grande dimension où de nombreuses fissures apparaissent au cours du chargement. Cet essai permet de valider notre modèle en présence de multi-fissuration et d'étudier sa sensibilité au nombre de fissures cohésives introduites.

2.3.1 Description de l'élément d'interface de la décohésion Acier-Béton

L'élément utilisé pour représenter la décohésion Acier-Béton repose sur une formulation similaire à l'élément d'interface mixte de [Lorentz, 2008]. On suppose que le comportement de l'interface est caractérisé par le glissement des aciers ξ ainsi qu'une variable interne a qui désigne le glissement maximum. On se place dans la situation où les aciers sont représentés par des membranes. La solution du problème cherche à minimiser le potentiel mécanique, P_{meca} (eq.2.22) :

$$P_{meca}(\mathbf{u}, \mathbf{u}^f, \xi, a) = \frac{1}{2}\int_{\Omega\setminus\Gamma} \Psi(\varepsilon(\mathbf{u})d\mathbf{x} + \int_{\Gamma} \kappa_m(\frac{\partial u_2^f}{\partial x_2})^2 d\mathbf{x}' + \int_{\Gamma} \Upsilon(a)d\mathbf{x}' \tag{2.22}$$

où $\mathbf{u}^f$ est le déplacement de la fibre et x_2 est la direction du glissement de l'armature. Dans le potentiel mécanique, le premier terme correspond à l'énergie mécanique stockée dans le volume Ω. Le second terme correspond au comportement de la structure définie dans la section 1.1 du chapitre 2 avec κ_m la raideur de la membrane. Le troisième terme est l'énergie mécanique de l'interface entre la grille et le volume défini par l'énergie d'interface Υ . La recherche d'une solution stable pour ce problème revient à chercher le minimum local de cette fonctionelle sous la triple contrainte :

$$\begin{cases} \mathbf{u}^f = \mathbf{u} + \xi \mathbf{e}_2 \\ |\xi| \leq a \\ \dot{a} \geq 0 \end{cases} \tag{2.23}$$

où $\mathbf{u}^f$ est le déplacement des armatures dans la direction $\mathbf{e}_2$, ξ le glissement de l'armature, a une variable interne représentant le glissement maximum. La résolution s'effectue par dualisation. On introduit les multiplicateurs de Lagrange λ, notés ζ, ainsi que le lagrangien suivant :

$$\begin{aligned} \mathcal{L}(\mathbf{u}, \mathbf{u}^f, \xi, a, \zeta) = P_{meca}(\mathbf{u}, \mathbf{u}^f, \xi, a) + \int_\Gamma \zeta.(\mathbf{u}^f - \mathbf{u} - \xi \mathbf{e}_2) d\mathbf{x}' \\ + \frac{k}{2} \int_\Gamma |\mathbf{u}^f - \mathbf{u} - \xi \mathbf{e}_2|^2 d\mathbf{x}' \end{aligned} \tag{2.24}$$

Le paramètre de pénalisation k est un paramètre numérique qui limite l'apparition d'oscillations autour de cette moyenne. Le champ de déplacement et le champ de contrainte sont discrétisés aux nœuds. Le glissement est calculé aux points de gauss. Les éléments sont d'épaisseur nulle. Les nœuds des faces supérieures et inférieures portent les degrés de liberté de déplacement de la grille et du volume environnant, les nœuds milieux des arêtes dégénérées portent les multiplicateurs de Lagrange et le glissement est porté par une famille de points de gauss sur la surface.

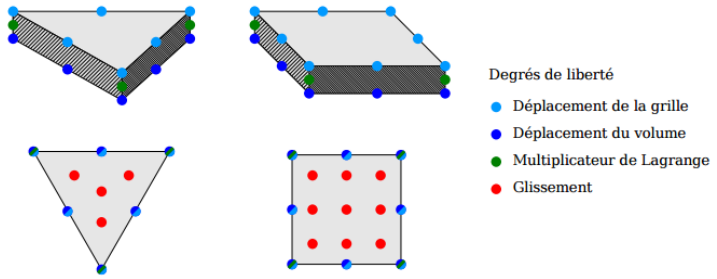


FIGURE 2.28 – Element d'interface pour la liaison Acier-Béton

La puissance dissipée à l'interface s'écrit sous la forme suivante :

$$\frac{d\Upsilon(a)}{da} = \tau(a) \tag{2.25}$$

avec $\tau(a)$ la loi de décohésion 2.26 définie par Martin David. Elle s'inspire du modèle d'Eligehausen.

$$\tau(a) = \tau_m(\alpha+\beta)^{\alpha+\beta}\frac{(a/a_m)^{\alpha}}{(\alpha a/a_m+\beta)^{\alpha+\beta}} \tag{2.26}$$

où α et β sont des paramètres d'influence sur la loi de décohésion Acier-Béton sans dimension et a_m et τ_m le déplacement et la contrainte au pic (Fig.2.29).

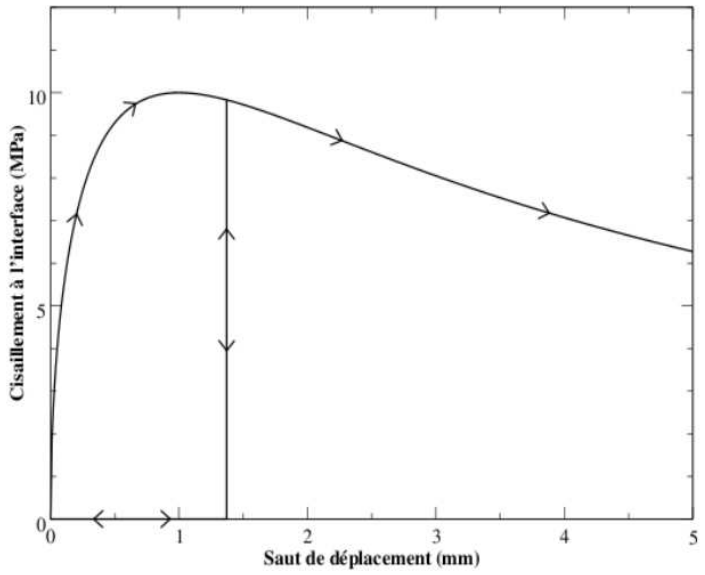


FIGURE 2.29 – Courbe d'adhérence [David, 2012]

2.3.2 Modélisation locale de la longueur de la décohésion

Description de la modélisation

Nous proposons de simuler un essai réalisé au CEA par [Ghantous et al., 2016]. L'essai consiste à appliquer un chargement linéaire au centre d'une éprouvette de dimension 70*70*280 mm avec une pompe hydraulique. La distance entre les supports est de 210 mm. Une armature en acier de 6 mm de diamètre se situe au centre de l'éprouvette. Durant le chargement, une concentration de contrainte en traction apparaît en pointe de l'entaille provoquant l'apparition de fissure qui se propage verticalement. Pour quantifier l'ouverture de fissure, un capteur de déformation LVDT est placé pour mesurer le déplacement horizontal entre les deux lèvres de l'entaille (Fig.2.31).

Une analyse à la phénolphtaléine après une carbonatation accélérée permet de mesurer la longueur d'interface endommagée. La figure 2.30 représente un essai de fissuration à un chargement donné et le graphique montre l'évolution de l'interface endommagée en fonction de l'ouverture de fissure résiduelle.

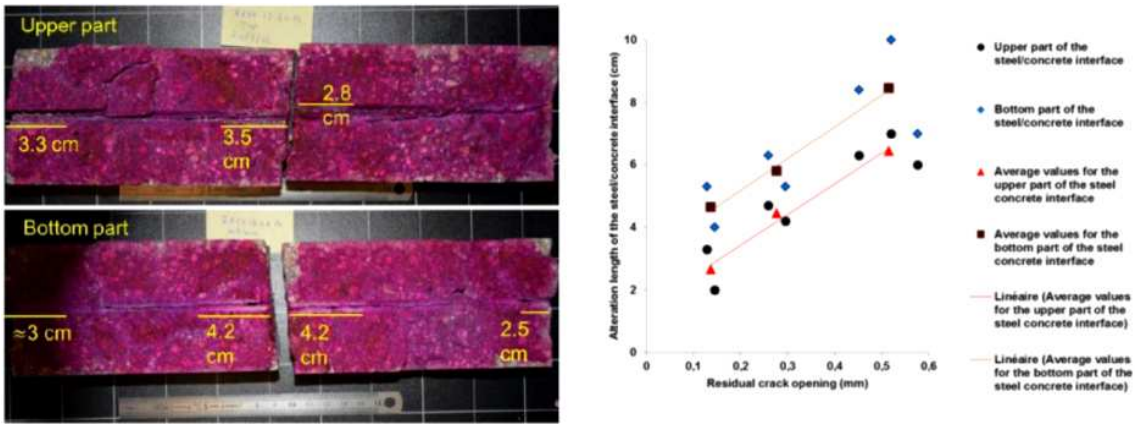


FIGURE 2.30 – Analyse à la phénolphtaléine et représentation de la longueur de décohésion dans l'interface Acier-Béton en fonction de l'ouverture de fissure [Ghantous et al., 2016]

L'intérêt de cet essai par rapport aux cas de validation déjà réalisés est qu'il permet de valider l'utilisation de notre modèle de fissuration et de décohésion acier-béton mais aussi d'avoir des informations locales comme l'ouverture de fissure en fonction du chargement et de la longueur d'altération de la liaison acier-béton. En effet, le test permet d'avoir à différents instants de chargement la longueur de décohésion de l'acier par rapport au béton.

Des simulations de poutres en flexion 3 points avec une loi cohésive sans armatures ont déjà été réalisées. Le comportement global est correctement représenté avec la loi exponentielle. De plus comme le trajet de fissuration est connu *a priori*, on étudie la possibilité de représenter la décohésion de l'acier par rapport au béton en essayant de retrouver les longueurs de décohésion.

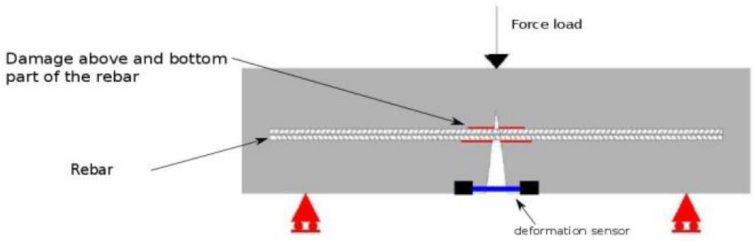


FIGURE 2.31 – Représentation de la poutre en flexion trois points des travaux de [Ghantous et al., 2016]

Démarche Pour valider les briques de modélisation concernant la fissuration et la décohésion, nous étudions le comportement global de la poutre mais également le comportement local en essayant de retrouver les longueurs de décohésion observées. Nous supposons que le comportement de la fissure est déjà bien maîtrisé. En effet, des simulations de poutres en flexion 3 points avec une loi cohésive sans armatures ont déjà été réalisées. Le comportement global est correctement représenté avec la

loi exponentielle. De plus le trajet de fissuration est connu *a priori*.

Nous restreignons donc l'étude qu'à la loi d'adhérence Acier-Béton. La loi d'adhérence a 4 paramètres : α, β ,τ_m et a_m . Les deux premiers, α et β, jouent sur la croissance initiale et la décroissance finale de la loi d'adhérence. Les paramètres τ_m et a_m définissent la contrainte et le glissement au pic de la loi. La contrainte au pic peut être déterminée par un essai expérimental d'arrachement. Il dépend du type d'armature et des propriétés matériaux du béton. Une valeur de 13 MPa a été donnée dans les travaux de [Ghantous et al., 2016]. On choisit de ne tester que les trois paramètres : α, β et a_m . Trois jeux de paramètres (P1,P2 et P3) parmi d'autres (Table 2.1) sont représentés sur la figure 2.37. Le jeux de paramètre P1 correspond aux paramètres identifiés par [David, 2012] pour un essai d'arrachement.

Loi d'adhérence	a_m (mm)	α	β
P1	1	0.5	2
P2	1	0.1	8
P3	0.6	0.5	2

TABLE 2.1 – Différents jeux de paramètres de la loi de d'adhérence

Maillage

La structure est maillée en éléments tétraédriques, il contient 19 251 éléments et 28 172 nœuds (Fig.2.32). Le chemin de fissuration étant connu, une fissure verticale potentielle est introduite en partant de l'entaille. Elle est représentée par 1375 éléments dégénérés. La loi cohésive pour la fissuration est une loi exponentielle. L'utilisation d'une membrane pour représenter un câble est contestable. Étant donné que la largeur de la poutre est relativement importante par rapport au diamètre du câble (rapport diamètre sur largeur d/L = 1/12), l'utilisation d'une membrane pour représenter un câble est tolérable. La décohésion acier-béton est représentée par des éléments d'interface avec une loi d'adhérence.

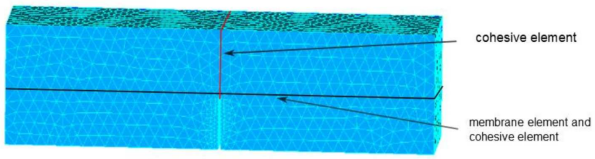


FIGURE 2.32 – Maillage de la poutre en flexion 3 points avec des éléments d'interface mixte pour représenter la fissure et la décohésion de la membrane par rapport au béton.

Loi de comportement et Paramètres matériaux

Le béton a un comportement élastique et la fissure est représentée par une loi cohésive exponentielle "CZM_EXP_MIX". La décohésion est définie par la loi d'adhérence 2.26 "CZM_LAB_MIX". Les paramètres matériaux données dans [Ghantous et al., 2016] pour représenter le béton sont :

— un module d'Young de 33,3 GPa
— une contrainte de rupture en traction de 3,5 MPa
— une énergie de fissuration, G_f de 110 N/m

Définition de la longueur de décohésion

Dans les résultats expérimentaux de Rita-Maria Ghantous, deux longueurs de décohésion sont disponibles : au-dessus et en dessous de l'armature. Dans notre modélisation numérique, une seule valeur est disponible, le glissement de la membrane par rapport au béton. Sur la figure 2.33 et 4.4, un exemple de glissement le long des membranes est présenté en fonction de sa position par rapport au centre de la poutre. On définit, dans cet essai, la longueur de décohésion le long du câble comme la distance entre la fissure et les premiers éléments avec un glissement nul.

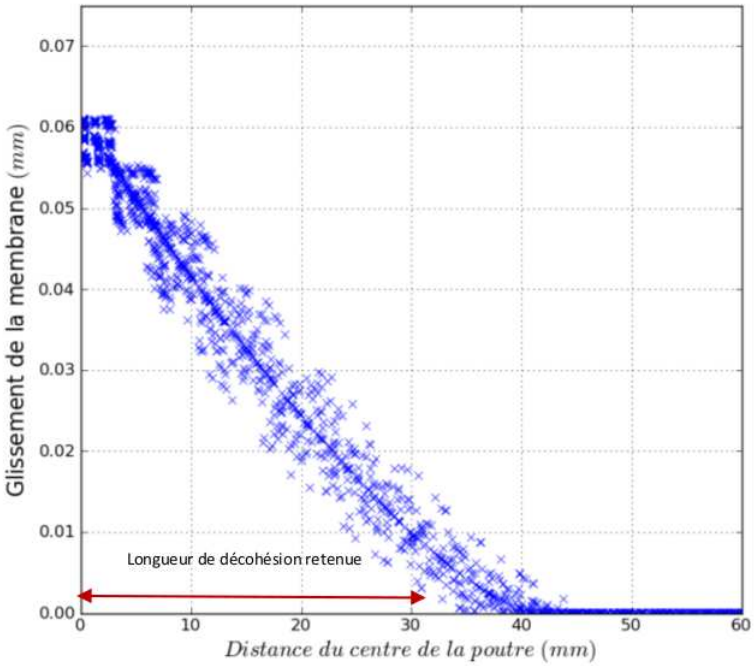


FIGURE 2.33 – Exemple de Glissement en fonction de la distance à la fissure pour tous les éléments d'interface Acier-Béton

Résultat et Analyse

La figure 2.35 confronte les résultats expérimentaux et les résultats obtenus numériquement avec les différents jeux de paramètres pour la loi de décohésion. Le modèle numérique permet donc de retrouver le comportement global de la poutre. La différence entre les trois jeux de paramètre est très faible sur le comportement global de structure et ne se remarque d'à partir de 6 kN. L'effet hystérétique observable sur la courbe expérimentale n'est pas contre pas observable avec le modèle

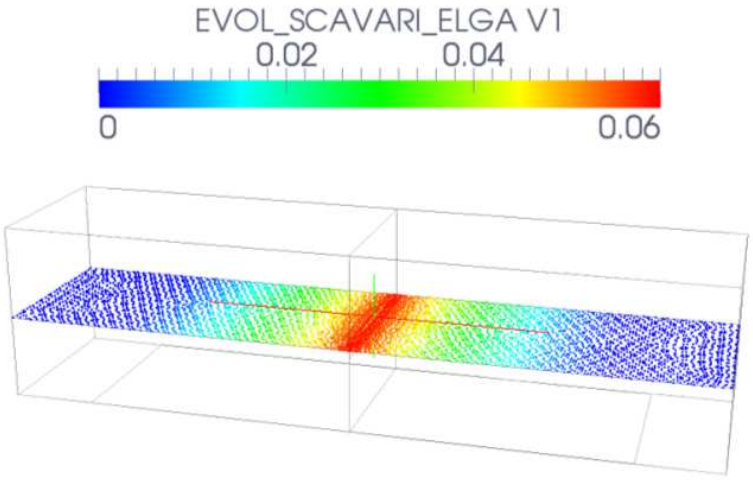


FIGURE 2.34 – Exemple de glissement de l'interface le long de l'armature

numérique.

La figure 2.36 confronte les longueurs de décohésion obtenues pour les trois jeux de paramètres avec les résultats expérimentaux. Le paramètre β qui joue essentiellement sur la partie adoucissante de la loi a peu d'influence sur la longueur de décohésion. On en déduit que seule la partie durcissante de la loi influence sur la longueur de décohésion. Le second paramètre α influence les deux parties de la loi. Une diminution de ce paramètre permet de réduire la longueur de décohésion pour une même ouverture de fissure cependant elle ne permet pas de retrouver l'évolution des ouvertures observées expérimentalement. Ce paramètre, compris entre 0 et 1, ne permet pas de recaler les résultats numériques aux résultats expérimentaux. Pour des ouvertures de fissure importantes, la décohésion est largement surestimée pour les deux premiers jeux de paramètre. Le déplacement du pic, noté a, influence énormément le comportement de la loi d'adhérence (Fig. 2.37). Une diminution de cette valeur diminue l'énergie nécessaire pour atteindre le pic de la loi d'adhérence et également pour un saut de déplacement plus faible. Le jeu de paramètre P3 représente donc le mieux l'évolution de la longueur de décohésion dans la poutre.

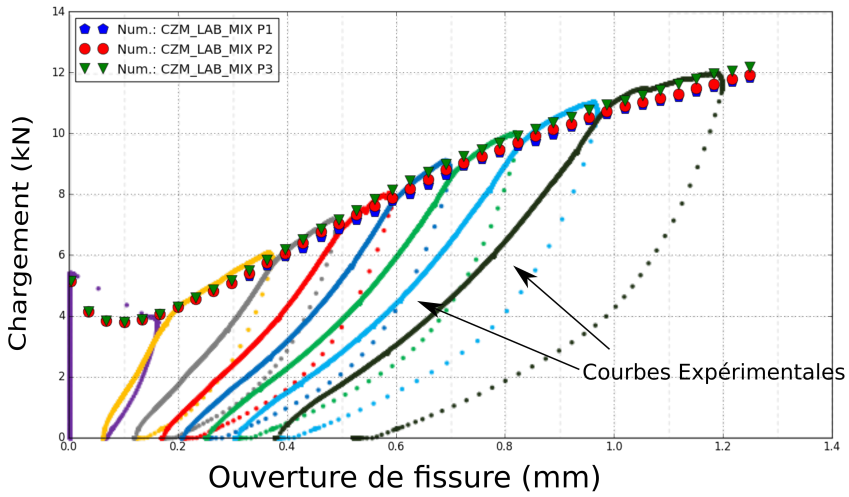


FIGURE 2.35 – Comparaison de la courbe Force-Ouverture obtenue expérimentalement (chargement cyclique) et numériquement (chargement monotone)

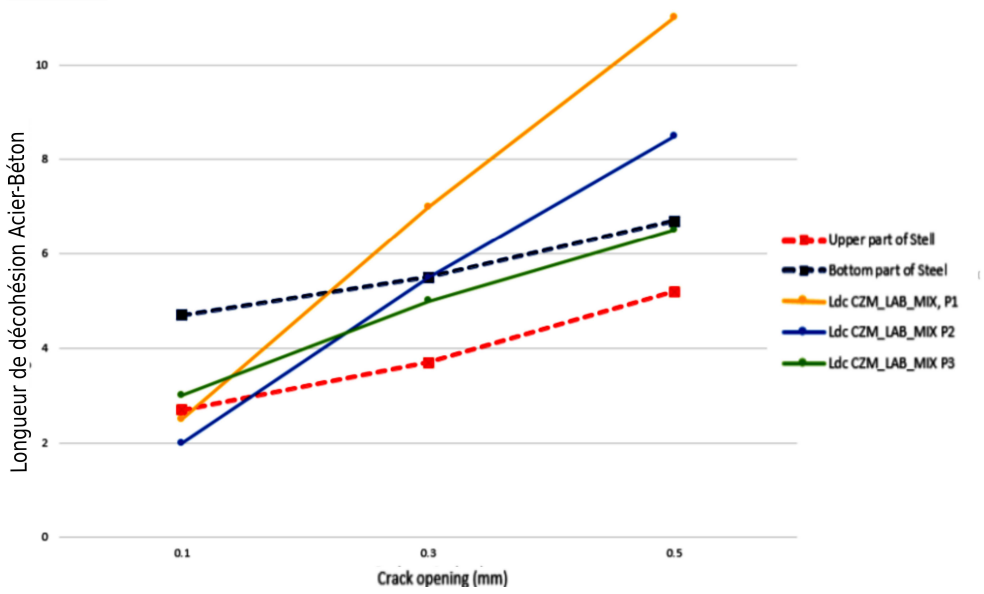


FIGURE 2.36 – Comparaison entre les longueurs de décohésion expérimentale et numérique

Conclusion La représentation de l'armature dans une poutre de cette dimension par une membrane est contestable, cependant la représentation de la décohésion de la liaison acier-béton avec les

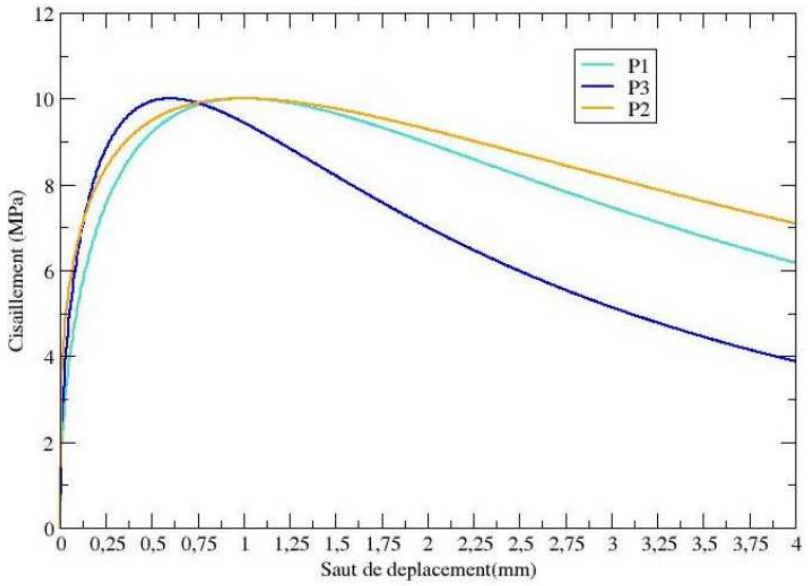


FIGURE 2.37 – Loi d'adhérence pour les 3 jeux de paramètres

éléments d'interface mixte donne des résultats tout-à-fait satisfaisants. En supposant une représentation satisfaisante de la fissuration du béton, la réponse obtenue en utilisant ces paramètres qui avaient été identifiés par M. David à partir d'un essai d'arrachement peut être améliorée en diminuant la valeur au pic de 1 mm à 0.6 mm. C'est en effet, le paramètre de la loi d'adhérence qui a le plus d'influence sur la longueur de décohésion. Le nouveau jeu de paramètres permet ainsi d'obtenir une longueur de décohésion située dans l'intervalle des mesures expérimentales.

2.3.3 Modélisation de la poutre en flexion trois points du benchmark MECA

Cet essai en béton armé est une poutre sur appuis simples en flexion trois points (sans entaille), qui a été réalisée à l'Ecole Centrale de Nantes et qui a été l'une des structures modélisées dans le cadre du benchmark MECA, organisé par EDF en 2003 (Fig.2.39) [Giry et al., 2008]. Les dimensions de la poutre sont 5,4m*0,5m*0,2m. La distance entre les appuis est de 5m. Le ferraillage longitudinal est constitué de deux aciers HA8 pour la partie supérieure et de deux aciers HA32 pour la partie inférieure. La figure 2.38 représente les armatures présents dans la poutre. Plusieurs capteurs mesurent le déplacement vertical en plusieurs points. Des jauges de déformation mesurent également la déformation de l'acier. Lors du test expérimental, un nombre important de fissure se développe au centre de la poutre.

Cet essai est particulièrement intéressant car il s'agit d'une poutre en béton armé de dimension importante avec plusieurs fissures. Elle permet d'étudier l'influence du nombre de fissure cohésive sur le comportement local et global de la poutre ainsi que l'intersection entre les éléments d'interface pour la décohésion Acier-Béton et les fissures cohésives

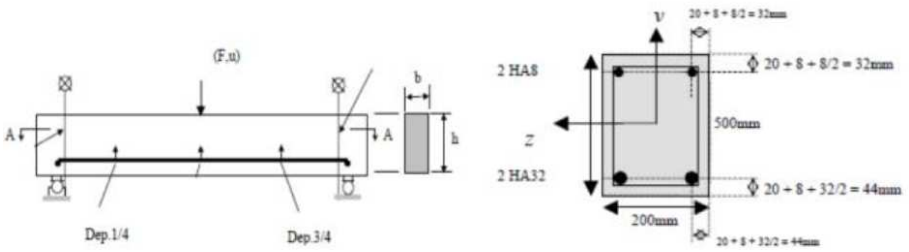


FIGURE 2.38 – Représentation du ferraillage de la poutre [Giry et al., 2008]

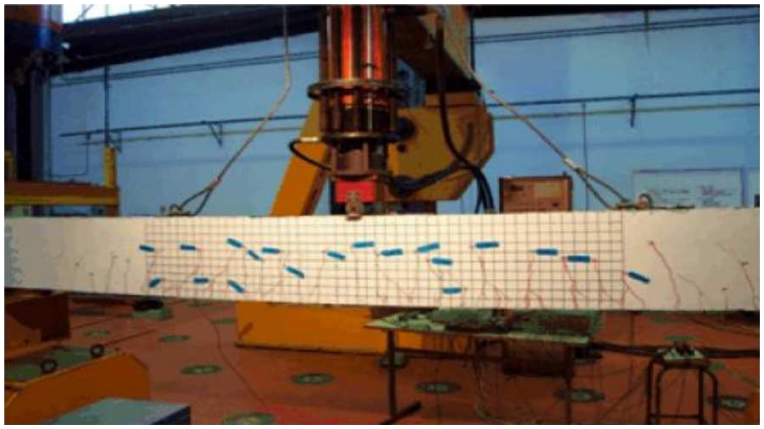


FIGURE 2.39 – Test expérimental de la poutre en flexion trois points [Giry et al., 2008]

Géométrie et Conditions Limites La poutre est en appui simple avec une distance de 5 m entre les deux appuis. Un effort vertical est appliqué au centre de celle-ci. Il est possible d'utiliser deux plans de symétrie pour ne représenter qu'un quart de la poutre. Deux types de câbles sont présents dans la poutre (Fig.2.38). On choisit de représenter les deux câbles supérieurs de même diamètre par une seule membrane et les deux câbles inférieurs avec une seule membrane également. Des fissures cohésives placées à égales distances les unes des autres intersectent les membranes. Les conditions limites de la poutre sont représentés sur la figure 2.40.

Maillage

Les armatures de même calibre sont représentées par une seule membrane. La poutre contient donc deux membranes : une représentant les armatures HA8 de la partie supérieure de la poutre et la seconde pour les armatures HA32 de la partie inférieure de la poutre. La décohésion des armatures est représentée par les éléments d'interface entre les membranes et le béton et les fissures par des plans d'éléments d'interface. Pour valider la convergence du modèle pour la discrétisation en espace, différents maillages sont créés avec 6, 9, 24 et 49 fissures cohésives équidistantes. Le maillage pour 24 fissures est représenté sur la figure 2.41.

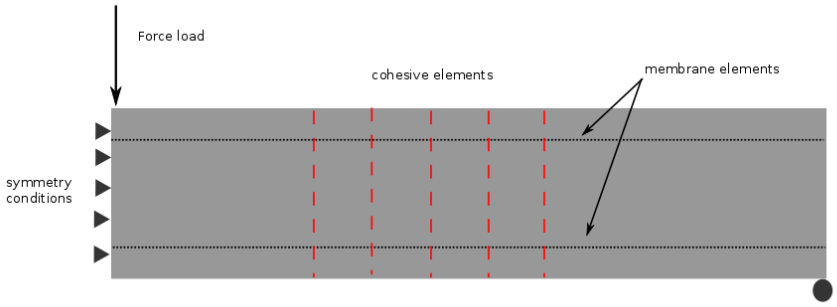


FIGURE 2.40 – Conditions limites pour la poutre du Projet MECA

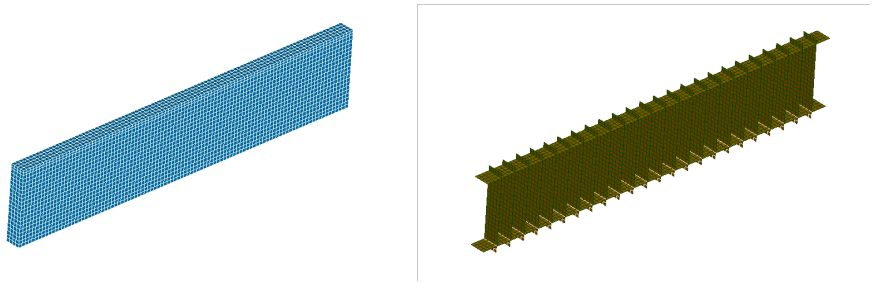


FIGURE 2.41 – Maillage de la poutre du Projet MECA

Loi de comportement et Paramètres matériaux Le béton ainsi que les membranes ont un comportement élastique. L'adhérence et les fissures cohésives sont définies respectivement par 'CZM_LAB_MIX' et 'CZM_EXP_MIX'. Les paramètres de chacune des lois sont récapitulés dans le tableau 3.3. Les paramètres matériaux ont été obtenus par des essais mécaniques classiques. Pour la loi cohésive, les paramètres standards pour la fissuration du béton ont été utilisés et les paramètres de la loi d'adhérence proviennent de la section précédente.

Paramètres du béton		Paramètre de l'Acier	
E	37.2 GPa	E	200 GPa
ν	0.2	ν	0.3
Loi cohésive exponentielle		Loi d'adhérence	
σ_m	3 MPa	τ_m	10 MPa
G_f	100 N/m	a_m	0.6 mm
		(α,β)	(0.5,2.)

TABLE 2.2 – Paramètres matériaux

Résultat et Analyse Sur la figure 2.42, la réponse Force-Déplacement verticale avec 24 fissures cohésives est en deux parties : une partie linéaire élastique jusqu'à 70 kN et au delà, une partie non-linéaire correspondant d'abord à la création de plusieurs fissures, à leur ouverture avec début du glissement des armatures, puis à la plastification des armatures. Pour des flèches plus importantes (5 à 15 cm environ), le bon niveau d'effort est obtenu. Pour les flèches très importantes, l'écart se creuse à nouveau, car la plastification des aciers n'a pas été modélisée. L'utilisation d'élément cohésif permet donc de reproduire le comportement global d'une poutre sans nécessairement connaître la position des fissures.

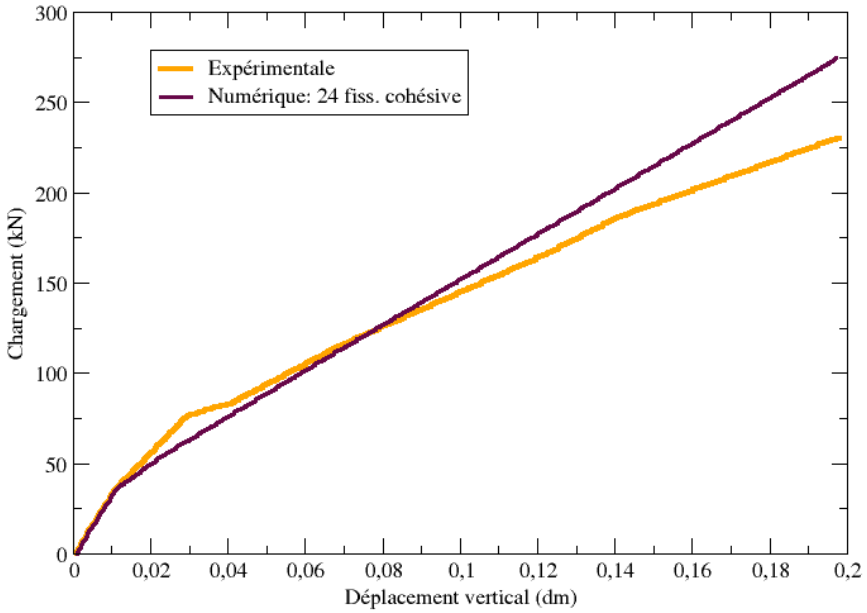


FIGURE 2.42 – Comparaison entre la courbe Chargement-Déplacement vertical obtenue expérimentalement et numériquement avec 24 fissures cohésives

Sur la figure 2.43, on étudie l'influence du nombre de fissures cohésives dans la poutre. Une augmentation du nombre de fissures cohésives diminue la résistance en flexion de la poutre et diminue la différence entre les courbes numériques et expérimentales. Au delà de 24 fissures cohésives, le comportement de la poutre n'évolue plus et le nombre de fissures ouvertes reste constant.

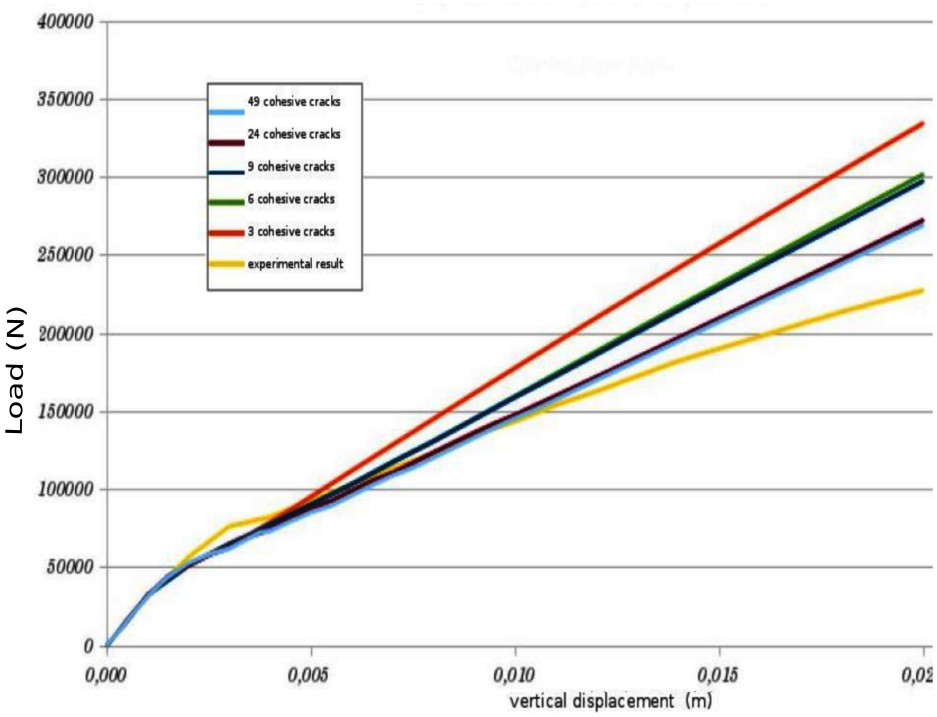


FIGURE 2.43 – Evolution Effort-Flèche de la poutre flexion 3 points

La figure 2.44 montre la poutre déformée avec 24 fissures cohésives pour trois niveaux de chargement. Les premières ouvertures de fissures sont concentrées dans la partie centrale de la poutre comme dans l'essai expérimental tandis qu'à la fin du test, les fissures ouvertes sont uniformément réparties sur les trois-quarts de la poutre. En comparaison à différents travaux cherchant à reproduire cet essai avec un modèle d'endommagement continu, ce résultat est intéressant car il permet d'identifier facilement le nombre de fissures et les ouvertures et il est assez proche des observations expérimentales (Fig.2.45). Pour 24 et 49 fissures cohésives ouvertes, le nombre de fissures ouvertes est limité à 16 (Tableau 2.3) et l'ouverture moyenne converge vers 230 μm.

Nbr de fiss. cohésives	Nbr de fiss. cohésives ouvertes	Ouvert. max. (μm)	Ouvert. moyenne (μm)
49	16	420	230
24	16	520	234

TABLE 2.3 – Pour deux maillages (24 et 49 fissures), nombre de fissures ouvertes et ouverture moyenne

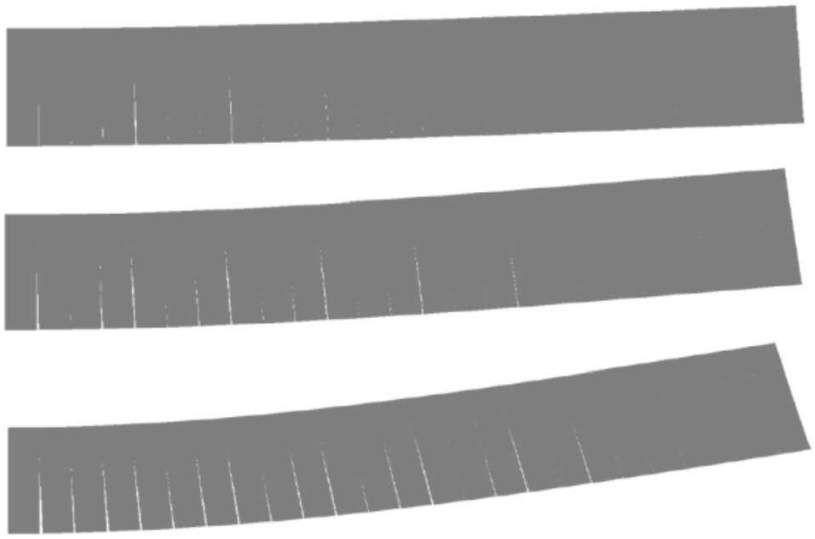


FIGURE 2.44 – Représentation du faciès de fissuration de la poutre en flexion avec 24 fissures cohésives pour 3 niveaux de chargement : 10kN, 15 kN et 20 kN

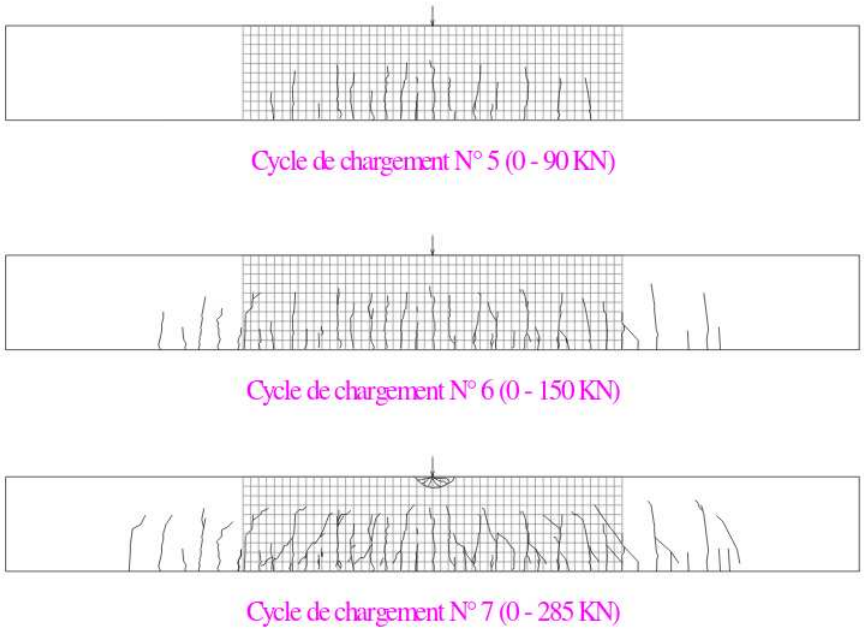


FIGURE 2.45 – Relevée de fissuration de la poutre MECA à différents chargements [Giry et al., 2008]

Conclusion

La représentation de la fissuration et de la décohésion acier-béton avec les éléments d'interface

ont permis de retrouver le comportement global et local de la poutre sans connaître a priori le trajet de fissuration. A partir d'un nombre important de fissure cohésive, le modèle converge une solution proches des résultats expérimentaux. Et le nombre de fissure est assez proche de ce qui a été observé expérimentalement. Cependant, une discrétisation en espace avec un nombre minimum d'éléments entre chaque fissure cohésive doit être respectée afin d'avoir un champ de contrainte exact le long de la membrane. Un compromis doit être trouvé afin d'obtenir une bonne représentation du comportement de la poutre et d'avoir un temps de calcul raisonnable.

2.4 Cohabitation entre les modèles de fluage et les modèles décrivant la fissuration du béton

Le modèle retenu pour modéliser les déformations différées du béton permet de représenter à fois le fluage propre, le fluage de dessication ainsi que le retrait endogène et de dessiccation. Il a été développé par EDF et implanté dans Code_Aster sous le nom " BETON_BURGER_FP ".Dans cette partie, nous souhaitons étudier la fissuration d'un milieu ayant subi des déformations différées. Étant donnée que dans le cas de l'enceinte, seule la fissuration en traction du béton nous intéresse et que les périodes de sollicitation de l'enceinte (visite décennale) sont trop courtes pour observer une interaction entre le fluage et la fissuration du béton, nous avons choisi de ne pas introduire de couplage entre les deux phénomènes. Pour cela, une simulation d'une partie d'enceinte nous permet de vérifier la cohérence de notre choix et de vérifier la convergence entre ces deux briques de modélisation après une présentation du modèle de fluage.

2.4.1 Modèle de fluage - Description du modèle

Le modèle de fluage retenu est en accord avec le rôle fondamental que joue l'eau dans le phénomène du fluage propre du béton. Il est basé sur l'existence de deux mécanismes de fluage liés aux régimes cinétiques déjà présentés dans la section 1.3.3 : fluage à court terme et fluage à long terme. Chacun de ces mécanismes est décrit par un modèle rhéologique. Le développement du modèle a été réalisé en considérant plusieurs hypothèses :

- La loi est décrite dans le cadre des petites perturbations (HPP)
- Le tenseur des déformations totales est décomposé en plusieurs termes relatifs aux processus considérés. S'agissant de la description des différents mécanismes de déformations différées des bétons, on admet que la déformation totale s'écrit : $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fds} + \varepsilon_{rd} + \varepsilon_{re}$ où ε_{fp} et ε_{fds} représentent le fluage propre, le fluage de dessiccation et ε_{rd} et ε_{rs} représentent le retrait de dessication et endogène.
- Le fluage peut être décomposé en un processus découplant une partie sphérique et une partie déviatorique : où ε_{fs} et ε_{fd} représentent la partie sphérique et la partie déviatorique.
- Pour tenir compte de l'effet de l'humidité interne, les déformations internes sont multipliées par l'humidité relative interne : $\varepsilon_{fs} = h.f(\sigma_s)$ et $\varepsilon_{fd} = h.f(\sigma_{fd})$ où h désigne l'humidité

relative interne.

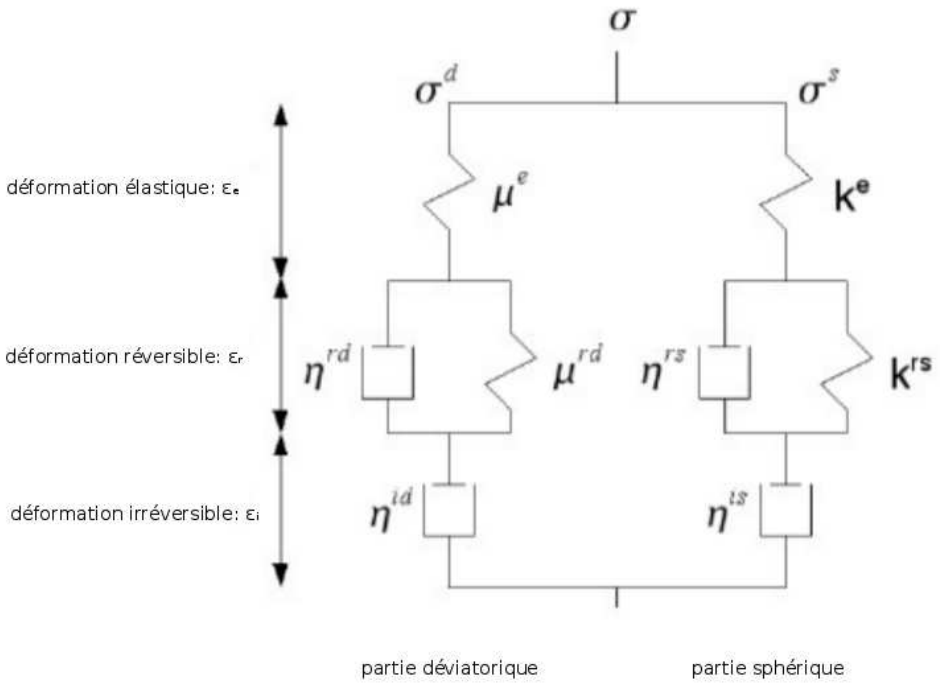


FIGURE 2.46 – schéma rhéologique du modèle de fluage $BETON_BURGER_FP$

Le modèle propose une représentation du fluage propre avec des modèles rhéologiques simples (fig. 2.49). La branche de gauche représente la partie déviatorique et la branche de droite la partie sphérique. Chaque branche a une représentation équivalente composée de trois parties : un ressort qui définit la partie élastique, un solide de Kelvin Voigt linéaire pour modéliser le fluage réversible et un liquide de Maxwell avec une viscosité non-linéaire pour modéliser le fluage à long terme irréversible.

Hormis les paramètres du domaine élastique, le modèle contient 7 paramètres matériaux μ^{rd}, η^{rd}, η^{id}, η^{is}, η^{rs}, k^{rs} et κ. La figure 2.49 représente le fluage en fonction du temps avec les paramètres du tableau 2.4 pour un cube sous contrainte constante.

μ^{rd}	η^{rd}	η^{id}	η^{is}	η^{rs}	k^{rs}	κ
5.0E9 MPa	3e-3 MPa.s	1.05E6 MPa.s	2.1E6 MPa.s	1E10 MPa.s	6.E4 MPa	10

TABLE 2.4 – Paramètres de $BETON_BURGER_FP$

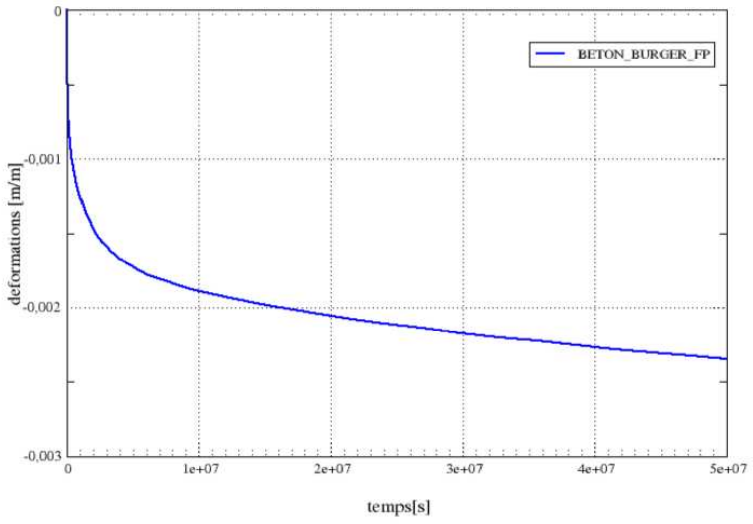


FIGURE 2.47 – Evolution du fluage propre d'un cube avec un chargement en compression constant

2.4.2 Caractérisation d'un "effet de structure"

Dans la communauté scientifique, aucune description phénoménologique ne fait l'unanimité sur l'interaction entre la fissuration et le fluage. L'observation expérimentale d'une dégradation du béton sous un chargement constant inférieur à la limite de rupture est visible pour des chargements supérieurs à 75 % à la limite de rupture. Dans les structures précontraintes, on suppose que le fluage va influencer le comportement des fissures de manière "directe" en affectant les processus de fissuration mais également de manière indirecte par un effet de structure. Comme la valeur de précontrainte n'excède pas 50% de la limite en compression et que la durée d'un accident grave ne dépasse pas une journée, seul l'effet de structure permet au fluage d'influencer le comportement des fissures dans la structure. Le test suivant permet d'appuyer l'hypothèse dans laquelle le cas de l'enceinte n'impose pas d'introduire une relation entre le comportement cohésif des fissures et le modèle de fluage.

Description de la modélisation Une partie d'enceinte traversée par un câble de précontrainte est étudiée. La portion a un rayon interne de 9 m et un rayon externe de 10 m. L'écart entre les deux faces est de 20°. Le câble de précontrainte de rayon 0.1 m se trouve au centre de la portion et la hauteur de la portion est de 2 m (fig.)

Le calcul s'effectue en deux étapes :

— Dans la première étape, le câble subit une déformation afin d'obtenir une précontrainte de 10 MPa dans le béton. Les deux faces sont bloquées en déplacement suivant la normale (Fig.2.48). Le comportement du béton est le modèle BETON_BURGER_FP. Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau 2.4. Ils ont été choisis de manière totalement arbitraire afin

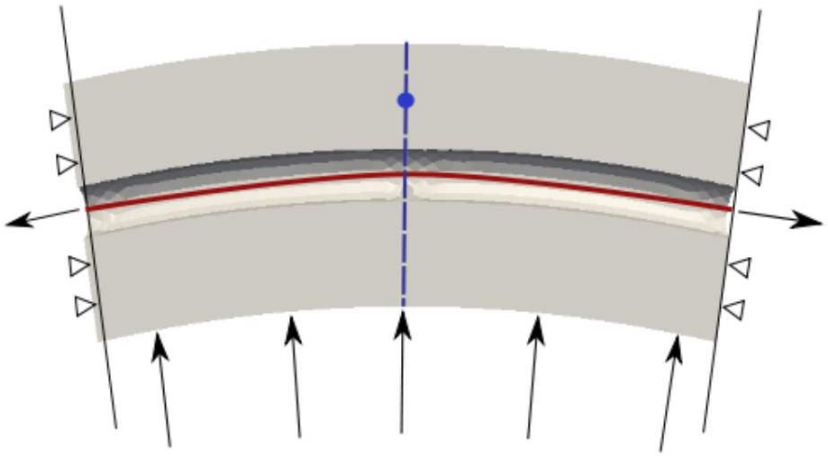


FIGURE 2.48 – Schéma de la portion d'enceinte

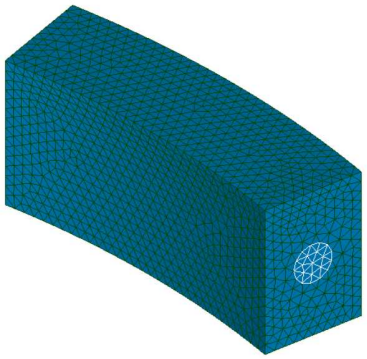


FIGURE 2.49 – Maillage de la portion d'enceinte testé

d'avoir une chute rapide de la précontrainte. Le calcul de fluage est effectué sur une période de 5 ans.

— La seconde étape consiste à récupérer le champ de contrainte du béton à différents instants de fluage : 3 mois, 1 an et 3 ans. Il est ensuite utilisé comme un état initial sur la même géométrie avec un élément cohésif au centre (Fig.2.48). Le comportement de l'élément cohésif est représenté par une loi linéaire avec une énergie de fissuration du béton de 100 N/m et une limite de rupture de 3 MPa. Les différents instants sont soumis à une pression interne croissante jusqu'à ouverture de la fissure. On s'intéresse aux valeurs de pression permettant l'ouverture de la fissure.

"Effet de structure" Pour observer « l'effet de structure », la contrainte circonférentielle est tracée sur la Figure 2.50. La courbe noire discontinue représente la chute de la contrainte dans le béton à cause du fluage. Une chute de 3% en 3 mois, 10% en 1 an et 20% en 3 ans est obtenue avec les paramètres retenus. Les trois moments étudiés sont représentés par un point bleu. Une mise sous pression est effectuée à ces trois instants (courbe rouge). Pour une pression interne imposée de 4 bars, la fissure s'ouvre après 3 ans de fluage, alors qu'elle restait fermée après 3 mois ou un an. La pression nécessaire pour ouvrir les fissures aux différents instants de fluage est récapitulée dans le Tableau 1. Ainsi la pression nécessaire pour ouvrir la fissure diminue avec le temps sans interaction du modèle de fluage sur les éléments cohésifs.

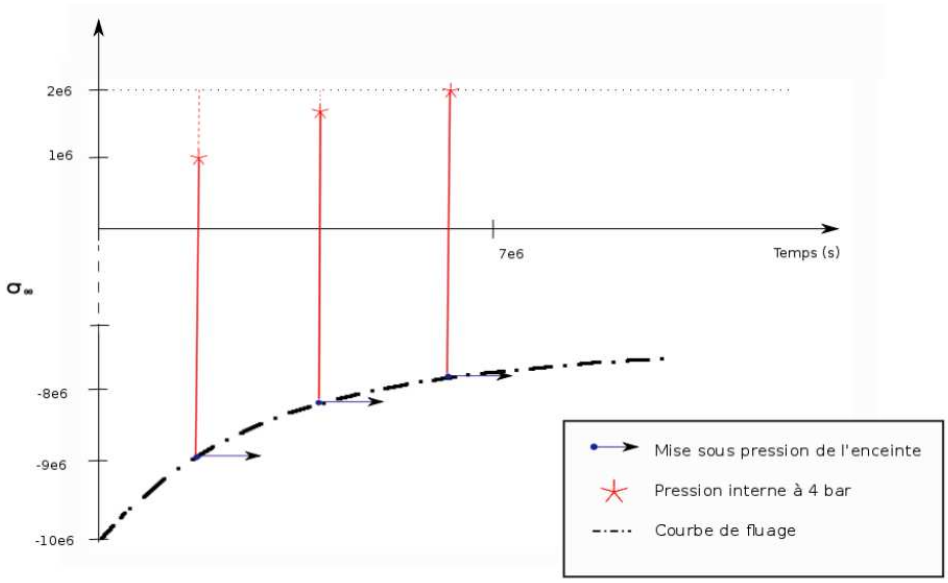


FIGURE 2.50 – Evolution de la contrainte circonférentielle dans la portion d'enceinte

Temps de fluage (année)	0.5	1	3	5
Pression interne (bar)	4.8	4.2	3.7	3.4

TABLE 2.5 – Tableau récapitulatif des résultats

Conclusion

L'étude montre donc qu'il est possible de simuler l'"effet de structure" avec le modèle BETON_BURGER_FP et des éléments cohésifs et d'observer l'influence du temps sur l'ouverture des fissures. Aucun problème sur la convergence des modèles n'a été observé.

De plus comme, dans le cas d'une enceinte, la précontrainte dans le béton est nettement inférieur à la résistance du béton en compression (précontrainte de 12 MPa pour une limite de rupture du

béton de 30 MPa), un “fluage tertiaire” ne risque pas de se produire.

2.5 Conclusion sur les différentes briques de modélisation

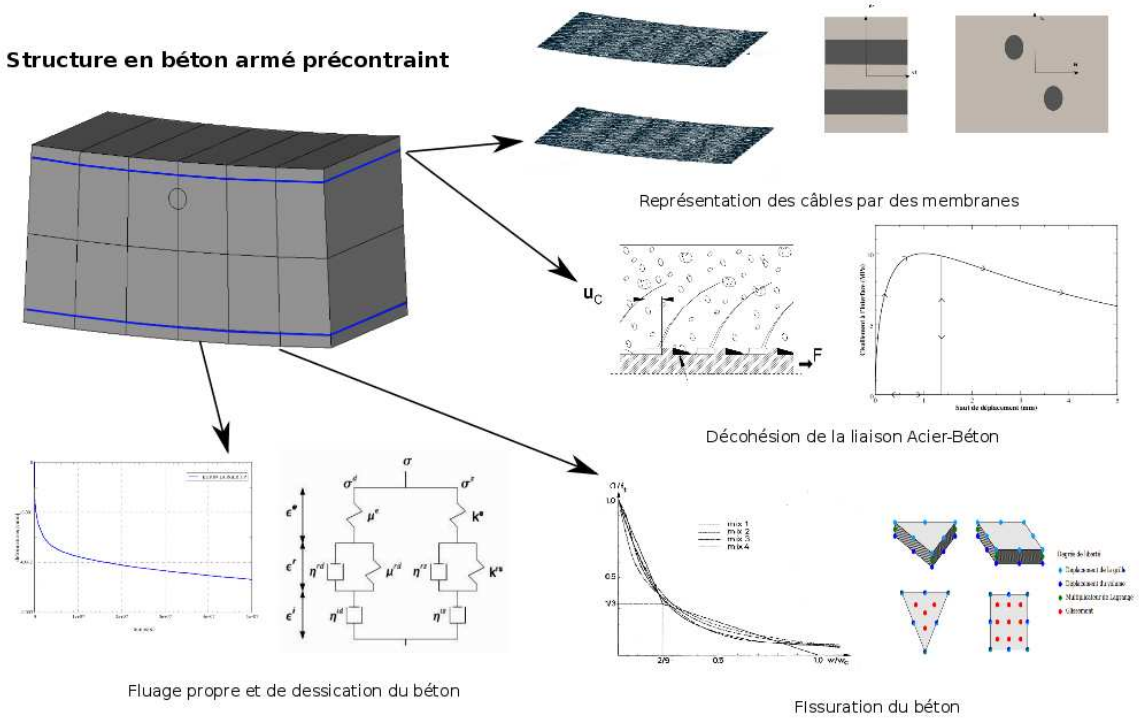


FIGURE 2.51 – Représentation des différents phénomènes des structures en béton armé

Ce chapitre a permis de vérifier :

— qu’une loi cohésive exponentielle et des éléments d’interface était apte à décrire la fissuration du béton pour des trajets de fissuration simples.

— qu’en décrivant les aciers passifs et les câbles de précontrainte sous forme de nappe, en les associant à un modèle d’interface et une loi de décohésion, on était en mesure d’obtenir des courbes Force-Déplacement cohérentes, des profils de fissuration et des ouvertures de fissures réalistes, grâce à une bonne représentation des longeur de décohésion le long des armatures

— qu’il était possible de modéliser la fissuration du béton sous chargement monotone pour un béton ayant flué (et pas seulement élastique)

En outre, nous avons pu vérifier que nous pouvions représenter les câbles de précontrainte horizontaux d’une enceinte par une seule membrane même si elles sont disposées en quinconce et qu’ils

était possible de représenter de manière approchée la déviation des câbles (autour du sas) avec des éléments membranes et avoir des résultats cohérents.

Ce chapitre a donc permis d'étendre ou de valider les différentes briques de modélisation pour étudier les enceintes de confinements. La figure 2.51 représente pour une partie courante d'enceinte les différentes briques de modélisation utilisées dans la suite de la thèse.

Chapitre 3

Etude de différentes parties de l'enceinte de confinement

Sommaire

3.1 Modélisation d'une PArtie Courante d'Enceinte - PACE1450 121

3.1.1 Description du programme expérimental 121

3.1.2 Modélisation de l'essai PACE 122

3.1.3 Résultats et Analyses 129

3.2 Modélisation du Gousset de VerCors 133

3.2.1 Présentation de la maquette VerCors 133

3.2.2 Modélisation du Gousset lors du jeune âge 135

3.2.2.1 Modélisation du Gousset 136

3.2.2.2 Paramètres Thermiques et Mécaniques 141

3.2.3 Résultats Thermiques 142

3.2.4 Résultats Mécaniques 146

3.3 Modélisation du TAM de la maquette VerCors 150

3.3.1 Modélisation du TAM 150

3.3.2 Description du Tampon d'accès matériel - TAM 150

3.3.3 Résultats et Analyses 153

3.4 Bilan concernant la modélisation de l'enceinte 156

Ce chapitre a pour but de modéliser différentes parties de l'enceinte de confinement (Fig.3.1). La première modélisation concerne une campagne expérimentale sur une partie courante d'enceinte - PACE1450. Cette partie reprend les travaux de Martin David sur cet essai avec la prise en compte du séchage et l'ajout d'un modèle de fluage. Cela permet de valider notre capacité à simuler les parties 'non-singulières' de l'enceinte.

La seconde modélisation est le gousset de l'enceinte de confinement. Cette partie, qui joue le rôle de jonction entre le mur et le radier de l'enceinte, développe une fissuration importante durant la

période de jeune âge à cause d'un retrait gêné et des déformations thermiques. Elle est considérée comme une source potentielle de fuite dans l'enceinte. Le jeune âge est simulé par un chaînage simple entre un calcul thermique et un calcul mécanique.

La dernière modélisation concerne la zone autour du Tampon d'Accès Matériel (nommé TAM dans la suite) de l'enceinte. La difficulté par rapport à une partie courante d'enceinte est la présence d'un sas en acier entraînant une déviation des câbles de précontrainte.

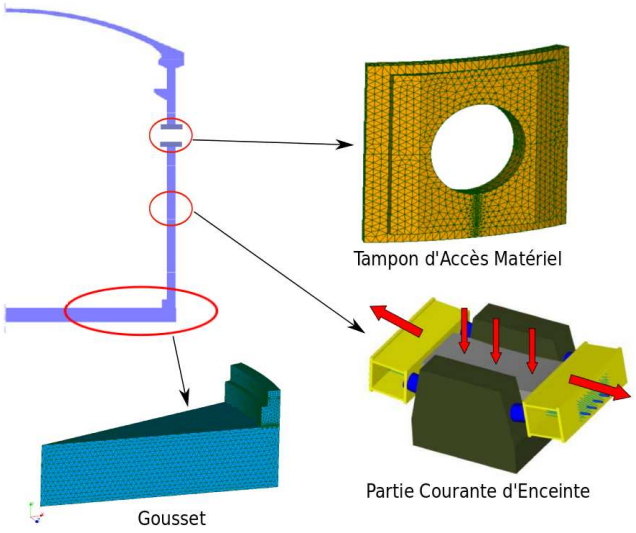


FIGURE 3.1 – Application des différents outils de modélisation à trois zones de l'enceinte de confinement

3.1 Modélisation d'une PArtie Courante d'Enceinte - PACE1450

3.1.1 Description du programme expérimental

Un programme expérimental PACE 1450 a été mené en partenariat avec Karlsruher Institut für Technologie (KIT) et MPA-Karlsruhe. L'objectif de cette campagne d'essai était de permettre de valider des outils numériques de fissuration sur une structure représentative d'une partie courante d'enceinte de confinement du palier 1450 MWe. Les essais visent à reproduire les conditions d'une montée en pression d'une enceinte lors des épreuves décennales. Cette maquette permet également d'étudier la problématique de la fuite en air.

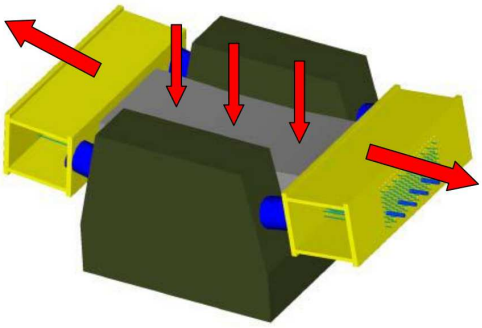


FIGURE 3.2 – Principe de l'essai PACE 1450

Le principe de l'essai est présenté sur la figure 3.2. L'élément d'enceinte considéré mesure 2.4m de large, 1.8m de haut et 1.2m d'épaisseur. Cet élément d'enceinte est placé en position basculée sur un support en berceau, de sorte que la face supérieure de la maquette corresponde à la face interne de l'enceinte de confinement. Il présente le même schéma de ferraillage qu'une enceinte de confinement réelle : deux nappes d'armatures sur les faces interne et externe (voir Fig. 3.4 et Fig.3.5), un câble de précontrainte vertical et quatre câbles de précontrainte horizontaux. Les câbles de précontrainte horizontaux sont soumis à un chargement en traction par des vérins au niveau des "oreilles métalliques" (steel ear) fixées de part et d'autre de la maquette pour reproduire la précontrainte d'une enceinte (voir Fig. 3.3). Le câble vertical n'est soumis à aucune tension. Une chambre de mise en pression sur la face supérieure permet de simuler le chargement correspondant à une montée en pression de l'enceinte. Ce système permet de reproduire les conditions de chargement d'une enceinte réelle.

Le programme expérimental s'est déroulé de la façon suivante. La maquette a été construite en juillet 2007. Un premier essai en octobre 2007 a permis de valider la conception et l'instrumentation de la maquette. Une première série d'essais nommés RUN 1, RUN 2 et RUN 3 a été réalisée sous une pression de 5.3 bars correspondant à la pression de dimensionnement de l'enceinte. Après chaque essai, le niveau de précontrainte des câbles horizontaux a été diminué progressivement de 100% à 60 % de la valeur de référence dans les enceintes (12MPa). Cette diminution de la précontrainte a

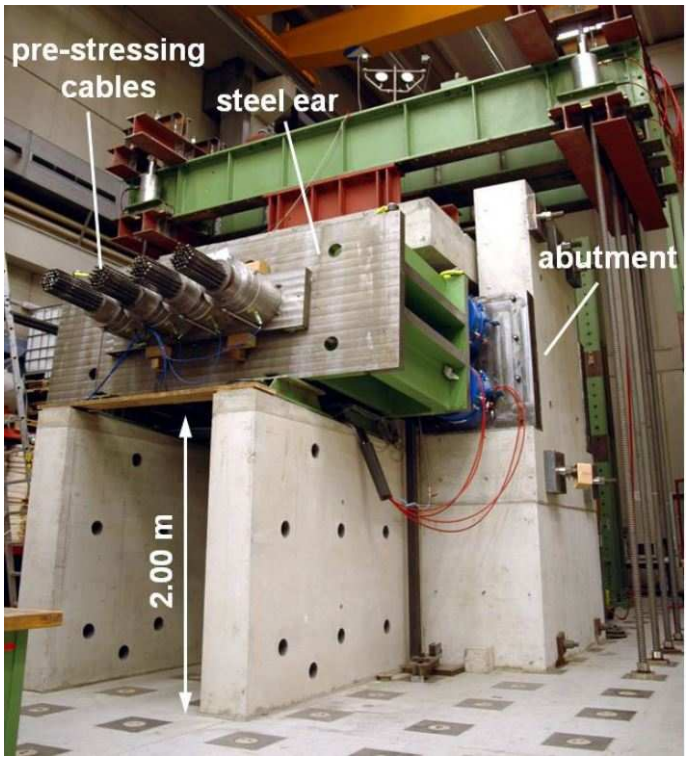


FIGURE 3.3 – Photo du dispositif expérimental

permis de reproduire l'effet des déformations différées du béton, 60% représente la chute de précontrainte à 60 ans de fonctionnement. Lors du RUN 4, la maquette a été soumise à une pression de 6 bars afin d'obtenir la fissuration de la maquette. La figure 3.6 permet de visualiser le faciès de fissuration à l'issue des 4 essais. A la suite de cet essai, on observe quatre fissures réparties sur la moitié de la maquette mais seule la fissure C11 est réellement débitante. Deux essais expérimentaux supplémentaires, RUN 5 et RUN 6, ont été effectués en mai 2009 et mars 2010, afin de quantifier le débit de fuite à travers la portion d'enceinte fissurée en fonction de la pression. L'intérêt pour la validation de nos modèles est que l'ouverture des fissures a été mesurée en quelques points de l'extrados.

3.1.2 Modélisation de l'essai PACE

Dans le cas de la thèse, l'essai PACE1450 possède plusieurs atouts importants permettant de valider notre capacité à simuler une partie courante d'enceinte :

— Les dimensions caractéristiques (épaisseur, courbure,..) et le ferraillage (grilles d'armatures et câbles de précontrainte) sont identiques aux enceintes de confinement
— Un système de vérin hydraulique applique une précontrainte sur la structure
— Des fissures traversantes ont été créées sous un chargement mécanique connu.

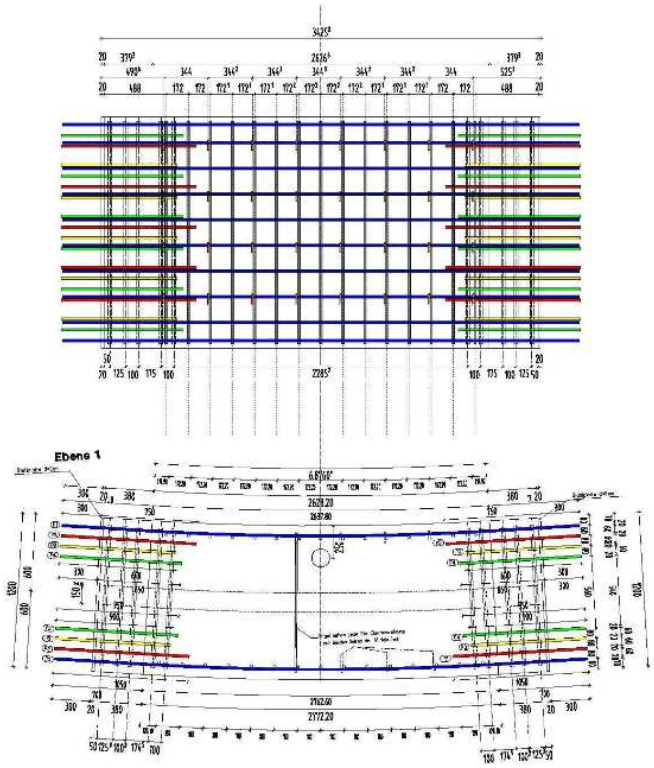


FIGURE 3.4 – Schéma de ferraillage de la structure PACE. Les armatures sont en bleu sur les faces interne et externe. Les autres barres d'acier servent à transférer les efforts entre les oreilles et le béton.

FIGURE 3.5 – Les gaines des quatre câbles de précontrainte horizontaux de l'élément de structure PACE 1450

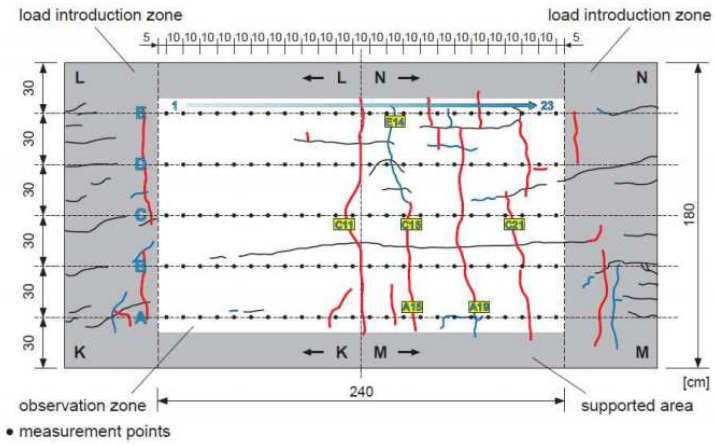


FIGURE 3.6 – Relevé de fissuration de la face extérieure de la maquette PACE

— Ces fissures ont été réouvertes sous le même chargement quelques mois plus tard, et les ouvertures des fissures en surface ont été mesurées.

Géométrie, Conditions limites et Chargements

Pour simplifier la modélisation, seule la portion centrale est représentée (Fig. a) 3.7). La portion mesure 2.4 m dans le sens de la longueur, 1.4 m dans le sens de la largeur, et présente une épaisseur de 1.2 m. Étant donné qu'un seul câble de précontrainte vertical est présent dans l'essai, il est représenté avec sa gaine par un cylindre. Les armatures et les câbles horizontaux sont représentés par des membranes.

La montée en pression de l'enceinte est représentée par une pression appliquée sur la face intérieure. La précontrainte est représentée par une déformation des câbles de précontrainte horizontaux. Les déplacements normaux sont supposés nuls sur les deux faces latérales. Une pression de 1 MPa est également appliquée sur les deux autres faces latérales (Fig. b) et c) 3.7).

Maillage de la structure

Le maillage est présenté sur la figure 3.8. Il comporte 54 000 éléments quadratiques et 84 200 nœuds dont 7000 éléments d'interface dégénérés pour représenter la décohésion des armatures et des câbles de précontraintes horizontaux ainsi que les fissures cohésives.

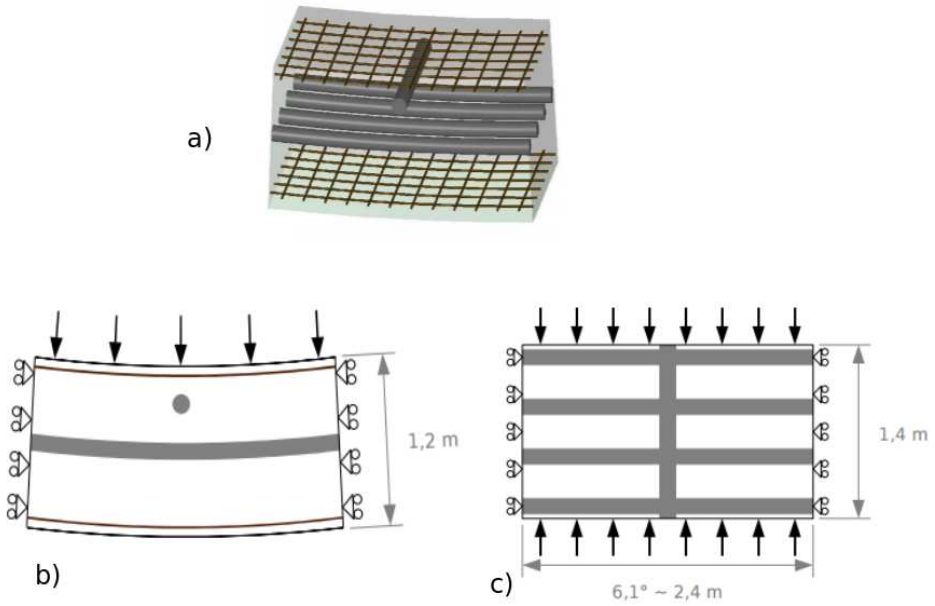


FIGURE 3.7 – Schéma de la portion de PACE modélisée et conditions limites : a) Représentation de la portion. b) Vue transverse de la maquette. c) Vue du dessus de la maquette

Loi de comportement et Paramètre matériaux

On suppose que les armatures et le câble restent dans le domaine élastique. Les caractéristiques matériaux sont récapitulées dans le Tab.3.1. Concernant le câble vertical et sa gaine, on néglige le coulis de ciment entre les deux. On homogénéise grossièrement le comportement du câble, du coulis de ciment et de la gaine en un seul matériau homogène. Le module d'Young homogénéisé est de 44 GPa et le coefficient de Poisson est fixé à 0,3.

La décohésion Acier-Béton pour les armatures est assurée par des éléments cohésifs avec la loi de d'adhérence présentée dans le chapitre précédent (CZM_LAB_MIX). Les paramètres de cette loi (Tab.3.2) sont obtenus à partir d'un essai d'arrachement dans la thèse de M.David ([David, 2012]). Le coulis de ciment n'est pas injecté dans les gaînes des câbles de précontrainte. On considère que la membrane glisse sans frottement dans le béton.

Cinq fissures sont représentées par des plans d'éléments cohésifs avec une loi exponentielle. On considère une limite de rupture du béton en traction de 3 MPa et une énergie de fissuration de 100 N/m. La position de ces fissures est postulée. Elles sont réparties de manière homogène sur la maquette avec un espacement de 40 cm. Un compromis sur le nombre de fissures a été fait entre ce qui est attendu physiquement et le coût en terme de maillage. Le nombre de ces fissures correspond

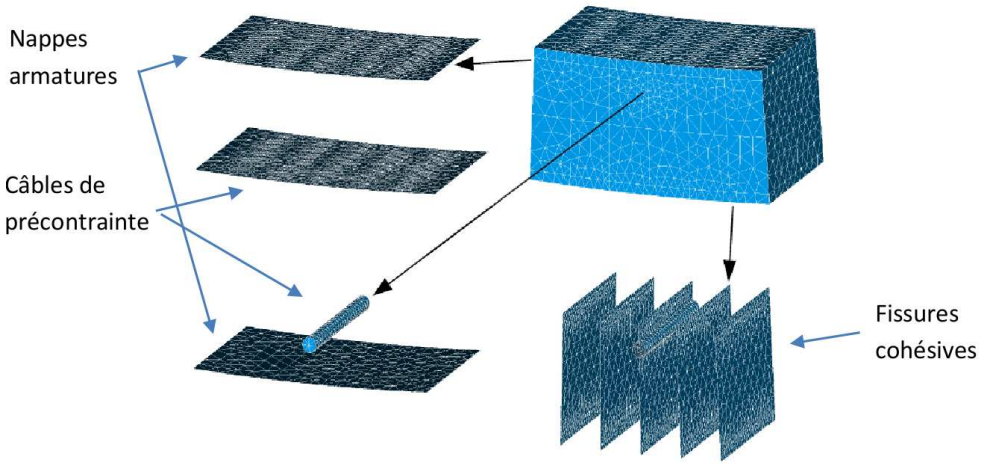


FIGURE 3.8 – Maillage de la maquette PACE : Les nappes d'armatures et les câbles de précontrainte horizontaux sont modélisés par des membranes. Le câble vertical est modélisé en trois dimensions. La décohésion Acier-Béton ainsi que cinq fissures sont maillées par des éléments d'interface.

plus ou moins au nombre de fissures observées expérimentalement ; cependant leur répartition est assez différente.

Le fluage est représenté par le modèle de fluage de Code_Aster : BETON_BURGER_FP. Les paramètres utilisés pour le modèle de fluage proviennent d'une étude interne à EDF (Tab.3.3).

Paramètres du béton	
E	26 GPa
Coeff. Poisson	0.22
Paramètres Acier	
E	200 GPa
Coeff. Poisson	0.3

TABLE 3.1 – Paramètres du béton et de l'acier

Loi d'adhérence	(α,β)	τ_m	a_m
	(0.5,1)	10 MPa	0.9mm

TABLE 3.2 – Paramètres de la loi d'adhérence CZM_LAB_MIX

Scénario de chargement

La structure subit deux chargements : la précontrainte à travers la mise en tension des câbles horizontaux et la montée en pression de l'enceinte à travers la chambre de mise en pression. Pour prendre en compte les effets de fluage, l'historique de chargement en précontrainte est appliqué à la maquette. La structure est mise en précontrainte à 100% (environ 10 MPa) à partir du quatrième

Loi de fluage BETON_BURGER_FP	
κ	8.10^{-4}
k^{rs}	$5.17\ 10^{10}$
η^{rs}	$5.\ 10^{17}$
η^{is}	$3.4\ 10^{18}$
k^{rd}	$2.85\ 10^{10}$
η^{rd}	$5.\ 10^{16}$
η^{id}	$1.7\ 10^{18}$

TABLE 3.3 – Paramètres du modèle de fluage

mois. La précontrainte est ensuite diminuée graduellement de 20% au date du RUN 2 et 3 comme lors de l'essai expérimental. Cette précontrainte est produite par une déformation imposée à la membrane représentant les câbles de précontrainte horizontaux. Le tableau 3.4 et la figure 3.10 représentent l'évolution du niveau de précontrainte.

Essai	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4	RUN 5-6
Pression maximale (bars)	5.3	5.3	5.3	6	6
Niv. de précont.	100%	80%	60%	60%	60%
Date	4 mois	5 mois	7 mois	15 mois	22-30 mois

TABLE 3.4 – Tableau récapitulatif des essais : niveau de précontrainte et pression

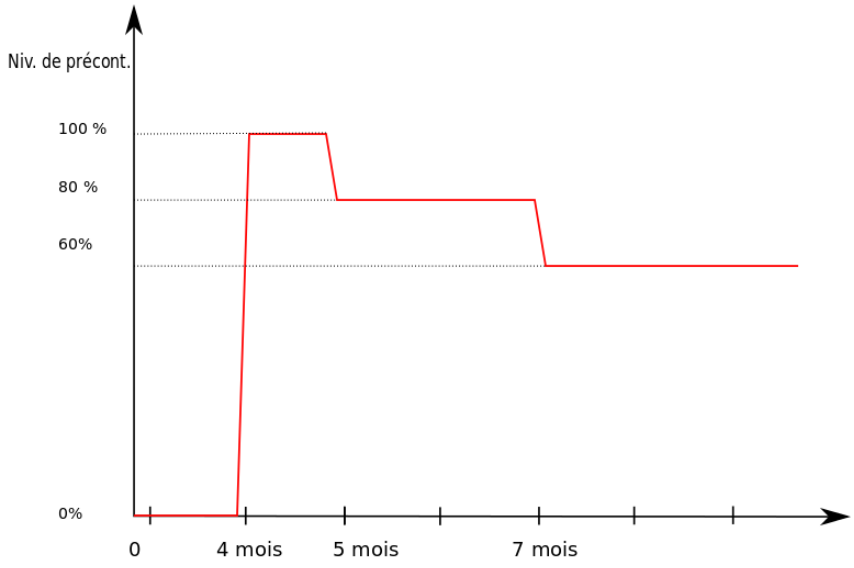


FIGURE 3.9 – Historique du niveau de précontrainte de la maquette PACE

Les RUN 1, 2 et 3 ne sont pas simulés car le chargement n'est pas suffisamment important pour

fissurer la structure. Au RUN 4, la pression augmente linéairement jusqu'à 6 bars pour obtenir l'ouverture des fissures. Le chargement appliqué sur la structure pendant le RUN 6 est représenté sur la figure 3.10 avec l'ouverture de la fissure C15 (voir Fig. 3.6) mesurée expérimentalement. La pression atteint successivement plusieurs valeurs de palier : 4 bars, 5 bars, 5 .3 bars, 6 bars, 5.3 bars, 5 bars et 4 bars.

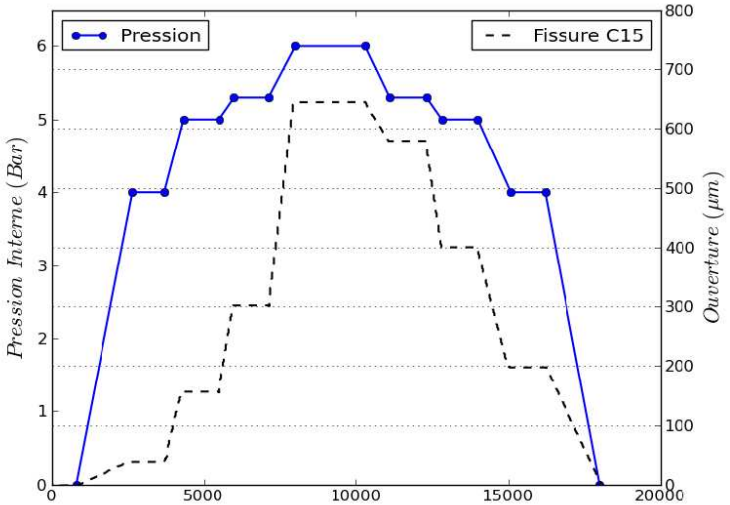


FIGURE 3.10 – Historique de pression du RUN 6 et ouverture d'une fissure C15 de la maquette PACE

3.1.3 Résultats et Analyses

La déformation tangentielle d'un capteur situé sur la face supérieure (capteur S1) est comparée à la déformation tangentielle numérique dans la même zone de la maquette sur la figure 3.12. On trouve facilement les variations de la précontrainte à 98 jours (essai de vérification de l'instrumentation de la maquette), 127 jours (80Les pics sur la courbe expérimentale correspondent aux montées en pression à chaque RUN. Le modèle de fluage permet de trouver des pentes similaires entre chaque variation de précontrainte. Pour les niveaux de précontrainte de 100% et de 80%, les variations dans le temps sont faibles. Sur l'ensemble de la période, la modélisation sous-estime légèrement la déformation au cours du temps mais nous conforte dans notre modélisation du fluage du béton.

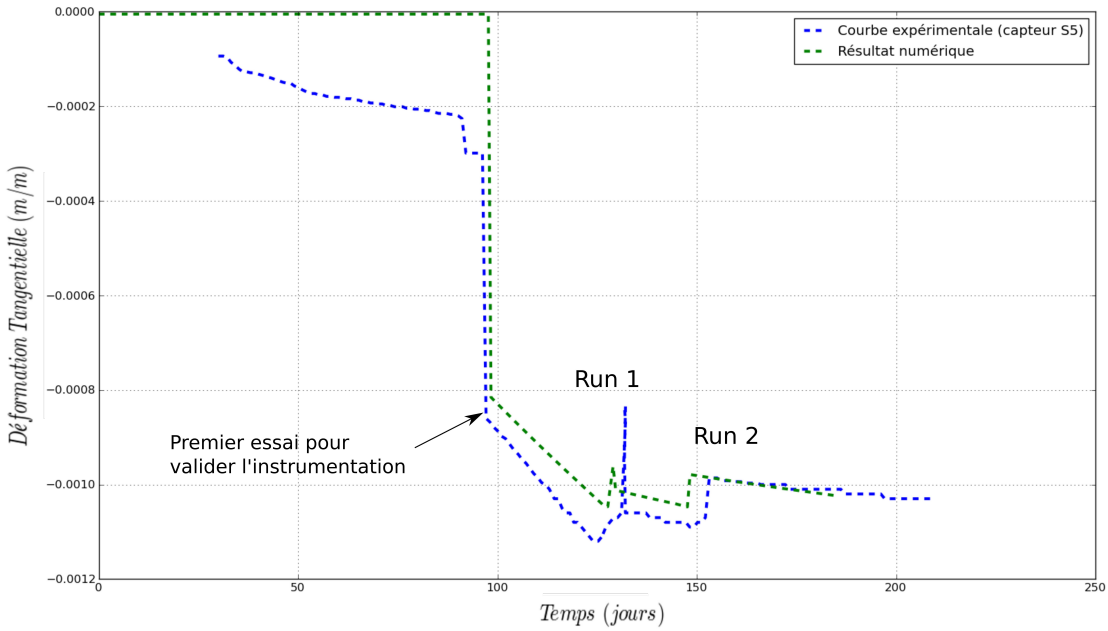


FIGURE 3.11 – Evolution de la déformation tangentielle

Au moment du Run4, deux fissures cohésives, situées du même côté de la maquette, s'ouvrent brutalement à une pression interne de 5,93 bars (4^{ieme} et 5^{ieme} fissures cohésives). La Figure 3.12 représente la déformée de la maquette PACE avant et après l'apparition des fissures. Sans modèle de fluage (comportement du béton élastique), la pression de fissuration est de 6 bars. La faible variation de la pression de fissuration (de 0.07 bars) se justifie par des déformations différées faibles au moment du RUN 4 (une précontrainte de 7 MPa appliquée que depuis 7 mois). Sur la figure 4.3, on observe la décohésion le long des armatures. Cette décohésion est concentrée autour des deux fissures traversantes. La décohésion est maximale à l'intersection avec la fissure.

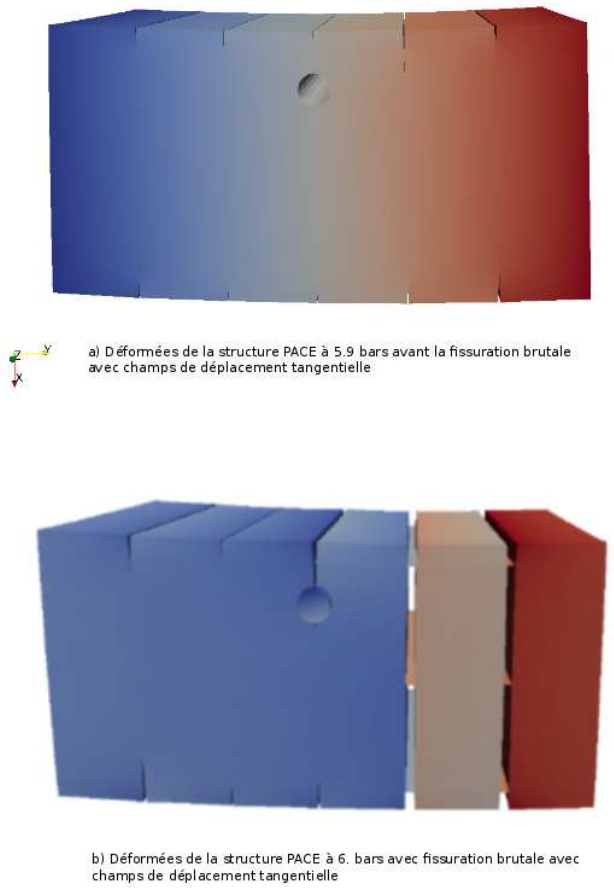


FIGURE 3.12 – Déformation tangentielle de la maquette PACE lors du RUN 4

Essai	RUN 4	RUN 6
Fissure F4 (μm)	465	484
Fissure F5 (μm)	509	541

TABLE 3.5 – Evolution des ouvertures des fissures F4 et F6 à 6 bar durant les RUN 4 et 6

La modélisation du RUN 6 est effectuée par une montée progressive jusqu'à 6 bars. Les fissures ouvertes durant le RUN 4 se rouvrent. Les ouvertures de fissures cohésives (4me et 5me fissures) sont confrontées aux mesures des capteurs C15 et C11 se trouvant près de celles-ci (Fig.3.14). Dans l'ensemble, ces ouvertures de fissures sont relativement proches par rapport aux valeurs expérimentales. Les écarts les plus importants sont observés à une pression de 6 bars où le modèle numérique sous-estime l'ouverture de 130 μm. Cet écart peut s'expliquer par une adhérence trop importante dans la loi de décohésion pour les armatures. Dans le tableau 3.5, l'ouverture de la 4me et 5me fissures

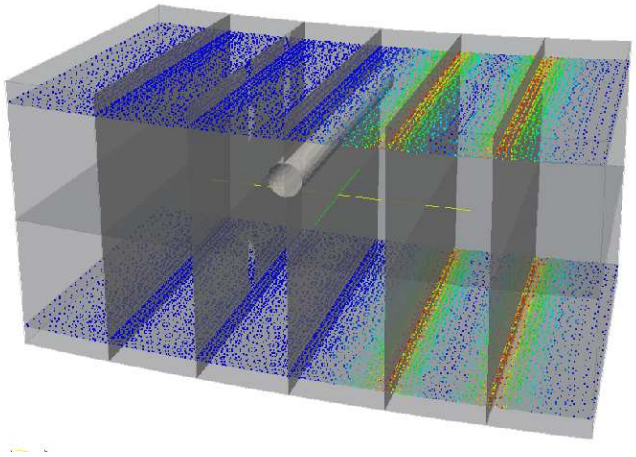


FIGURE 3.13 – Représentation du glissement le long des grilles d'armatures pour l'essai PACE au RUN 4 à une pression de 6 bars

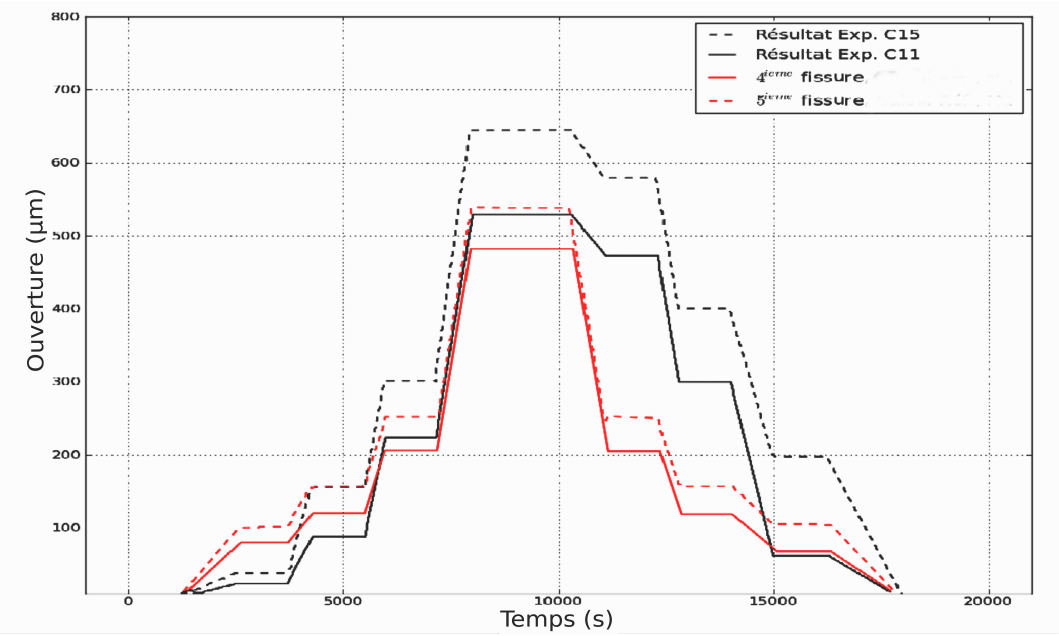


FIGURE 3.14 – Ouverture des fissures sur la surface extérieure : en noir les ouvertures mesurées sur l'essai expérimentale et en rouge les ouvertures obtenues par simulation numérique durant le RUN 6

cohésives évoluent entre le RUN 4 et 6 pour une pression de 6 bars sur les résultats numériques. L'utilisation d'un modèle de fluage permet donc d'observer une augmentation d'environ 4.% des ouvertures de fissure. Sur la figure 3.14, pour un même niveau de pression interne, une différence faible sur les ouvertures de fissures avant et après le pic des 6 bars est observable (environ $8\mu m$).

Cette différence peut provenir d'une augmentation à 6 bars de la décohésion Acier-Béton dans le modèle numérique.

La simulation du problème dans le cas d'un béton élastique (mise en précontrainte, fissuration de la maquette et modélisation du RUN 6) prend une vingtaine d'heures. Si le fluage du béton est pris en compte, le temps de calcul dépasse soixante-dix heures. Sans prise en compte du fluage, le calcul reste compatible avec une utilisation dans un contexte industriel, cependant l'utilisation d'un modèle de fluage augmente considérablement le temps de calcul et limite son utilisation.

Conclusion Une simulation d'une partie courante d'enceinte de confinement, en prenant en compte plusieurs phénomènes non-linéaires dont les déformations différées, a été réalisée avec des résultats intéressants :

- obtention du niveau pression de fissuration de la maquette
- déformations de la maquette au cours du temps
- ouvertures de fissures proches des résultats expérimentaux
- prévision de l'évolution de ces fissures au cours de la mise en pression suivante.

Cela nous permet d'être confiant sur la transposition par rapport à une vraie enceinte de confinement. Une estimation du taux de fuite à partir des ouvertures de fissures est possible avec une simulation de mécanique des fluides. Cependant la résolution du calcul est relativement complexe à cause de la présence d'instabilité mécanique : "homogénéité" de la configuration (d'où une solution non-unique) et caractère instable de l'apparition de la fissure (ouverture brutale).

De plus la prise en compte du fluage dans le béton augmente considérablement le temps de calcul. A chacune des phases de diminution de la précontrainte, une diminution drastique du pas de temps est nécessaire pour converger.

3.2 Modélisation du Gousset de VerCors

3.2.1 Présentation de la maquette VerCors

Afin d'anticiper par l'expérience l'évolution des taux de fuite dans les enceintes de confinement, un projet de maquette d'enceinte a été entrepris par EDF en 2011. Cette maquette, nommée VeRCoRs pour Vérification Réaliste du Confinement des Réacteurs, doit être la plus représentative possible des enceintes pour faciliter le transfert des résultats de la maquette vers l'enceinte : géométrie, précontrainte de la structure, chargement (épreuves en air périodiques et essai de type Accident Grave à la fin du programme) et une formulation du béton proche des bétons du parc nucléaire. Le choix de l'échelle 1/3 d'une enceinte permet d'avoir un rapport vieillissement/coût intéressant afin d'obtenir des résultats suffisament tôt et ainsi anticiper au mieux les évolutions du parc existant (fig.3.15). La maquette est construite sur la géométrie des enceintes de type P'4. Sur la figure 3.16, on distingue les différentes parties caractéristiques d'une enceinte : le dôme, le mur d'enceinte, le gousset, le TAM et le radier.

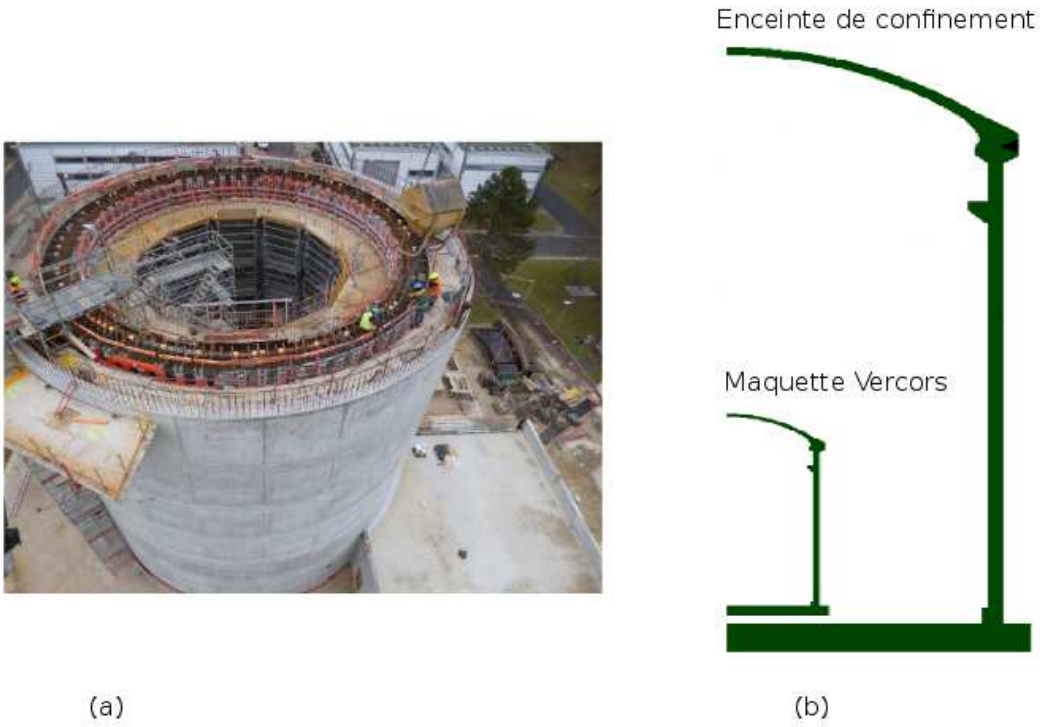


FIGURE 3.15 – Représentation de la maquette VerCors : (a) Construction de la maquette, (b) Effet d'échelle 1/3

Cette maquette est l'opportunité de réaliser un vaste programme expérimental. L'enceinte contient un nombre important de capteurs (fils de pendules, cordes vibrantes, jauges de déformation, fibre

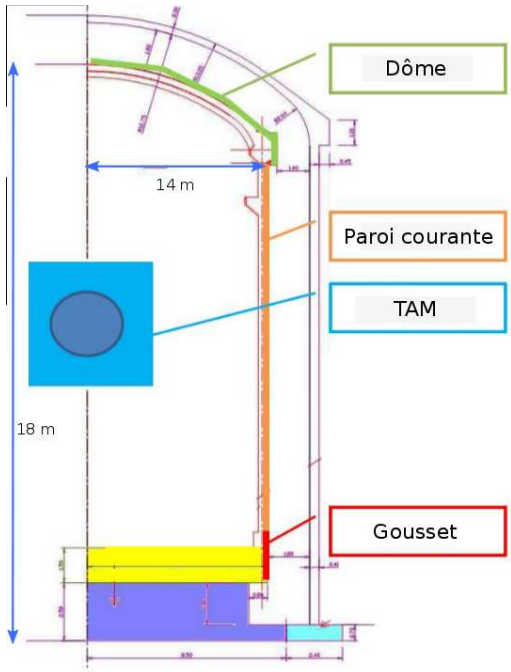


FIGURE 3.16 – Composition et Dimensions de la maquette VerCors

optique, cellule dynanométrique, ...) permettant de mesurer la température, le déplacement, les déformations ainsi que les variations de précontrainte de l'enceinte. De plus le béton utilisé pour la construction de l'enceinte a été utilisé pour fabriquer un certain nombre d'éprouvettes pour déterminer les caractéristiques mécaniques et thermiques du béton.

La construction de la maquette a commencé en janvier 2014 et a été finie en décembre 2015. Les premiers essais de montée en pression ont eu lieu en novembre 2015 et janvier 2016 (Fig 3.17).

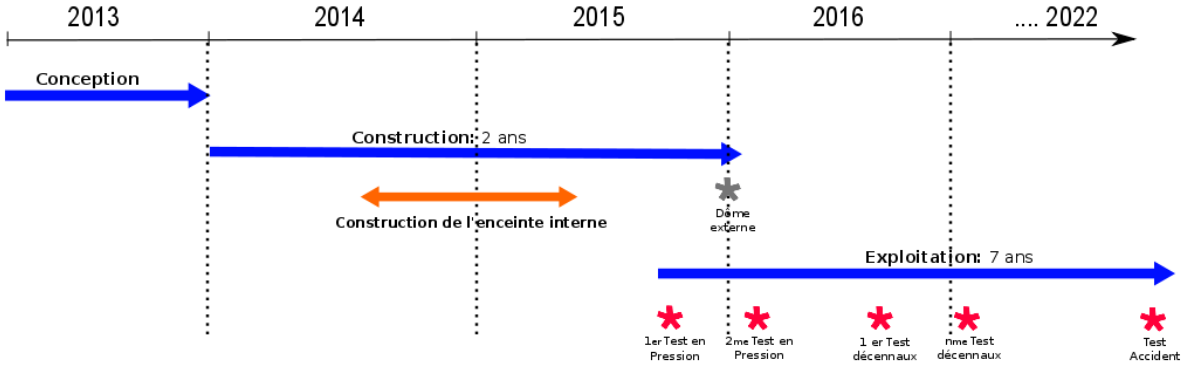


FIGURE 3.17 – Organisation de la construction de la maquette

3.2.2 Modélisation du Gousset lors du jeune âge

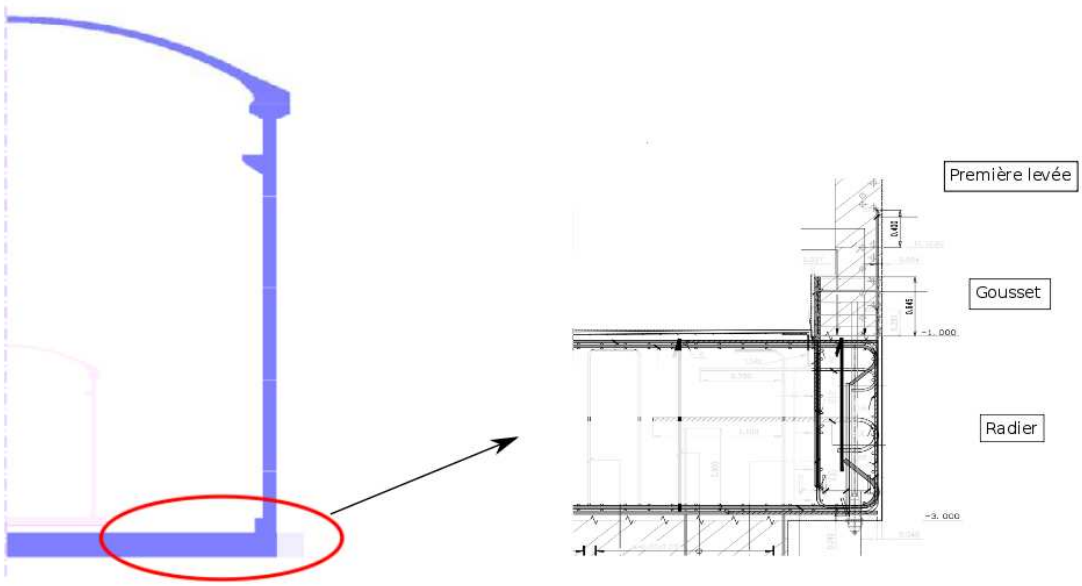


FIGURE 3.18 – Le gousset est la jonction entre le radier et les murs de l'enceinte de confinement

Le gousset et le radier font partie des zones les plus sensibles aux déformations qui interviennent durant le jeune âge (100 premiers jours du béton). Durant cette période, les réactions chimiques entraînent un gradient thermique et hydrique importants pouvant engendrer une contrainte mécanique supérieure à la limite de rupture du béton en traction. Dans cette partie, l'objectif est de modéliser à l'aide des différentes briques de modélisation l'apparition de fissures uniquement durant le jeune âge du gousset pour étudier son rôle dans les risques de fuite de l'enceinte. L'étude du gousset durant les visites décennales sera décrite dans le chapitre suivant car la représentation de la précontrainte et de la montée en pression est particulièrement difficile.

Pour cela, un chaînage simple est réalisé en deux parties :

— Un calcul de thermo-hydratation, qui permet d'obtenir des champs d'hydratation et de température

— Un calcul mécanique, prenant en donnée d'entrée les champs d'hydratation et de température obtenus dans le calcul thermique pour calculer les déformations thermiques et le retrait endogène. On néglige l'effet du fluage au jeune âge.

Le séchage n'est pas modélisé car la maquette VerCors a été arrosée pendant toute la phase de construction.

Les résultats numériques sont comparés aux données issues des fibres optiques présentes dans la

maquette qui permettent de mesurer la température et la déformation tangentielle. Dans le gousset, ces capteurs se situent sur deux hauteurs. A 0.9m de hauteur, deux capteurs sont positionnés à l'intrados et à l'extrados. A 1.2m de hauteur, trois capteurs sont positionnés à l'intrados, à la médiane et à l'extrados du gousset. Ces capteurs sont nommées de G1 à G5 comme indiqués sur la figure 3.19.

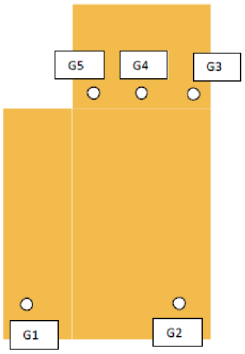


FIGURE 3.19 – Position des capteurs dans le gousset

3.2.2.1 Modélisation du Gousset

Géométrie La représentation entière du gousset avec des éléments cohésifs pour représenter chaque fissure hypothétique aboutirait à un maillage important. Sur la figure 3.22, la répartition des fissures observée expérimentalement est représentée sur une vue du dessus du gousset de la maquette VerCors. Les traits représentent la position et la longueur en surface des fissures observées en intrados et extrados avec une ouverture supérieure à 0.1 mm. La répartition des fissures est dépendante de nombreux facteurs non maîtrisables comme l'inhomogénéité du matériau ou les conditions climatiques du chantier (orientation Nord-Sud, vent, ..). La différence du nombre de fissures entre les deux parties Nord-Est et Sud-Ouest est très importante. Nous ne nous intéressons qu'à la partie la plus fissurée, Sud-Ouest. Nous décidons de ne simuler qu'une fissure sur une portion de 12.5° correspondant à la fréquence de fissuration sur la partie Sud-Ouest.

La figure 3.21 représente les dimensions du gousset et de la première levée. Le gousset a un profil en L avec une hauteur de 0.97m et une épaisseur de 0.6m dans la partie inférieure. La première levée mesure 1.18m de hauteur avec une épaisseur de 0.4m.

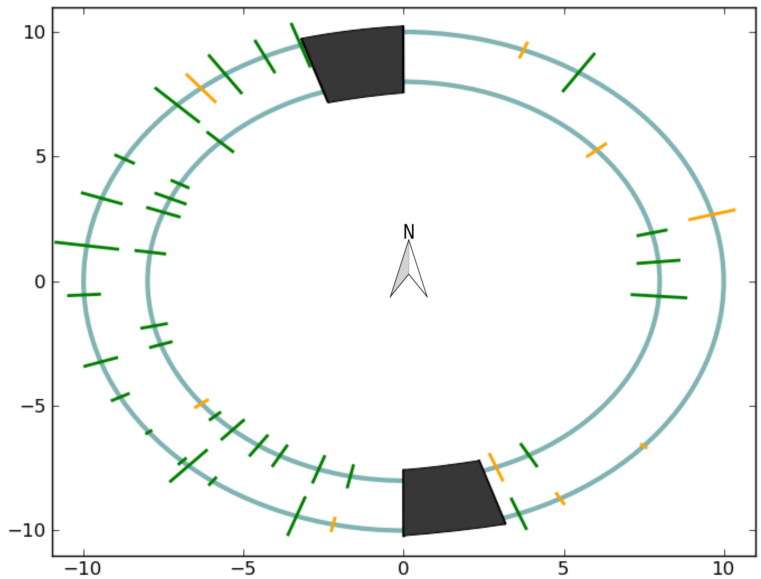


FIGURE 3.20 – Représentation des fissures avant la précontrainte sur le gousset. Chaque tiret représente la position ainsi que la longueur en surface intrados et extrados d'une fissure potentielle. La couleur de la fissure correspond à la date d'apparition sur le gousset :

Maillage Pour obtenir un champ de température et d'hydratation représentatifs, il est nécessaire de modéliser le radier ainsi que les deux premières levées. Dans le calcul de thermo-hydratation, on simplifie le problème en considérant que les aciers n'influencent pas la diffusion de chaleur dans le béton. Le maillage ne contient donc ni armature ni fissures cohésives. Il contient 15042 éléments et 4193 nœuds.

Pour le calcul mécanique, les câbles de précontrainte ne sont pas représentés étant donnés qu'ils ne sont pas encore sous tension. Le maillage quadratique contient donc les armatures intrados et extrados, leurs décohésions ainsi qu'une fissure au centre du gousset (Fig.3.22). Il contient 253.619 nœuds et 162.519 éléments dont 13664 éléments d'interface.

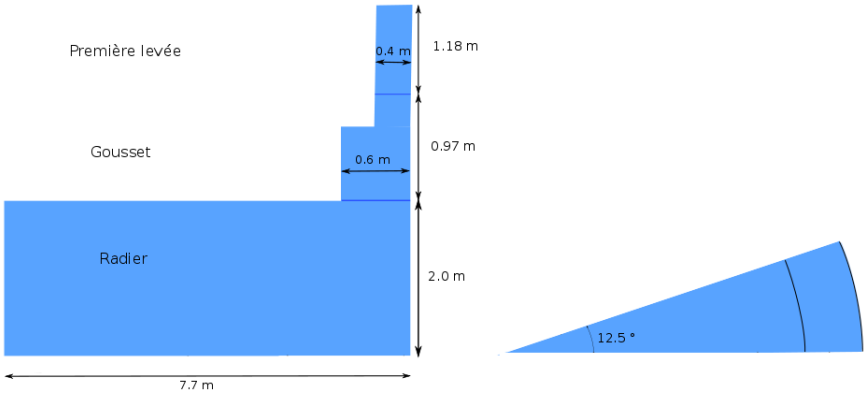


FIGURE 3.21 – Représentation d'une partie du Gousset

Scénario de chargement Les différentes levées sont rajoutées successivement dans la modélisation thermique et mécanique (radier, gousset et première levée). Sur chaque levée, on distingue une partie "Coffrage" du béton et une partie "Séchage" du béton dans le calcul thermo-hydrique et dans le calcul mécanique avec des conditions limites différentes. On obtient ainsi 6 phases pour le calcul de jeune âge :

- P1 : Coffrage radier : 0 à 4 jours
- P2 : Séchage du radier : 4 à 36 jours
- P3 : Coffrage du gousset : 36 à 38 jours
- P4 : Séchage du gousset : 38 à 54 jours
- P5 : Coffrage de la première levée : 54 à 55 jours
- P6 : Séchage de la première levée : 55 à 60 jours

Conditions Limites Thermiques

Des échanges thermiques sont appliqués sur les bords internes et externes du gousset avec un coefficient d'échange de $10W/m^2.C$. Les températures suivantes ont été calées pour prendre en compte les conditions externes du site (Fig.3.23) :

- La température du bas du radier durant toutes les phases est de 10°C
- La température ambiante externe et interne de 17.4°C, calculée à partir des données tirées de la station météo à proximité du chantier.

— Concernant le chauffage au moment du coffrage, les parois sont couvertes d'une bâche dans laquelle de l'air chauffé circule. On suppose que durant la phase de coffrage du gousset (phase P3), les parois internes et externes sont maintenues à 41°C alors que durant le coffrage de la première levée (phase P5), seule la partie interne est maintenue à 41°C. La température au sommet ainsi qu'à la paroi externe n'atteint que 25°C.
— Durant le séchage (phases P4 et P6), le béton est à l'air ambiant, 17.4°C et humidifié durant toute la phase.

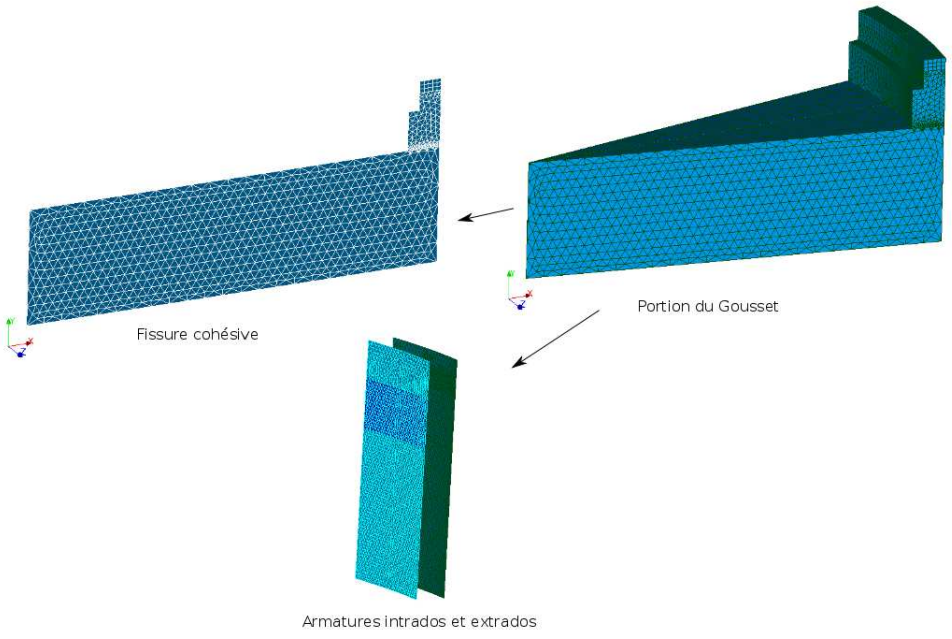


FIGURE 3.22 – Maillage du Gousset pour le jeune âge : un plan d'éléments cohésifs représente une fissure au centre du gousset et les armatures intrados et extrados sont représentées par des membranes.

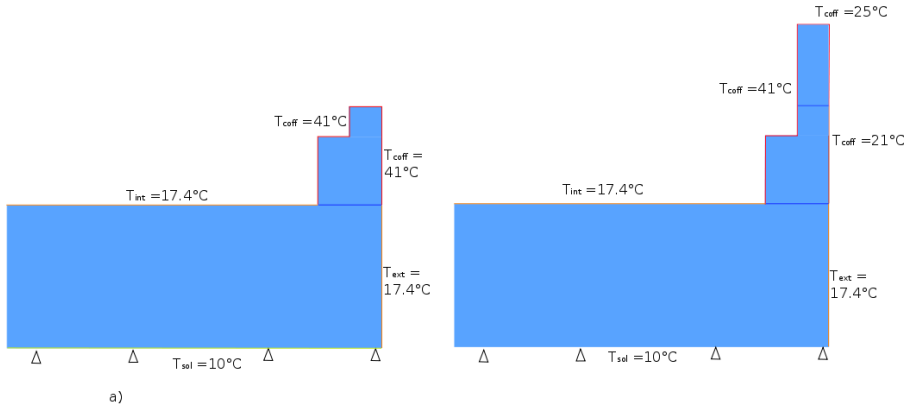


FIGURE 3.23 – Conditions limites pour le calcul thermique

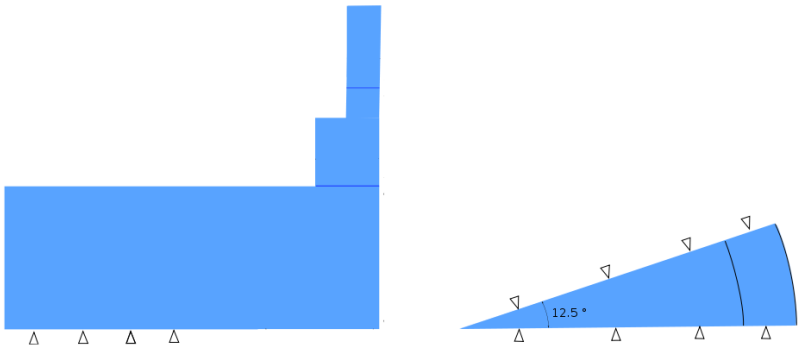


FIGURE 3.24 – Conditions aux limites mécaniques appliquées à la portion du gousset

Conditions Limites Mécaniques

Les conditions limites sont représentées sur la figure 3.24. La partie inférieure du radier est

encastrée. Durant les parties "coulage et coffrage" (phases P3 et P5), la présence du coffrage en bois est représentée par une relation linéaire entre les noeuds en vis à vis de la face intrados et la face extrados du gousset. Ces deux faces ont ainsi le même déplacement normal. Durant les parties "décoffrages" (phases P4 et P6), les faces intrados et extrados sont libres de mouvement. Les différents scénarios sont les mêmes que dans le calcul thermique.

3.2.2.2 Paramètres Thermiques et Mécaniques

Paramètres thermiques Les paramètres matériaux thermiques correspondent aux données mesurées en laboratoire pour le béton VerCors.

Capacité thermique massique C_p	880 $(J.kg^{-1})$
Masse volumique ρ	2300 $(kg.m^{-3})$
Conductivité λ	1.66 $W.m^{-1}.T$
Température de la cure du béton C	21.7 C
Chaleur total d'hydratation Q	$422 J/m^3$

Paramètres liés à l'hydratation - Modélisation de l'hydratation par une fonction d'affinité

La fonction d'affinité est une donnée prépondérante pour le calcul de thermo-hydratation car elle permet de déterminer le degré d'hydratation ξ en fonction du temps. Elle est représentée par l'expression suivante :

$$A(\xi(t)) = \frac{\rho C_p}{Q_0}\frac{dT(t)}{dt}exp(\frac{E_a}{R(T(t)+T_{z0})}) \tag{3.1}$$

Avec T_{z0} la température initiale, T(t) la température à l'instant t, E_a/R l'énergie d'activation sur la constante d'Arrhenius (cette valeur est fixée à 4000 pour ces calculs), Q_0 la chaleur d'hydratation totale et ρC_p la capacité thermique.

La capacité thermique massique est obtenue à partir d'un essai réalisé dans le laboratoire du Groupe CEBTP. La chaleur totale d'hydratation et la courbe d'affinité sont obtenues à partir d'un essai adiabatique, qui détermine la température du béton en fonction du temps. Cette courbe permet de calculer la chaleur totale d'hydratation et la fonction d'affinité (sous forme d'une courbe), deux grandeurs prépondérantes pour le pilotage de l'évolution de l'hydratation. La fonction d'affinité est interpolée par une fonction polynomiale d'ordre 6 (eq.3.2).

$$A(\xi(t) = a_6\xi^6 + a_5\xi^5 + a_4\xi^4 + a_3\xi^3 + a_2\xi^2 + a_1\xi^1 + a_0 \tag{3.2}$$

Pour trouver les différents coefficients de la fonction d'affinité en fonction de l'hydratation, il est d'abord nécessaire d'interpoler la courbe d'essai adiabatique fournie par le laboratoire CEBTP pour le béton de la maquette VERCORS.

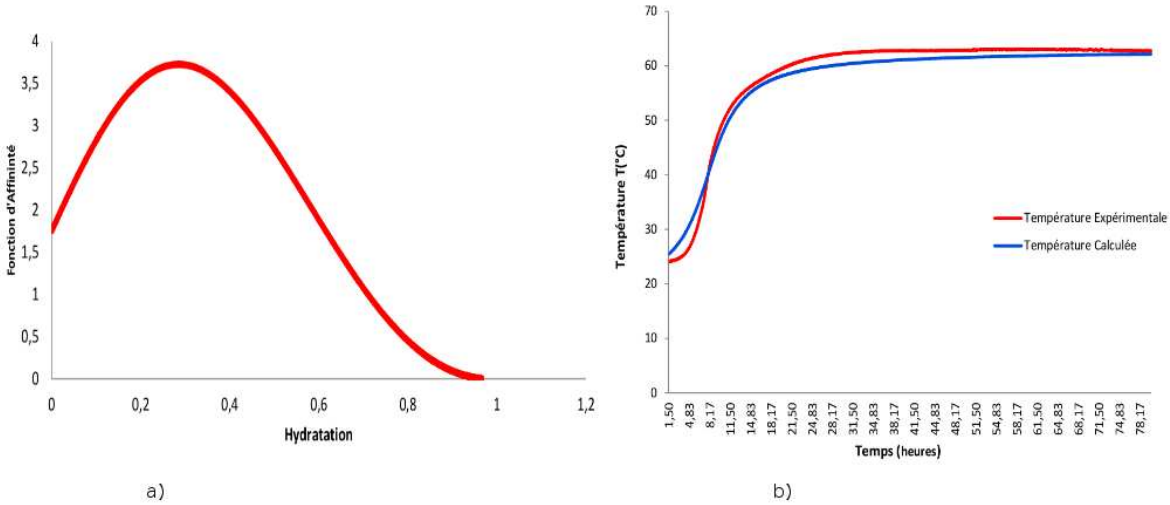


FIGURE 3.25 – a) :Évolution de la température obtenue par un essai adiabatique réalisé par le laboratoire CEBTP et la fonction d'interpolation b) :Fonction d'affinité en fonction de l'hydratation.

La courbe adiabatique est interpolée par l'expression $T(t) = a{*}arctan(t{+}b){+}c$ avec les triplets de paramètres (a,b,c)=(14.6,-1.9,40).Par substitution, l'expression de la fonction d'affinité est ensuite trouvée :

$$A(\xi(t)) = \frac{\rho C_p}{Q_0}(\frac{a}{1+(t+b)^2})exp(\frac{E_a}{R(a*arctan(t+b)+c+T_{z0})}) \tag{3.3}$$

A partir de cette expression, il est possible de trouver les coefficients de la fonction polynomiale de la fonction d'affinité en fonction de l'hydratation.

a_6	a_5	a_4	a_3	a_2	a_1	a_0
15.86	-89.03	160.2	-104.16	3.6386	11.173	1.76

Lois de comportement et Paramètres mécaniques Le tableau 3.2.2.2 contient les paramètres matériaux obtenus en laboratoire sur le béton de la maquette VerCors. La fissure est représentée par une loi cohésive exponentielle (CZM_EXP_MIX) et la décohésion avec la loi d'adhérence de M.David (CZM_LAB_MIX) avec les paramètres dans le tableau 3.7. Ces paramètres ont été obtenus à partir de l'étude numérique du Chapitre 2 section 3 sur l'essai de Rita Maria Ghantous.

3.2.3 Résultats Thermiques

Cette partie est consacrée à l'analyse des résultats du calcul de thermo-hydratation du gousset. La figure 3.26 montre les températures mesurées et calculées dans le gousset pour les 5 capteurs

Module d'young E	$33.4GPa$
Coefficient de Poisson	0.22
Dilatation thermique α	$1.05e-5$
Limite de rupture en Traction /Compression σ_t/σ_c	$4.1/44.7MPa$
Energie de rupture G_f	100 N/m

TABLE 3.6 – Tableau des paramètres matériaux du béton.

τ_m	a_m	α	β
3 MPa	0.8 mm	0.5	0.8

TABLE 3.7 – Paramètres de la loi d'adhérence entre les armatures et le béton

dans le temps. Sur chaque courbe, on observe un premier pic important correspondant au dégagement de chaleur de la réaction d'hydratation du gousset et le deuxième pic, plus faible correspond au dégagement de chaleur de la première levée. Les variations entre chaque pic pour les courbes expérimentales correspondent aux variations de température extérieures entre le jour et la nuit.

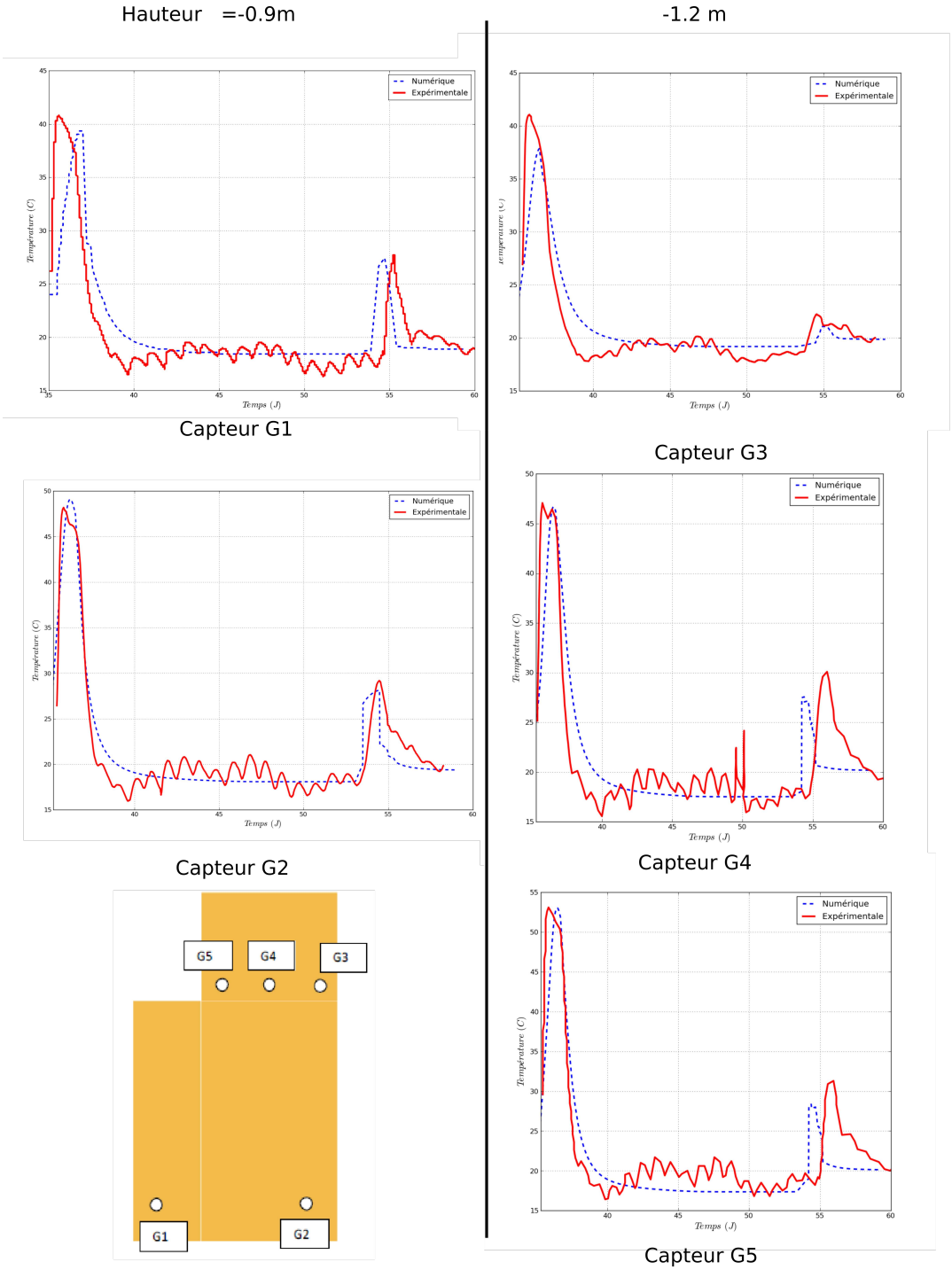


FIGURE 3.26 – Comparaison entre Températures calculées et mesurées dans le gousset pour les différents capteurs G1 à G5

Les allures des courbes numériques et expérimentales sont très similaires pour les différents capteurs. Le premier pic expérimental est retrouvé numériquement pour l'ensemble des capteurs. Pour

les capteurs, en bas du gousset (hauteur par rapport au radier = 0.9m), on obtient une température maximale de 40°C et pour les capteurs situés plus haut (hauteur par rapport au radier = 1.2 m), une température maximale proche de 48°C. La température la plus importante obtenue par la simulation est de 48.7°C au capteur G2 durant la première levée et l'écart le plus important est de 4°C sur le capteur G3. La température maximale du second pic (chaleur issue de la réaction d'hydratation de la seconde levée) est également retrouvée par la modélisation mais avec un décalage en temps plus important. Durant toute la période, les résultats numériques sont légèrement plus faibles.

La durée des pics de température entre les courbes expérimentales et numériques est similaire (environ 2 jours). Cependant on remarque un décalage en temps pour les pics de chaque capteur. La montée en température est plus longue d'une journée dans les résultats numériques que dans la réalité. Plusieurs événements sur le chantier non représentables numériquement peuvent expliquer ces différences comme l'aspersion en eau du béton sur le chantier ainsi que des incertitudes sur la durée de certaines opérations comme le chauffage et le décoffrage (durée d'opération pouvant varier de quelques heures à une journée).

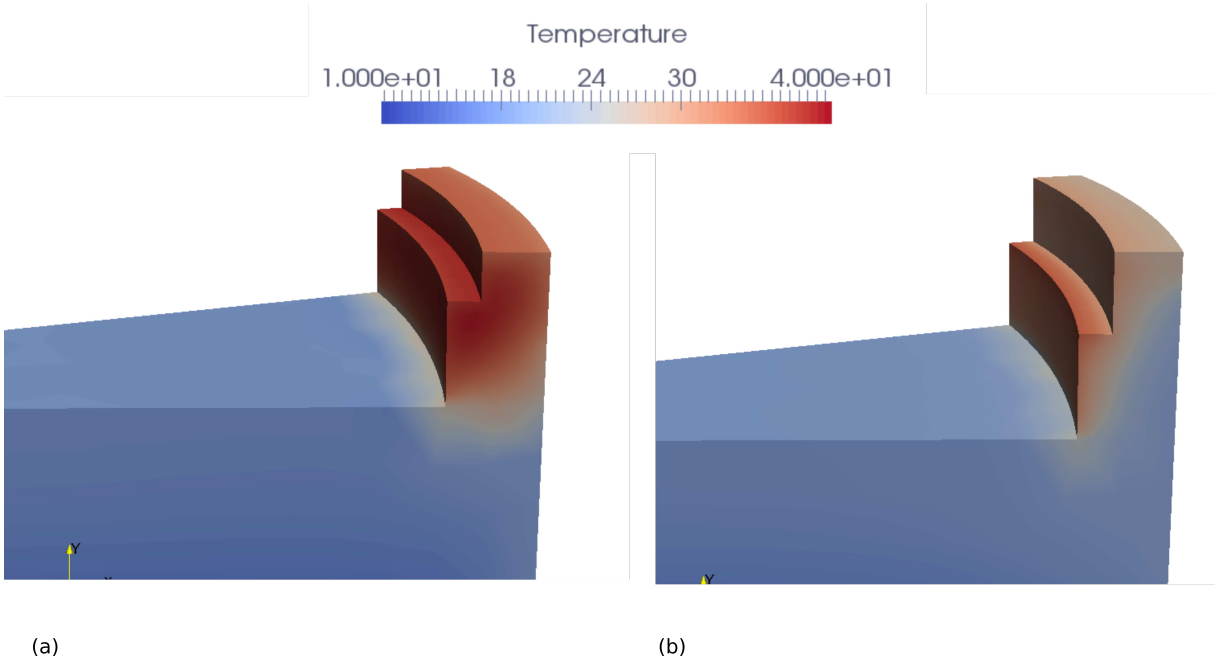


FIGURE 3.27 – Champ thermique du Gousset à 37 et 55 jours

La figure 3.27 représente le champ thermique à 37 et 55 jours. Une diffusion de chaleur est observable vers le radier qui a été coulé 10 jours plutôt. A 55 jours, le champs thermique est moins homogène dans le gousset avec une température plus importante à l'intrados. Cet écart est également visible sur les courbes expérimentales. Les capteurs situés à l'intrados ont un deuxième pic plus important que les capteurs situés à l'extrados du gousset.

Les températures obtenues numériquement sont proches des données expérimentales de la ma-

quette VerCors confirmant ainsi le calcul thermo-hydratation. Les pics thermiques dûs au coulage du gousset et de la première levée sont bien représentés aux différents capteurs. Une modélisation plus fine du problème en représentant le coffrage en bois aurait permis de diminuer l'écart en temps entre les pics expérimentaux et numériques. Le champ de température obtenu va permettre de calculer la déformation thermique dans le béton responsable de la fissuration durant le jeune âge .

3.2.4 Résultats Mécaniques

Sur la figure 3.28, on superpose les déformations tangentielles issues des fibres optiques dans le gousset en bleu avec la position des fissures relevées représentées par des tirets jaunes. Il est possible de voir qu'il est difficile d'identifier sur la déformation l'apparition des fissures relevées. Cela peut être du à une fissuration limitée au bord du gousset ou à une discrétisation spatiale pas suffisamment fine des fibres optiques. La fréquence des relevés est d'une fois par jour avec une précision de 5 cm le long de la circonférence de l'enceinte. La comparaison des déformations issues du calcul mécanique avec les données des fibres optiques dans la maquette VerCors n'est donc pas adéquate. Il est quand même possible d'observer que la déformation tangentielle moyenne obtenue numériquement (une variation entre $-8\mu m$ et $25\mu m$) est proche des valeurs de déformations expérimentales (une variation entre -20 $\mu m/m$ et 100 $\mu m/m$ avec une moyenne autour de $20\mu m/m$.

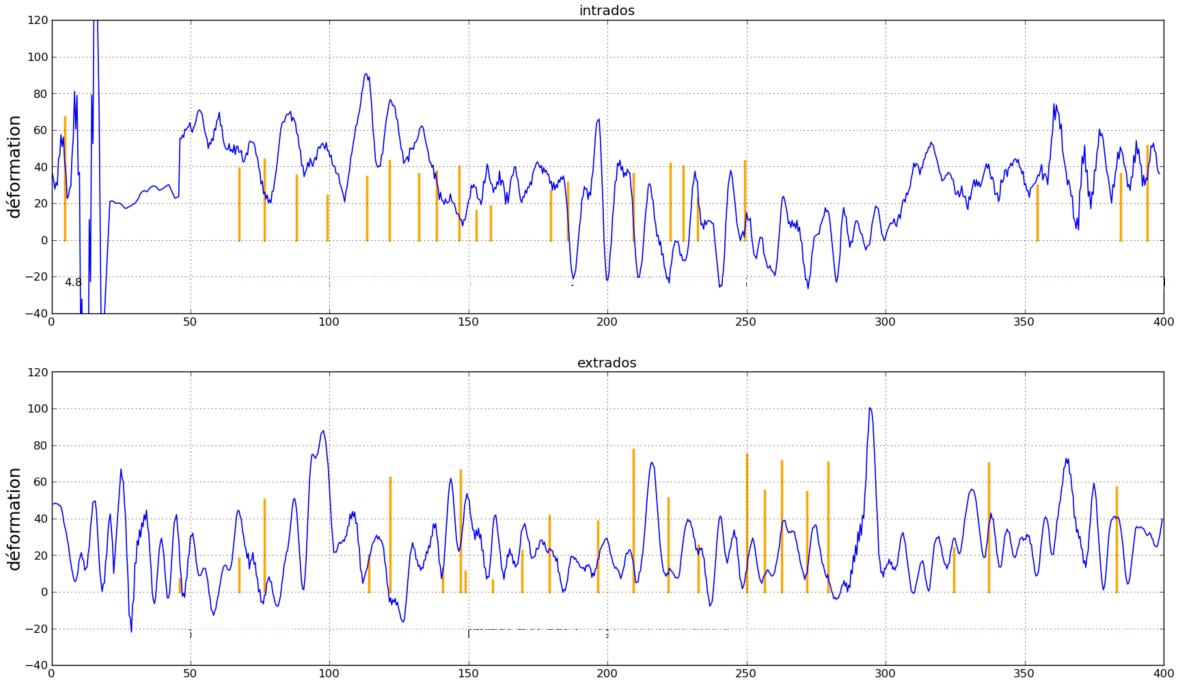


FIGURE 3.28 – Relevé des déformations tangentielles le long des fibres optiques 45 jours après le coulage du gousset.

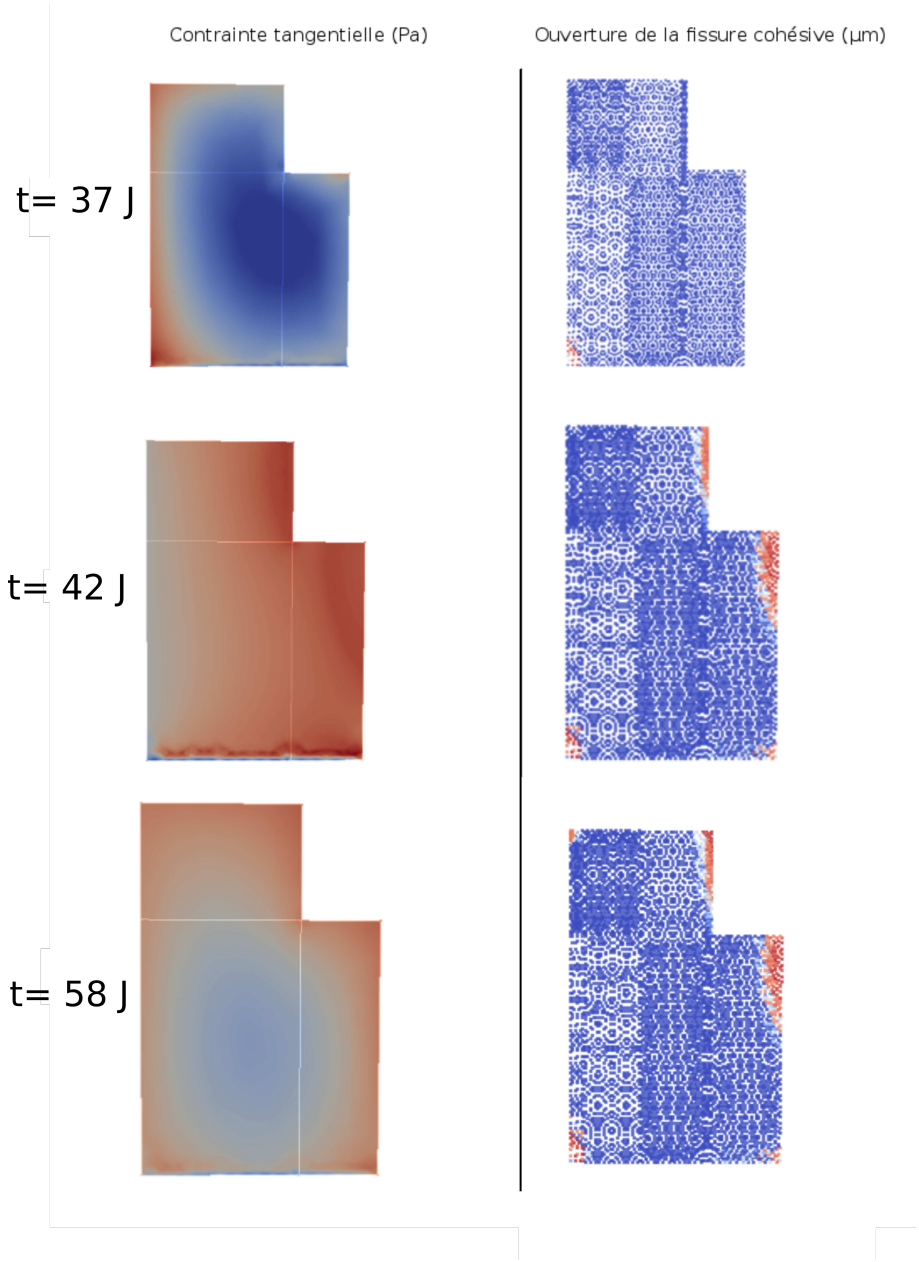


FIGURE 3.29 – Contrainte tangentielle dans le gousset et ouverture de fissures pour trois instants

La figure 3.29 représente le champ de contrainte tangentielle ainsi que l'ouverture de la fissure cohésive dans le gousset à trois instants : 37 jours, 42 jours et 58 jours. Ces trois instants se situent respectivement durant le coffrage du gousset (phase 3), le décoffrage du gousset (phase 4) et le décoffrage de la première levée (phase 6). A 37 jours, la contrainte tangentielle la plus importante se situe à l'interface entre le radier et le gousset entraînant une légère ouverture des éléments cohésifs sur la face extrados. A 42 jours, le décoffrage du gousset ainsi que le changement de température

provoquent un endommagement progressif sur la face interne du gousset. A 58 jours, la fissure n'est pas traversante cependant des fissures se sont initiées sur l'intrados et l'extrados en différents points. Ces fissures ne dépassent pas les armatures interne ou externe du gousset. Sur la figure 3.30, nous avons choisi de représenter l'ouverture dans le temps de trois points sur la fissure cohésive. Une ouverture des éléments cohésifs apparaît au point Pt3 qui se situe sur l'interface entre le gousset et le radier sur la face externe une ouverture dès le coffrage du gousset. Sur la figure 3.29 à t = 15 jours, on observe une concentration de contrainte importante en ce point. La différence de température entre le radier et le gousset ainsi que les conditions limites extérieures entraînent une concentration de contrainte le long de l'interface radier-gousset avec une concentration plus importante sur la face interne. Après le décoffrage du gousset, des éléments cohésifs s'ouvrent progressivement sur la face interne du gousset comme il est possible d'observer sur les points Pt1 et Pt2. Ces ouvertures se stabilisent à partir de 42 jours. Lors du coffrage de la première levée, la partie haute du gousset se referme légèrement (environ $5\mu m$) pour se rouvrir et augmenter de 12 μm durant le décoffrage de la deuxième levée. L'ouverture au point Pt2 reste stable. Ce point est moins influencé par le dégagement de chaleur de la première levée contrairement au point Pt1 qui se trouve entre le gousset et la première levée. Il est possible de voir un début de fissure sur la face externe du gousset. Nous avons donc des ouvertures de fissures sur les faces internes de 65 μm et 10 μm sur la face externe mais aucune n'est traversante.

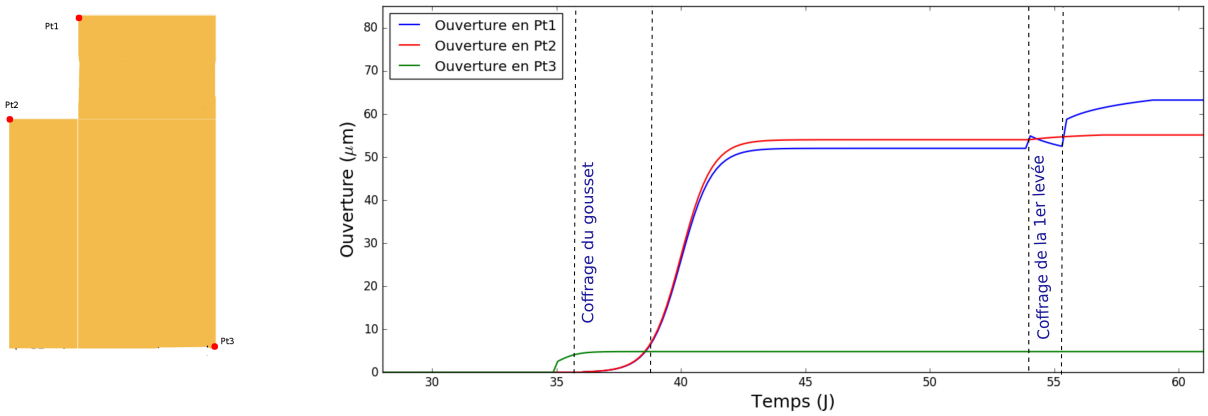


FIGURE 3.30 – Ouvertures de fissures dans le temps à différents points.

Conclusion

Dans la modélisation du gousset au jeune âge de la maquette VerCors, nous avons pu simuler l'apparition d'une fissure à l'aide des différentes briques de modélisation présentées dans le chapitre 2. Les ouvertures de fissures sont proches des relevés sur toute la circonférence de la maquette Vercors. Dans ces résultats, la fissure n'est pas traversante mais elle s'ouvre partiellement sur les

bords interne et externe du gousset. Les armatures situées près des faces internes et externes jouent un rôle prépondérant dans l'arrêt de la fissure cohésive. Toutefois ces résultats sont très sensibles aux conditions limites thermiques qui ne sont pas connues avec précision lors de la construction du gousset.

L'étude de ces fissures durant les visites décennales est complexe à cause de la représentation des conditions limites correspondant à la précontrainte de la structure et à la pression interne à l'enceinte. Ce problème sera étudié dans le dernier chapitre à l'aide d'une méthode de zoom structural.

3.3 Modélisation du TAM de la maquette VerCors

Cette partie consiste à suivre l'évolution d'une fissure avec les briques de modélisation proposées dans la zone du Tampon d'accès matériel (TAM) lors d'un accident de type APRP. Ces résultats proviennent du stage de Youbin Chen que j'ai co-encadré durant la thèse. Elles permettent de mettre en avant plusieurs points intéressants :

— La propagation brutale d'une fissure dans la zone du TAM
— La difficulté de représenter la précontrainte dans une portion d'enceinte

3.3.1 Modélisation du TAM

3.3.2 Description du Tampon d'accès matériel - TAM

La zone du Tampon d'accès matériel a été présentée dans le chapitre deux. Cette partie de l'enceinte présente une singularité géométrique. La présence d'un sas de plusieurs mètres de diamètre et la déviation des câbles de précontrainte favorisent le développement de fissures lors de la mise en pression de l'enceinte.

FIGURE 3.31 – Installation d'un Tampon d'accès matériel

Géométrie On considère une portion de 45° de la maquette VeRCoRs au niveau du TAM pour qu'elle contienne la surépaisseur autour du sas. Le diamètre du TAM est de 2.7m. La hauteur de la portion étudiée est de 5.33m et le rayon interne est de 7.3m. L'épaisseur du mur est de 0.4m. Cette taille de portion est suffisament grande pour prendre en compte la déviation des câbles ainsi que la surépaisseur du TAM tout en permettant d'avoir un maillage suffisament fin autour de la fissure. Les dimensions des câbles de précontrainte sont listées dans le tableau 3.3.2 Une fissure hypothétique traverse le TAM du centre vers le bord de la portion.

	Câbles de précont. horizontaux	Câbles de précont. verticaux
Espacement entre les câbles	0.13m	0.29m
Diamètre des câbles	0.028m	0.028m

Maillage Les câbles de précontrainte sont modélisés avec des membranes. Les armatures passives ne sont pas prises en compte pour simplifier la modélisation. La porte en acier est modélisée avec des éléments volumiques à l'intrados du TAM afin de représenter l'appui du sas sur le béton (voir fig.3.32). Le maillage contient 38379 éléments dont 2203 éléments d'interface.

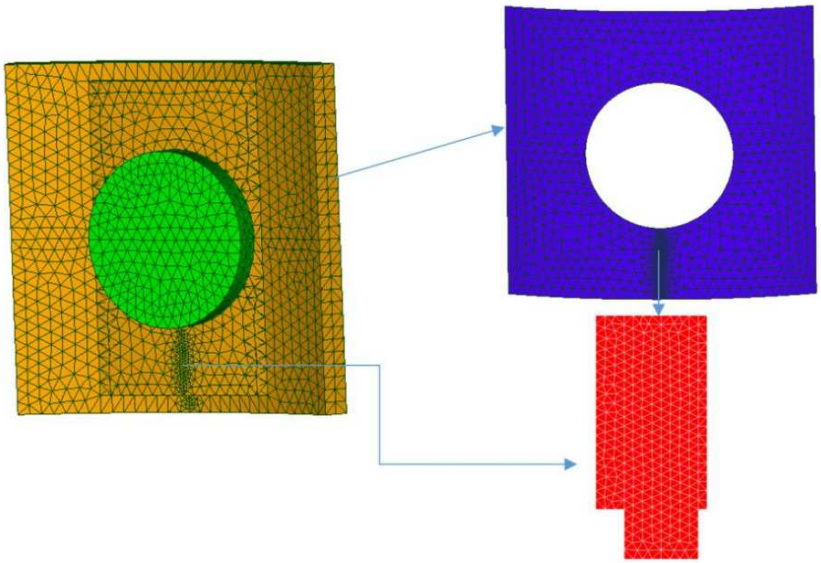


FIGURE 3.32 – Maillage du TAM

Loi de Comportement et Paramètres matériaux Les grandeurs caractéristiques du béton et de l'acier sont résumées dans le tableau 3.8. Le béton et l'acier ont un comportement élastique. La fissure est représentée par les éléments cohésifs avec une loi linéaire. L'énergie de fissuration est de 100 N/m et la limite en traction du béton de 3 MPa. La décohésion de l'acier par rapport au béton est représentée par la loi d'adhérence avec les paramètres du tableau 3.9 provenant de la thèse de [David, 2012].

	Acier	Béton
Module d'young	190 GPa	33 GPa
Coeff. Poisson	0.3	0.2

TABLE 3.8 – Grandeurs caractéristiques pour le TAM

τ_m	δ_m	α	β
10 MPa	1 mm	0.5	1

TABLE 3.9 – Paramètres de la loi d'adhérence

Conditions limites et chargement La figure 3.33 représente les conditions limites et le chargement utilisés pour la modélisation du TAM. Ces conditions limites ont été obtenues à partir d'une étude comparative sur les différentes manières de représenter les conditions limites du TAM. Le sas est représenté par une plaque en acier pour reproduire correctement les forces exercées par le sas sur le béton.

Les déplacements normaux sur les bords verticaux et le bord horizontal inférieur sont bloqués. Un déplacement uniforme est imposé sur le bord supérieur suivant la direction z. Une pression de 4.2 bar est appliquée sur la face interne du TAM.

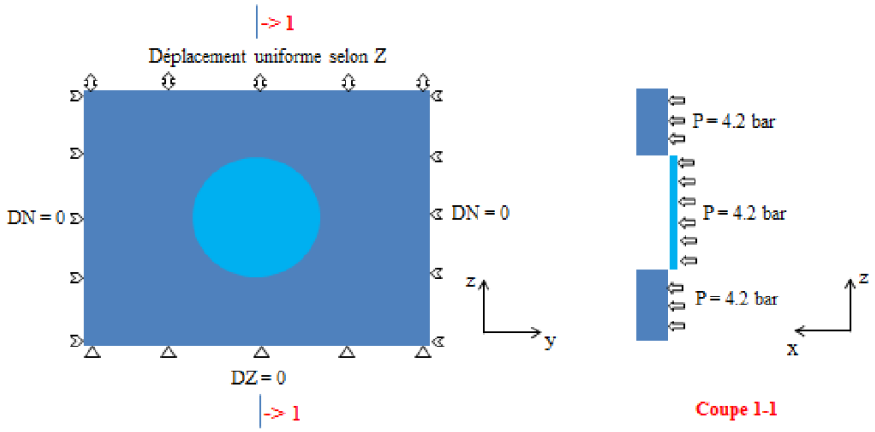


FIGURE 3.33 – Conditions aux limites et chargement du TAM

Précontrainte et déviation des câbles

La déviation des câbles est prise en compte en modifiant le repère local de chaque élément de la membrane. Pour cela, les repère locaux sont modifiés pour représenter une déviation des câbles autour du TAM approximée par des fonctions trigonométriques (Fig.3.34). Ce procédé a été validé dans le chapitre 2.

La précontrainte des éléments membranes est assurée par la commande PRE_EPSI qui impose une déformation par élément. Le calcul de la déformation est obtenu à partir d'une équivalence entre une précontrainte des câbles dans le TAM et la membrane :

$$\varepsilon_{memb} = \frac{\sigma_{precont}}{\kappa_m} \frac{1}{1 + nb_a * S_a/esp^2} \tag{3.4}$$

où $\sigma_{precont}$ est la précontrainte appliquée, κ_m est un paramètre de la membrane défini dans le

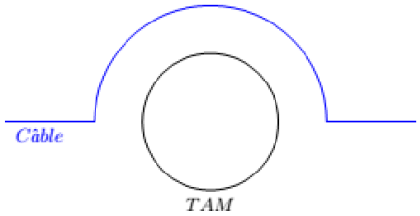


FIGURE 3.34 – Représentation approximative de la déviation des câbles

chapitre 2, nb_a est le nombre de câble, S_a est la surface transversale du câble et esp est l'espacement entre les câbles.

3.3.3 Résultats et Analyses

Dans le cas du TAM, l'estimation de la déformation à imposer à la membrane pour modéliser la précontrainte est complexe à cause de la déviation des câbles. On présente dans cette partie deux situations étudiées permettant de valider l'utilisation des briques de modélisation dans une zone singulière de l'enceinte :

— mise en pression sans précontrainte ; dans ce cas, la propagation de fissures est moins brutale permettant ainsi d'observer plus facilement la propagation

— mise en pression avec une précontrainte ; la précontrainte est issue d'une expression analytique. On souhaite savoir si on sous-estime la précontrainte réelle et l'écart dans ce cas.

Mise en pression sans précontrainte

Tout d'abord l'étude est effectuée sans la mise en précontrainte des câbles. Dans ce cas, le TAM se fissure complètement à partir de 17% de la pression de dimensionnement de l'enceinte de confinement de 4.2 bars (Fig 3.35). La figure 3.36 donne l'évolution de l'indicateur d'endommagement pour la fissure quand la pression se situe à 14%, 15%, 16% et 17% de la pression de dimensionnement de 4.2 bars. On constate que la fissure s'amorce à l'extérieur du TAM près du sas et se propage en même temps et quasi-instantanément vers le bas intérieur du TAM. La figure 3.37 représente l'évolution de la contrainte normale le long de la fissure.

La non-prise en compte de la précontrainte et l'absence d'armature aboutit à une propagation rapide de la fissure à une pression très faible. Cette section a pour but de valider l'utilisation des éléments cohésifs pour modéliser la fissure dans la zone du TAM.

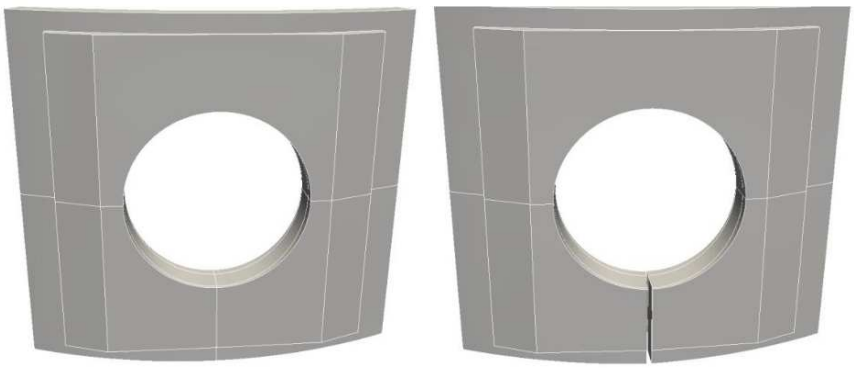


FIGURE 3.35 – Ouverture de la fissure dans le TAM à 0.7 bars

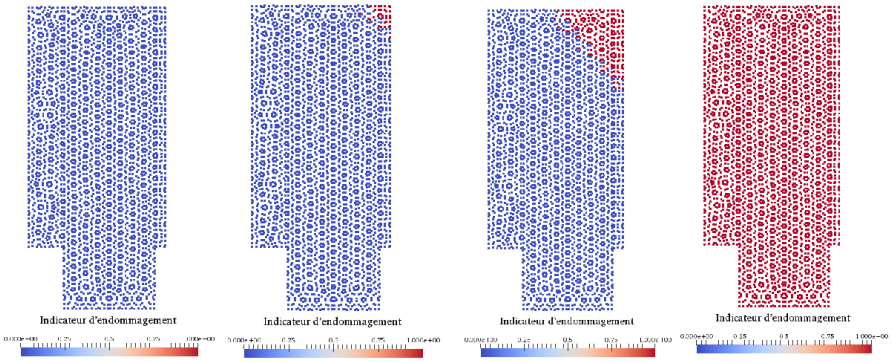


FIGURE 3.36 – Évolution de la fissure à trois niveaux de pression - Représentation de l'état des éléments cohésifs (0 : sain, 1 : endommagement)

Mise en pression avec précontrainte

Dans le second cas, la mise en précontrainte des câbles est effectuée avant une mise en pression du TAM. La figure 3.38 représente l'évolution de l'endommagement des éléments cohésifs. On remarque que la pression nécessaire pour ouvrir la fissure est de 1.8 bars soit 44% de la pression de dimensionnement de 4.2 bars et qu'une quantité importante d'éléments cohésifs s'amorce à différents endroits pour finalement l'ensemble des éléments endommagés dans le plan. La faible pression pour ouvrir la fissure est due à une précontrainte sous-évaluée ou mal représentée et à l'absence des armatures. L'ouverture brutale de la fissure met en évidence le caractère instable de l'amorçage de fissure dans une structure précontraint entraînant des difficultés de convergence des méthodes de résolution.

Conclusion

Dans cette partie, l'ouverture d'une fissure dans la zone du Tampon d'accès matériel a été

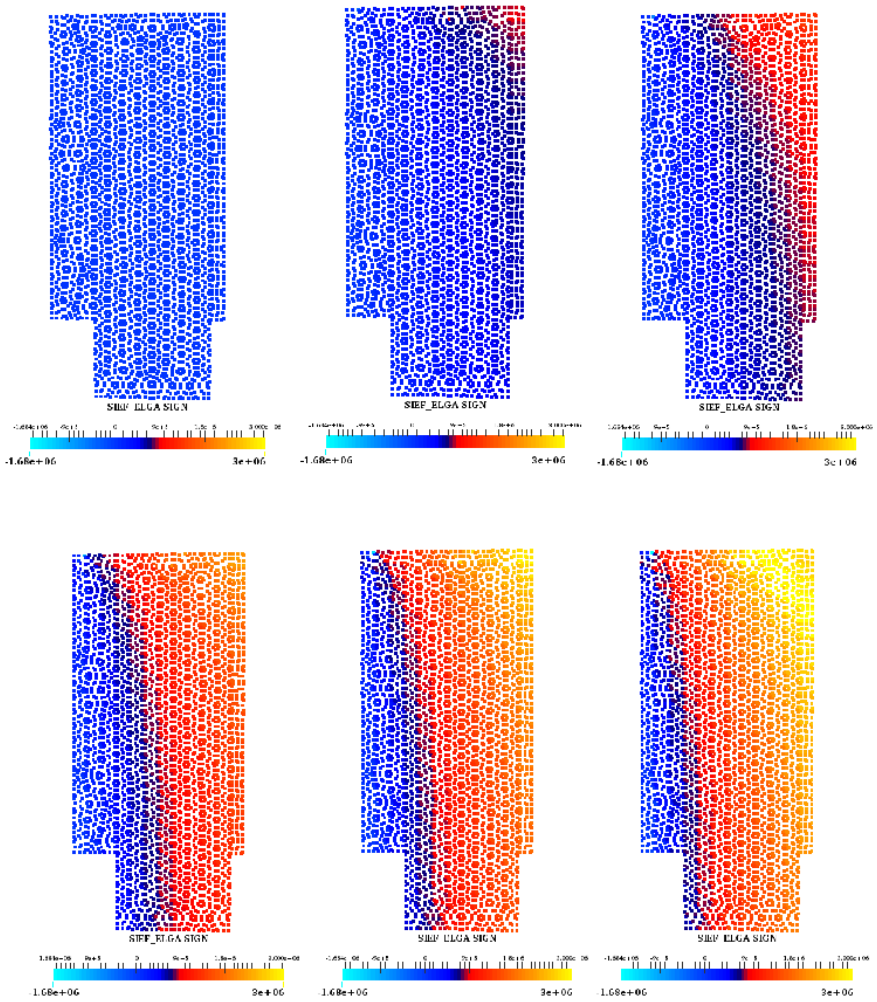


FIGURE 3.37 – Évolution de la contrainte normale le long de la fissure quand la pression interne est égale à : 0, 4.5%, 6%, 8%, 13% et 16.5%

simulée avec les différentes briques de modélisation. La déviation des câbles a été prise en compte par une modification du repère local et la précontrainte du TAM en imposant une déformation à la membrane. Plusieurs comportements d'ouverture de fissures cohésives ont été observés : une ouverture progressive en absence de précontrainte et brutale dans le cas d'une précontrainte du TAM. Cependant les pressions de fissuration obtenues (0.7 bars et 1.8 bars) sont relativement faibles. Cela est dû à l'absence des armatures et à une mauvaise représentation de la précontrainte. Les conditions aux limites aux bords du TAM ne sont pas aussi facilement représentables que dans le cas d'une partie courante d'enceinte et le sas impose une rigidité plus importante sur l'intérieur du TAM. Pour pallier cette difficulté, une méthode de zoom comme celle présentée dans le chapitre 4 est envisageable.

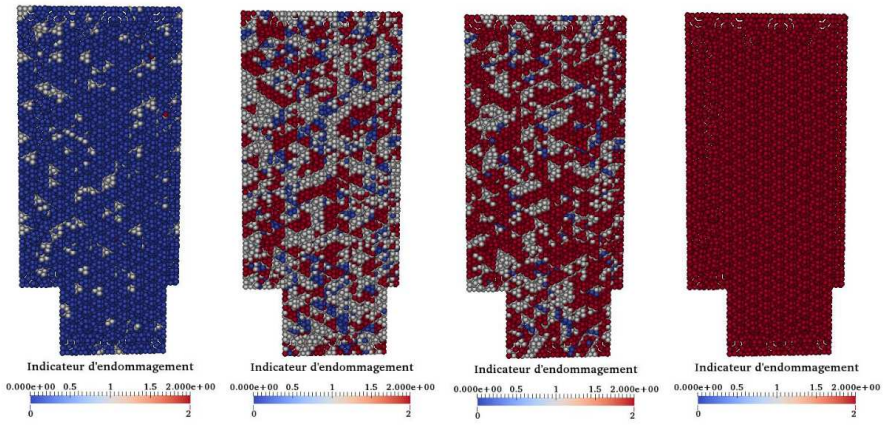


FIGURE 3.38 – État d'endommagement de la fissure à 38%, 40%, 42%, et 44% de 4.2 bars

3.4 Bilan concernant la modélisation de l'enceinte

Dans ce chapitre, l'amorçage de fissure a été simulé sur différentes parties caractéristiques de l'enceinte à différents moments à l'aide des briques de modélisation proposées au chapitre 2 : Partie courante d'enceinte et la zone du Tampon d'accès matériel durant une montée en pression de l'enceinte ainsi que la fissuration au jeune âge du gousset. Des informations concernant le profil d'ouverture de fissures et une estimation de la pression de fissuration pour plusieurs zones de l'enceinte sont donc accessibles avec ce modèle. Cependant ces études ont mis en avant plusieurs difficultés.

Dans le cas d'une enceinte de confinement, il a été possible d'observer que la propagation de fissures est brutale dans le cas d'une structure précontrainte (modélisation de l'essai PACE et de la zone du TAM). Ceci entraîne des difficultés numériques pour converger et un temps de calcul important. Pour contourner cette difficulté et également pouvoir définir une structure fissurée à partir de relevé de fissuration sur les structures, il est intéressant de pouvoir définir un état initialement fissuré. Ceci permettrait de ne pas simuler l'amorçage des fissures et de suivre l'évolution des fissures avec un gain de temps important.

Une seconde difficulté est la représentation des conditions limites et du chargement lors de la précontrainte et de la mise en pression. Dans les zones singulières telles que le gousset ou le sas, la précontrainte n'est pas du tout homogène et il est difficile de la définir proprement. De même s'il est assez aisé de définir des conditions limites représentatives dans une partie courante d'enceinte au moment des mises en pression, ceci est beaucoup moins aisé pour les zones non courantes où l'effet de structure complexifie beaucoup les choses.

Le chapitre suivant se consacrera à ces deux difficultés en proposant une définition d'un état initial fissuré ainsi qu'une méthode de zoom structural pour mieux représenter la précontrainte d'une partie de l'enceinte et les conditions limites.

Chapitre 4

Stratégie pour suivre l'évolution d'une fissure existante

Sommaire

4.1 Modélisation d'une structure initialement fissurée 159

4.1.1 Définition d'un état initial fissuré 159

4.1.2 Validation de l'état initial fissuré sur l'essai PACE 162

4.1.3 Conclusion sur la modélisation d'un état initial fissuré 165

4.2 Modélisation du Gousset durant une visite décennale 167

4.2.1 Application d'un zoom structural en déplacement entre la maquette et le gousset 167

4.2.2 Modélisation du gousset 168

4.2.3 Résultats 175

4.3 Bilan 182

L'apparition des fissures durant le jeune âge ou lors d'une montée en pression à l'intérieur de l'enceinte est complexe à modéliser et dépend de l'hétérogénéité du matériau, des conditions de coulage, etc. De fait, il peut être difficile d'obtenir le bon faciès de fissuration.

L'objectif est de mettre au point et de valider une méthodologie pour maîtriser l'évolution de la fissuration au cours du temps. Cette méthode est appliquée à l'essai PACE, étudié dans le chapitre 3, et au gousset pendant plusieurs montées en pression.

Justification de la définition d'un état initial fissuré

A ce stade de la thèse, l'élaboration d'une méthode pour définir un état initial fissuré numérique est nécessaire pour plusieurs raisons :

— La simulation de l'amorçage d'une fissure dans une structure précontrainte est très brutale entraînant des difficultés numériques sur la convergence.

— La prise en compte des déformations différées comme le fluage nécessite de considérer l'ensemble des chargements qu'a subi la structure. Ceci augmente considérablement le temps de simulation.
— Des relevés de fissuration sur des enceintes ont montré que la répartition des fissures est très aléatoire et donc difficilement reproductible par un calcul déterministe.
— Dans un certain nombre de situations industrielles, il n'est pas forcément nécessaire d'être capable de simuler l'apparition de la fissure. Seul le risque de propagation ou d'ouverture est intéressant

On souhaiterait donc, à partir d'observations, introduire des fissures dans l'enceinte et déterminer dans 10 ans leurs ouvertures ainsi que les risques de propagation dans un délai raisonnable. Sachant que les relevés de fissuration sur les enceintes sont uniquement surfaciques, aucune information sur le trajet de fissuration à l'intérieur de la paroi n'est disponible. Nous proposons un état initial fissuré construit à l'aide des différentes briques de modélisation étudiées.

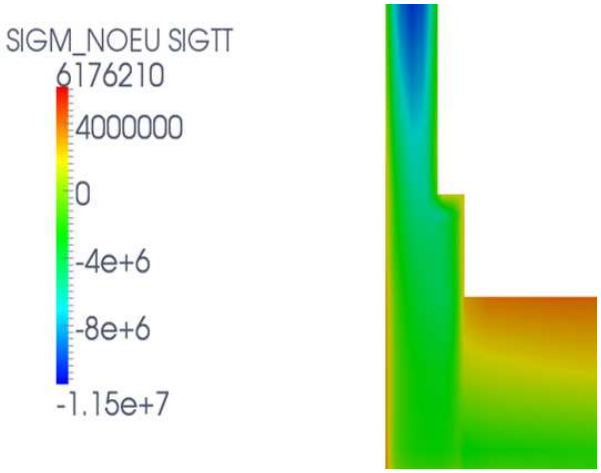


FIGURE 4.1 – Coupe du champ de contrainte orthoradiale dans le gousset après précontrainte de la structure

Le chapitre précédent a mis en avant une difficulté de représenter les conditions limites dues à la précontrainte ou à la mise en pression de l'enceinte. En effet, pour plusieurs parties de l'enceinte, il n'est pas possible de représenter la précontrainte ou la montée en pression grâce à des relations simples en déplacement ou en effort. Dans le cas du gousset, la figure 4.1 représente les contraintes orthoradiales après mise en précontrainte du béton. Ce résultat est obtenu à partir d'un calcul élastique d'une enceinte entière avec une représentation de la précontrainte à l'aide d'élément barre. Contrairement à une partie courante de l'enceinte, la précontrainte dans cette zone n'est pas uniforme alors qu'elle contient des fissures apparues durant le jeune âge. La définition d'un état initial présenté dans la première partie de ce chapitre est donc complétée afin de mieux représenter ces conditions

limites à l'aide d'une méthode de zoom structural entre une enceinte et une portion du gousset.

4.1 Modélisation d'une structure initialement fissurée

Pour suivre l'évolution des fissures déjà existantes, on propose de contourner la création des fissures en les introduisant dans la modélisation. Cette partie propose une définition d'un état initial fissuré ainsi qu'une validation sur la maquette PACE1450.

4.1.1 Définition d'un état initial fissuré

On distingue l'instant d'apparition de la fissure t_{fiss} et l'instant où l'on souhaite observer son comportement t_{obs}. La méthode d'introduction de fissure consiste à définir un état initial pour démarrer un calcul après l'apparition des fissures t_{fiss}.

Pour cela, le calcul s'effectue en deux étapes (Fig. 4.2). La première étape permet de calculer les différents champs pour constituer l'état initial à l'aide du modèle de fluage et sans simuler l'amorçage des fissures : champs de contraintes, déplacements et variables internes pour le modèle de fluage. Cette étape permet de calculer l'état de vieillissement de la structure à un instant donné. Ni la décohésion Acier-Béton, ni la fissuration du béton ne sont modélisées permettant ainsi d'avoir un calcul plus rapide et plus simple à faire converger. Seuls le comportement élastique des armatures et les déformations différées dans le béton sont représentés.

La seconde étape s'effectue sur un maillage comportant les éléments cohésifs pour représenter la fissuration (loi exponentielle CZM_EXP_MIX) et la décohésion du béton (loi d'adhérence CZM_LAB_MIX). L'état initial du béton et des armatures (déplacement, contrainte et variables internes) est défini à partir des résultats de la première étape. Les fissures observées expérimentalement sont introduites dans les éléments cohésifs représentant les différentes fissures. Le seul phénomène non-linéaire que l'on ne peut pas déterminer à partir d'observation ou de résultat numérique est la décohésion Acier-Béton. Sur la figure 4.7 issue d'un calcul du chapitre 3, il est possible de voir que cette décohésion est relativement importante à l'intersection avec les fissures traversantes de la paroi. Il n'est pas possible de mesurer cette décohésion sans être intrusif et la simulation de cette décohésion nécessite de simuler l'amorçage de fissure que l'on souhaite éviter car brutale dans le cas de l'enceinte. Nous proposons donc une expression estimant la décohésion de l'acier par rapport au béton (eq.4.1) dont on détaillera l'origine dans la paragraphe suivant.

La définition d'un état initial fissuré est représentée dans la figure 4.2. Pour que le calcul soit en équilibre, l'instant initial fissuré du calcul doit correspondre à un moment où les fissures sont partiellement refermées. Dans le cas d'une structure précontrainte, l'instant initial doit se trouver dans une période hors chargement extérieur important. Dans cette définition, on suppose également que la fissuration a très peu d'influence sur le fluage du béton.

Estimation de la décohésion entre béton et armatures

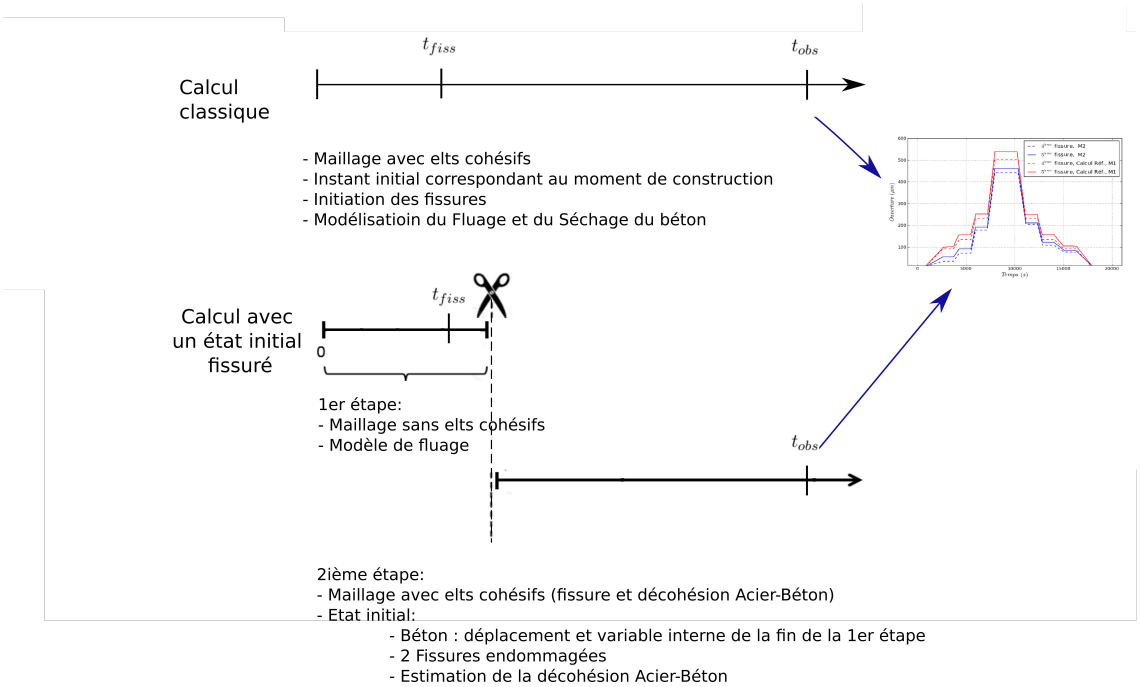


FIGURE 4.2 – Comparaison entre un calcul classique et un calcul avec un état initial fissuré.

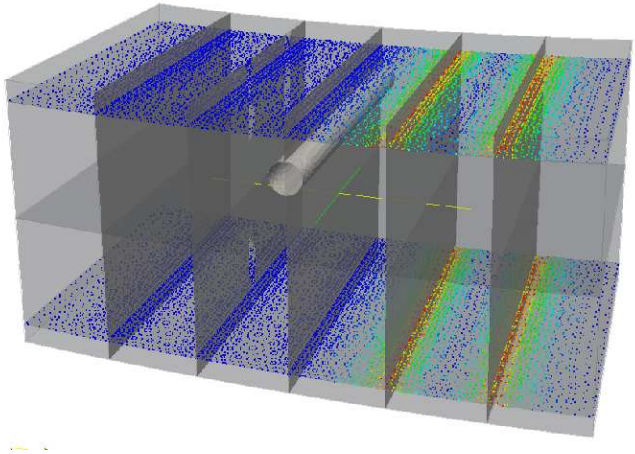


FIGURE 4.3 – Représentation de la décohésion le long des membranes pour le calcul de référence. On représente le glissement maximum le long de la membrane.

Le calcul de la maquette PACE1450 du chapitre 3 ainsi que l'essai de la poutre en flexion 3 points entaillée de [Ghantous et al., 2016] permettent de proposer une expression de la décohésion le long des armatures. La figure 4.4 représente le glissement dans le cas d'une fissure traversante et la figure 4.3 représente le glissement sur les éléments d'interface entre le béton et l'armature pour deux fissures traversantes. Sur cette dernière, on observe une localisation du glissement de

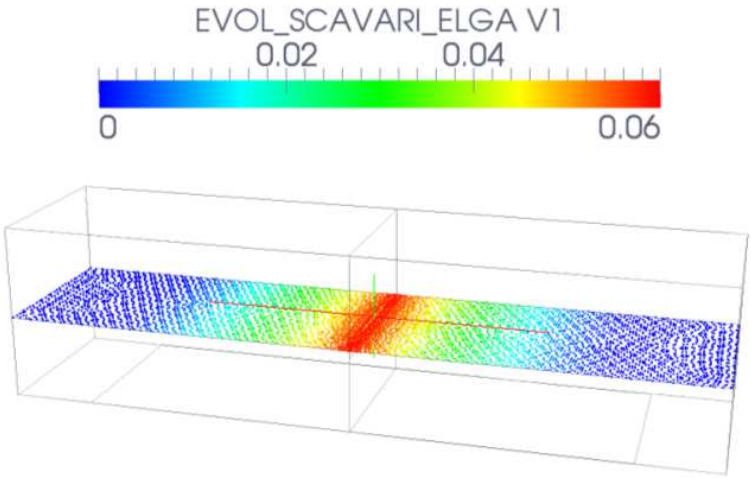


FIGURE 4.4 – Exemple de glissement de l'interface le long de l'armature

l'armature autour des deux fissures traversantes. Ces décohésions ne sont pas visibles à l'extérieur de la structure et il n'existe pas de contrôle non destructif qui permet de visualiser la dégradation le long des armatures.

A partir de l'essai [Ghantous et al., 2016], on propose d'estimer le glissement par l'expression suivante :

$$\xi_{max}(x) = \xi_m * (\frac{l-x}{l-p})^3 \tag{4.1}$$

Où x est la position de la fissure le long de la membrane, ξ_m représente le glissement maximum proche de la valeur d'ouverture des fissures aux bords, p la position de la fissure et lg la largeur de la décohésion. Cette expression permet d'avoir à l'emplacement de la fissure un glissement fini ξ_m et de contrôler la longueur de décohésion lg. La position de la fissure p est visible de l'extérieur de la fissure si l'on suppose que la fissure est traversante. Le glissement maximum ξ_m est proche de l'ouverture de fissure à la surface de la structure. La seule variable à recaler est le paramètre lg représentant la largeur de la décohésion qui peut se trouver par recalage sur des essais de tirants. et l'on estime la décohésion dans le cas de la poutre en flexion trois points entaillée avec $p = 41mm$ (Fig.b4.5).

Cette expression nous permet de retrouver la décohésion le long des armatures pour l'essai PACE sur la figure 4.6 en additionnant deux fois l'expression pour chaque fissure $\xi(x) = \xi_{F4} + \xi_{F5}$ (en rouge l'expression 4.1 et en noir le calcul de référence) .

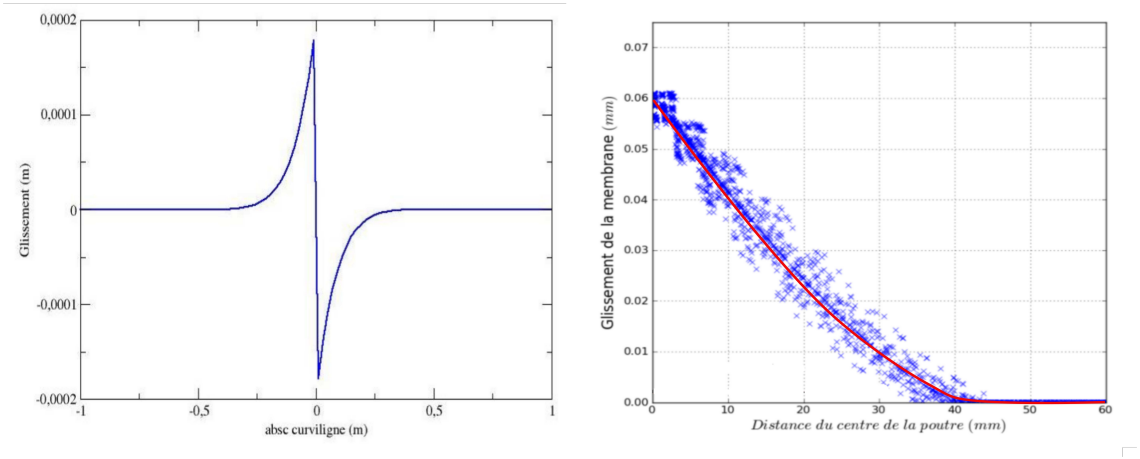


FIGURE 4.5 – Représentation de la fonction de glissement le long des armatures et comparaison au cas de la poutre de [Ghantous et al., 2016].

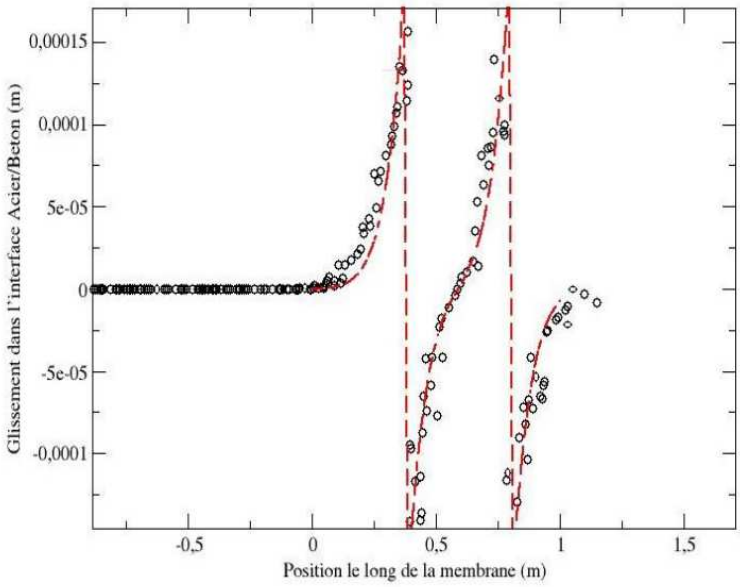


FIGURE 4.6 – Glissement maximum des éléments d'interface le long des armatures dans le cas de l'essai PACE1450.

4.1.2 Validation de l'état initial fissuré sur l'essai PACE

Pour vérifier la pertinence de notre état initial fissuré, nous proposons d'appliquer la méthode à l'essai PACE1450 déjà présenté dans le chapitre 3 (Fig.4.7). En effet, dans cet essai, les fissures traversantes apparaîssent sous un chargement connu et des données sur l'évolution des fissures dans le temps sont disponibles. Dans la construction de l'état initial fissuré à cet essai, la première étape se déroule de l'instant zéro jusqu'au RUN 4. Dans cette partie, aucune fissure n'est représentée. La

seconde étape démarre à la suite du RUN 4 pour continuer jusqu'au RUN 6. Les deux fissures observées durant le calcul du chapitre 3 (4ième et 5ième plans de fissure cohésive) sont introduites dans l'état initial comme initialement rompues. L'objectif est de retrouver les comportements observés dans le calcul du chapitre 3 lors du RUN6 pour valider ainsi la définition d'un état initial fissuré proposée et également observer l'influence de la prise en compte de la décohésion Acier-Béton.

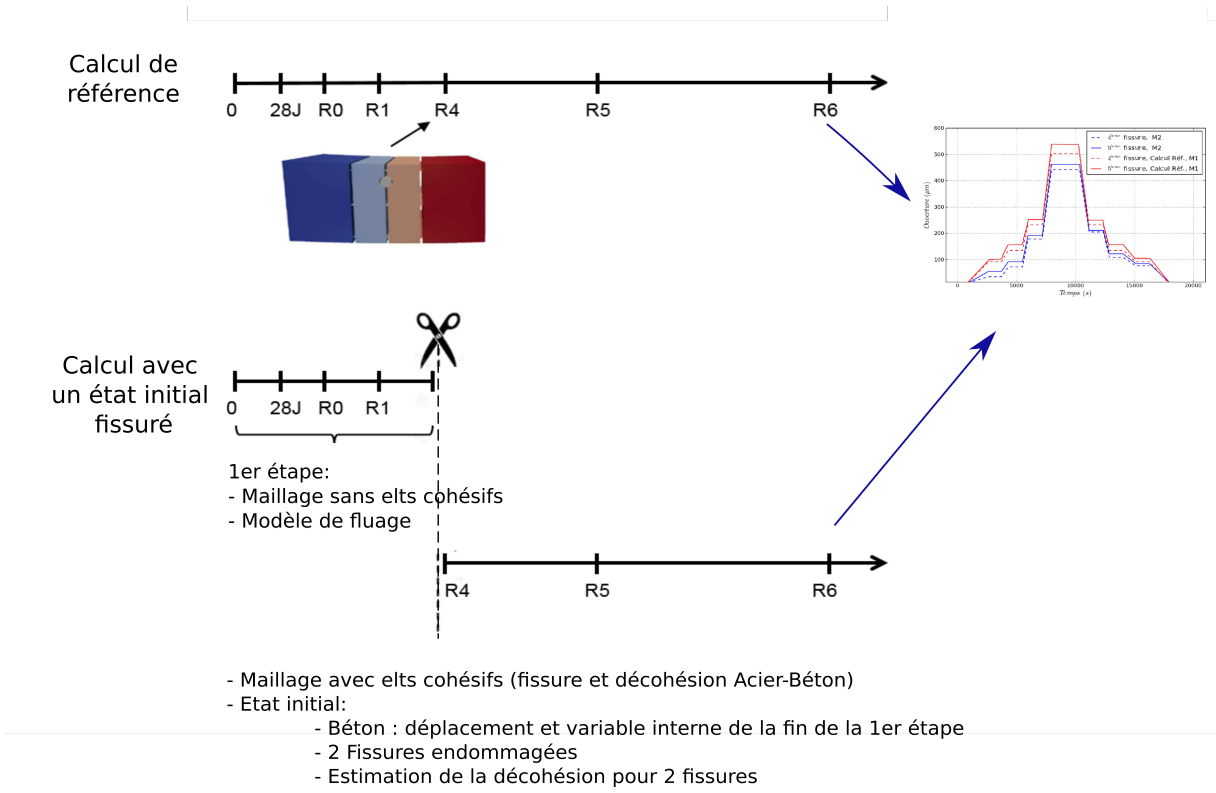


FIGURE 4.7 – Représentation des différentes étapes de modélisation de PACE1450

Modélisation de l'essai PACE1450

La modélisation reprend la même géométrie, conditions limites, lois de comportement et paramètres matériaux que dans le chapitre 3. A la différence près que la première étape s'effectue sans élément cohésif (sans décohésion et sans fissuration). Le maillage est donc moins important : 47 025 éléments linéaires et 18 372 nœuds.

Résultats et Analyse

Dans un premier temps, on choisit de ne pas introduire l'expression de la décohésion Acier-Béton dans l'état initial fissuré pour étudier son importance. AU RUN 6, nous obtenons les ouvertures de fissures représentées sur la figure 4.8 pour la 4^{ieme} et la 5^{ieme} fissures cohésives en rouge pour le calcul de référence du chapitre 3 et en bleu avec un état initial fissuré. On observe une faible ouverture de

fissure pour la méthode avec un état initial fissuré pour les premières montées en pression de 4 et 5 bars. Un écart de 18 % entre les deux méthodes est observable pour une pression de 6 bars. L'écart diminue lors de la baisse de la pression interne.

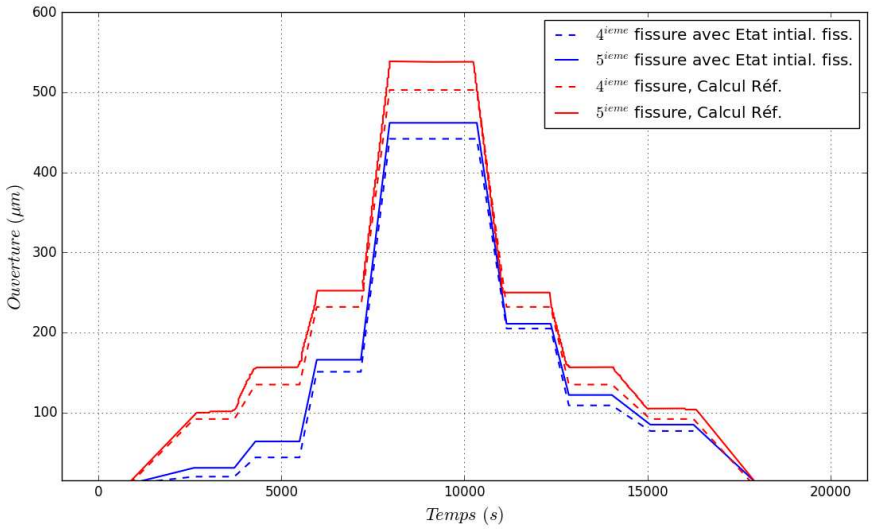


FIGURE 4.8 – Ouverture des fissures en surface ; Comparaison entre le modélisation de référence et la méthode d'insertion de fissure

Ces écarts montrent que malgré la présence de plusieurs fissures rompues, l'adhérence Acier-Béton joue un rôle important dans la prévision des ouvertures de fissure. Lors de la montée en pression, les forces d'adhérence sont suffisament importantes dans ce modèle pour retenir l'ouverture de fissure jusqu'à une pression de 5 bars. Pour une pression de 5,5 et 6 bars, la décohésion entre les armatures et le béton semble augmenter permettant ainsi une ouverture plus importante lors de la diminution de la pression.

La figure 4.9 compare l'ouverture de fissure au RUN 6 entre la modélisation de référence et la modélisation avec insertion de fissure et décohésion des aciers. Avec cette définition de l'état initial fissuré, les ouvertures de fissures du RUN 6 de la seconde méthode sont beaucoup plus proches du calcul de référence. A chaque palier, la différence entre les deux méthodes est très faible puisque l'écart le plus important entre les ouvertures est de 2% pour une pression de 6 bars. Cet écart peut s'expliquer par un endommagement autour du câble de précontrainte vertical au centre de la maquette, observable dans le calcul de référence mais non pris en compte dans la stratégie d'introduction de fissure. L'introduction de la décohésion permet donc de retrouver la modélisation de référence et ainsi valider la méthode d'insertion de fissure avec la structure numérique étudiée.

Le calcul de l'essai PACE1450 du chapitre 3 avec amorçage de fissure a été réalisé en 15 heures sur 4 processeurs de 2,1Ghz. Avec la stratégie proposée, l'ensemble des calculs ont été réalisés en 8 heures.

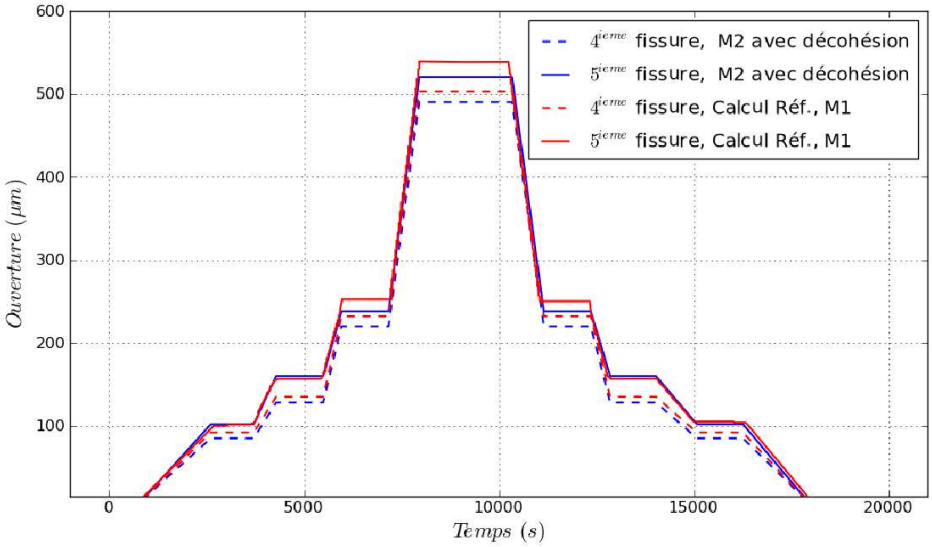


FIGURE 4.9 – Comparaison entre le calcul de référence et la méthode d'insertion de fissure avec prise en compte de la décohésion

4.1.3 Conclusion sur la modélisation d'un état initial fissuré

Une stratégie définissant un état initial fissuré a été élaborée permettant de reproduire le comportement d'une structure en béton armé précontraint sans modéliser l'amorçage des fissures. Cet état initial contient des informations sur l'état de contrainte et de fluage mais également sur la décohésion le long des aciers qui n'est pas observable de l'extérieur. Il est donc possible d'introduire une fissure ouverte dans un état précontraint à condition de prendre également en compte la décohésion le long des armatures.

Un dernier calcul est effectué pour observer numériquement l'influence du fluage sur les ouvertures de fissure. En effet, dans le cas de l'essai PACE, seulement 6 mois se sont écoulés entre le RUN 4 et 6 (voir Tab.3.4). Le fluage du béton n'a donc que peu d'influence sur les ouvertures de fissures dans cette modélisation. Pour être plus proche des conditions d'enceinte réelle, on suppose qu'il a fallu attendre dix ans entre le RUN 4 et le RUN 6 tout en gardant une précontrainte à 60%. Sur la figure 4.10, trois ouvertures de fissures sont représentées : la courbe rouge représente le cas où le béton est considéré élastique donc ne subira aucune influence du temps et les deux autres courbes (bleues et vertes) correspondent à la résolution en simulant l'amorçage des fissures dans un béton fluant et avec la stratégie définissant un état initial fissuré. Deux points importants sont observables : l'influence du fluage sur l'ouverture des fissures (une augmentation de 25% de l'ouverture de fissures en surface lorsque le fluage est pris en compte par rapport au calcul élastique pour une pression de 6 bars) et une dissymétrie par rapport à l'historique de chargement en pression. Cette dissymétrie est également observable sur les mesures C11 et C15. Une augmentation de la décohésion lors du RUN 6 est responsable de cette dissymétrie. L'état de précontrainte durant le RUN 4 est inférieur à celui du RUN 6 à cause de la chute de la contrainte dans le béton au bout de 10 ans. Pendant la montée en pression, les éléments représentant la décohésion de la liaison acier-béton s'endommagent plus que lors du RUN 4 permettant une ouverture plus importante en deuxième partie.

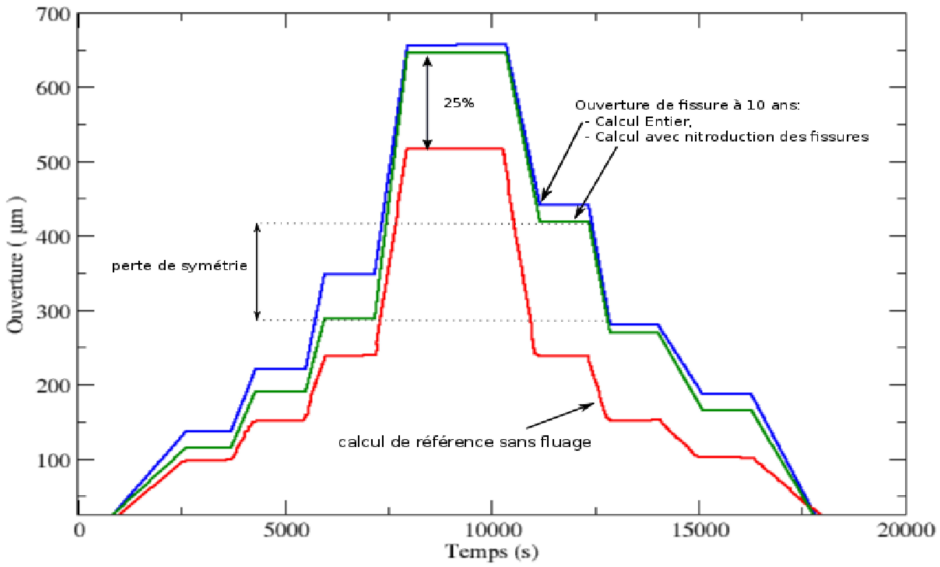


FIGURE 4.10 – Ouverture des fissures avec 10 ans d'écart entre le RUN 4 et le RUN 6 ; la courbe rouge est le résultat avec un béton élastique ; la courbe bleue avec un calcul avec amorçage des fissures et la courbe verte avec définition d'un état fissuré après le RUN 4.

4.2 Modélisation du Gousset durant une visite décennale

L'objectif de cette partie est la modélisation d'une fissure durant une montée en pression sur une portion du gousset à l'aide des briques de modélisation. La difficultée principale est la représentation des conditions limites lors de la précontrainte ou de la montée en pression. Pour cela, on propose d'utiliser une méthode de zoom structural en déplacement entre une représentation entière de l'enceinte et une portion du gousset qui contient les câbles de précontrainte, les armatures et une fissure cohésive. Cette partie reprend les dimensions de la maquette VerCors présentée dans le chapitre 3.

4.2.1 Application d'un zoom structural en déplacement entre la maquette et le gousset

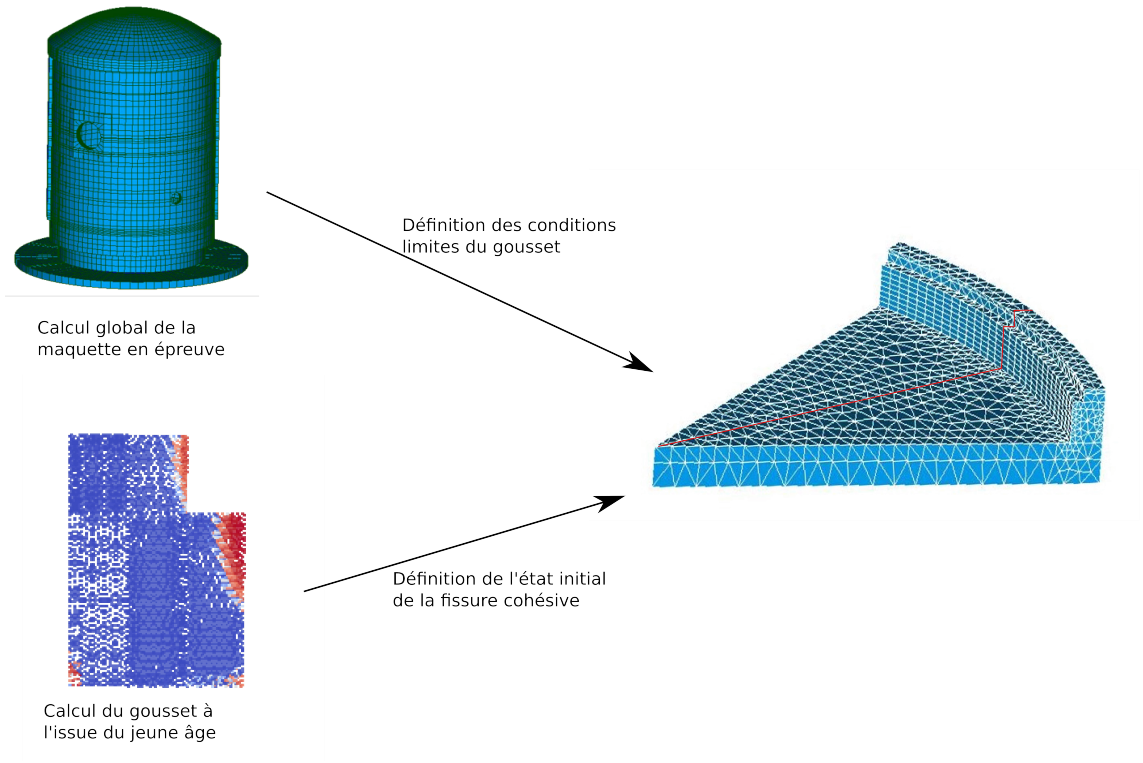


FIGURE 4.11 – Représentation succinte de la méthode de zoom structural pour suivre l'évolution de fissuration dans le gousset

Pour mieux représenter la précontrainte ainsi que la mise en pression de l'enceinte dans la zone du gousset, nous proposons d'utiliser un zoom structural en déplacement entre :

— un calcul global qui représente l'enceinte de confinement, sans fissure, sans armature mais avec les câbles de précontrainte

— un calcul local qui représente une portion du gousset avec une fissure cohésive, les armatures

et les câbles de précontrainte.

La figure 4.14 représente l'application de la méthode de zoom au gousset. L'enceinte subit la précontrainte et les montées en pression aux différents instants de la maquette VerCors. De ce résultat global, on extrait les conditions limites et l'état du béton aux instants qui nous intéressent. Ces conditions limites sont appliquées sur le maillage local qui représente une partie du gousset.

L'avantage de cette méthode est d'avoir la possibilité de définir l'état d'endommagement de la fissure cohésive. En effet pour des ouvrages de cette taille, on constate un nombre important de fissures en surface cependant on ne sait pas si les fissures sont traversantes ou non et, dans le cas où elles sont traversantes, leur trajet de fissuration à l'intérieur est inconnu. On propose d'étudier trois états d'endommagement du gousset avec la méthode de zoom structural :

— un gousset non fissuré ; la fissure cohésive est donc initialement saine. Ce cas permet de savoir si une fissure risque de s'amorçer et de se propager durant la mise en pression de l'enceinte.
— un gousset avec une fissure issue du jeune âge. Ce cas permet de savoir quand et comment la fissure issue du jeune âge se propage. Les résultats du calcul du chapitre 3 sur le gousset sont utilisés pour représenter l'endommagement de la fissure cohésive.
— Un gousset avec une fissure traversante au milieu du gousset. Dans ce cas, on définit une bande d'éléments cohésifs rompus avec décohésion le long des armatures en utilisant la définition d'un état initialement fissuré de la première partie du chapitre.

Les résultats de cette étude pourront être comparés aux premiers résultats de la maquette Vercors et agir comme prévision des résultats des prochaines visites décennales.

4.2.2 Modélisation du gousset

Géométrie et Maillage des structures

Pour le calcul global, la maquette est entièrement représentée à l'exception des armatures. Les câbles de précontrainte sont représentés par des éléments barres. La figure 4.12 a) représente une coupe axisymétrique de la maquette ainsi que ces conditons limites sans prise en compte des TAMs. Pour le calcul local, la même portion de gousset que durant le calcul au jeune âge est étudiée. Elle contient les câbles de précontraintes et les armatures représentées par des membranes.

Les maillages utilisés pour le modèle global et local sont représentés sur la figure 4.13. Le maillage de l'enceinte comporte 267 190 éléments volumiques linéaires et 61534 éléments barres. Le maillage du gousset contient 192 801 éléments volumiques quadratiques dont 30 124 éléments d'interface d'épaisseur nulle pour représenter la fissure et la décohésion des aciers.

Lois de comportement et Paramètres

Le comportement du béton est représenté par le modèle de fluage BETON_BURGER_FP. Le tableau 4.1 contient les paramètres de cette loi identifiée lors d'une étude interne à EDF concernant la maquette VerCors. Dans le calcul global, les câbles de précontrainte sont représentés par un modèle barre. Dans le modèle local, les nappes d'armatures internes et externes, ainsi que les câbles de

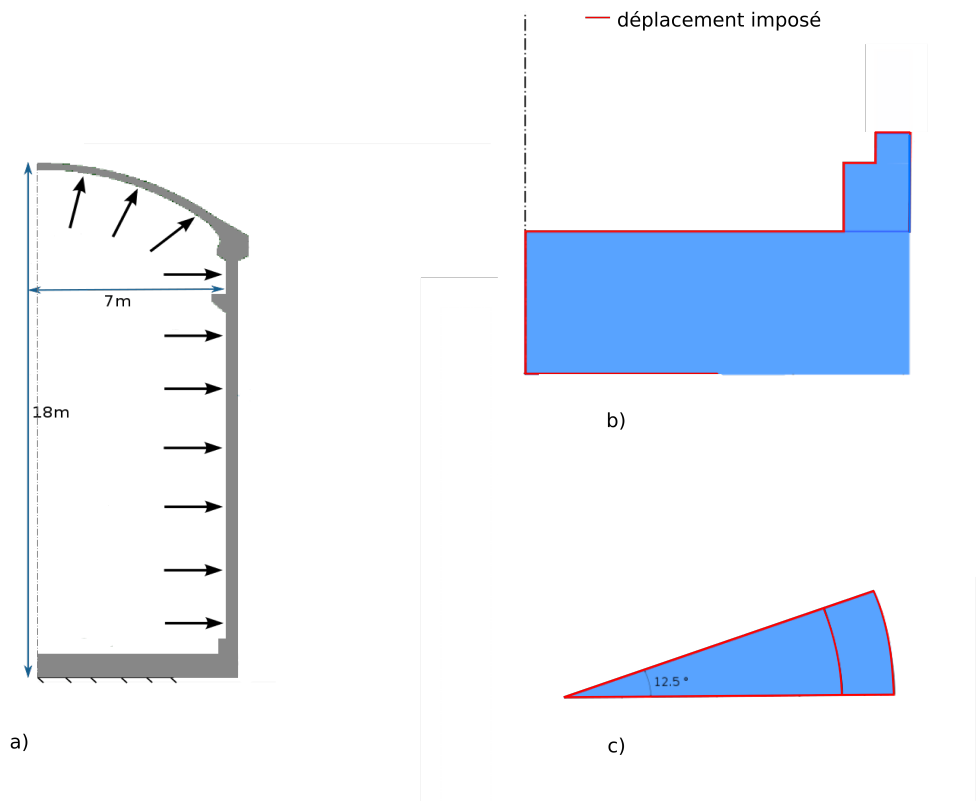


FIGURE 4.12 – Schéma du maillage global et local : a) Représentation axi-symétrique du maillage global et des conditions limites , b) Vue transverse de la portion de gousset , c) Vue du dessu de la portion du gousset

précontrainte, ont un comportement élastique. L'acier des barres d'armatures et des câbles présente un module d'Young de 200 GPa et un coefficient de Poisson de 0,3.

μ^{rd}	η^{rd}	η^{id}	η^{is}	η^{rs}	k^{rs}
5.0E9	3e-3	1.05E6	2.1E6	1E10	6.E4

TABLE 4.1 – Paramètre de $BETON_BURGER_FP$

La liaison entre les armatures et le béton est modélisée par la loi d'adhérence CZM_LAB_MIX. Les paramètres de cette loi sont précisés dans le tableau 4.2. Ces paramètres ont été obtenus à partir de l'étude numérique du Chapitre 2 section 3 sur l'essai de [Ghantous et al., 2016]. La fissure dans le gousset est modélisée par la loi d'interface cohésive exponentielle avec une énergie de fissuration de 120 N/m et une limite de rupture σ_t de 4,1 MPa.

Scénario de chargement et Conditions limites

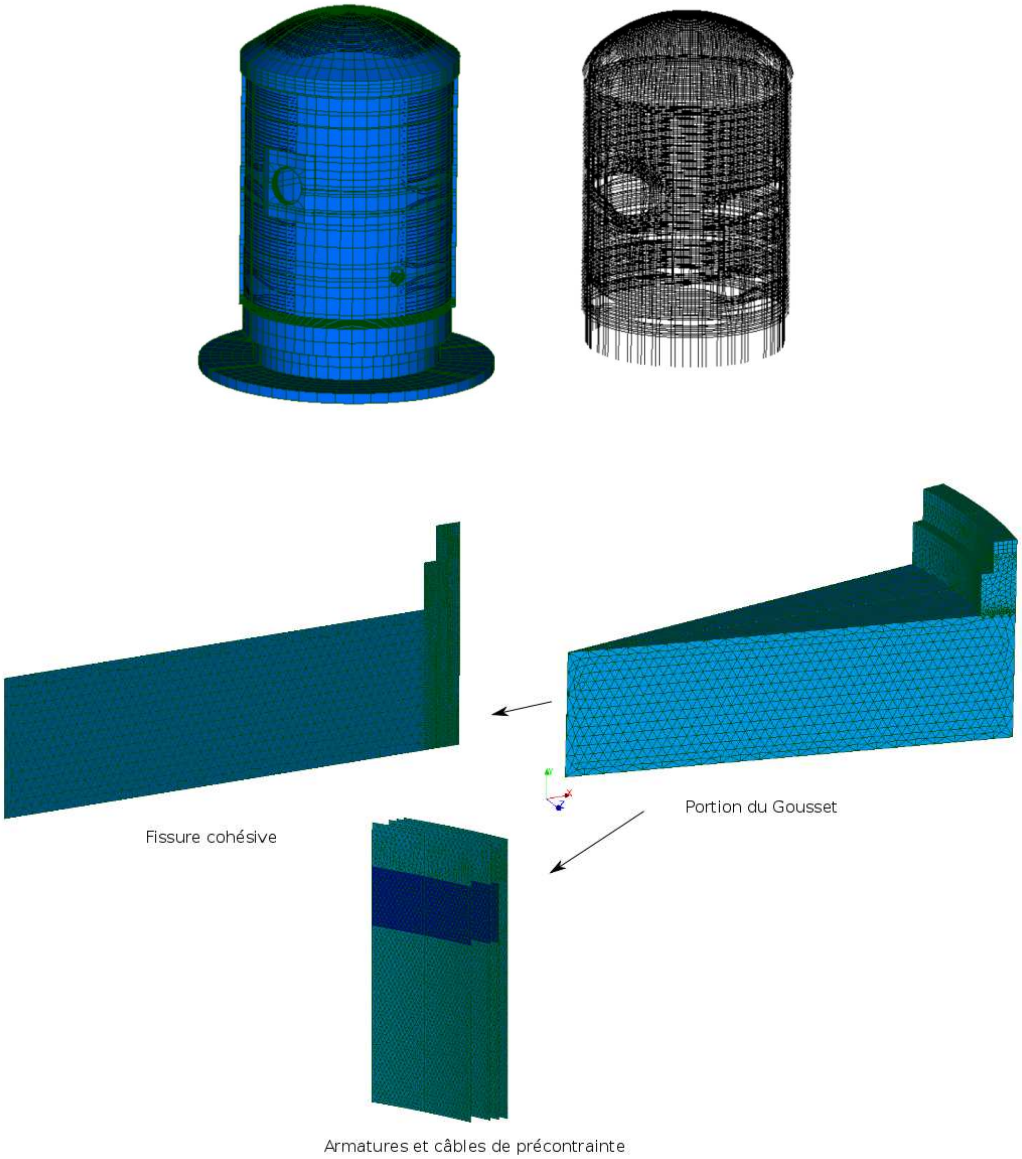


FIGURE 4.13 – Maillage de la portion de gousset

Loi d'adhérence	a_m	τ_m	α	β
Armature	0.9 mm	10 MPa	0.5	1
Câble de précontrainte	0.8 mm	6 MPa	0.5	1

TABLE 4.2 – Paramètres de la loi d'adhérence acier-béton

Le zoom structural s'effectue en appliquant les déplacements obtenus de l'enceinte sur une portion du gousset. Il est possible de décomposer le calcul en deux étapes : le calcul de l'enceinte et le calcul

de gousset.

L'enceinte subit un chargement en pression correspondant aux visites décennales. Chaque montée en pression se note VD (visite décennale) ou VC (visite de contrôle). Les conditions limites de la maquette sont présentées sur la figure a) 4.12. Le dessous du radier est encastré et l'enceinte subit la mise en précontrainte ainsi que les montées successives de la pression à l'intérieur de l'enceinte. La pression à l'intérieur de l'enceinte monte jusque 4,1 bars à l'intérieur de l'enceinte en 7 palier. A la fin du calcul, le champ de déplacement est récupéré et projeté sur la portion de gousset pour chaque palier.

Le calcul du gousset durant une VD_n s'opère de la manière suivante (Fig.4.14) : Pour chaque palier de pression, les conditions limites du gousset sont récupérées sur les champs de déplacement de l'enceinte pour la VDn étudiée et les conditions initiales proviennent du palier précédent ou d'un calcul antérieur du gousset dans le cas du premier palier (calcul au jeune âge, VD_{n-1} ou champ défini analytiquement).

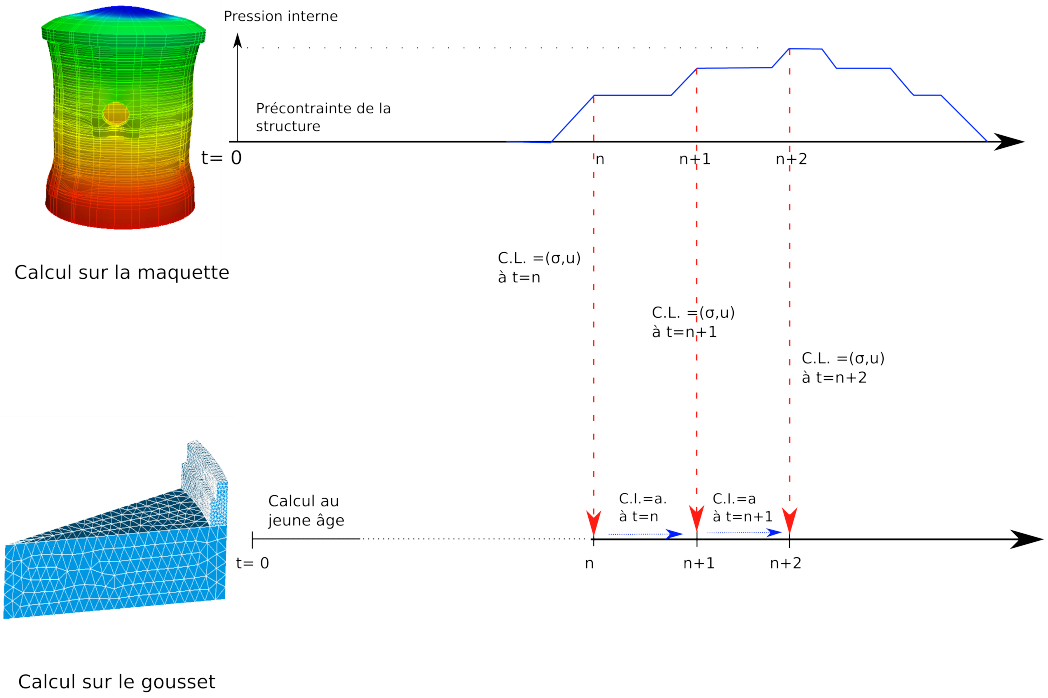


FIGURE 4.14 – Scénario de chargement lors d'une épreuve VD_n

Vérification de la méthode de zoom structural

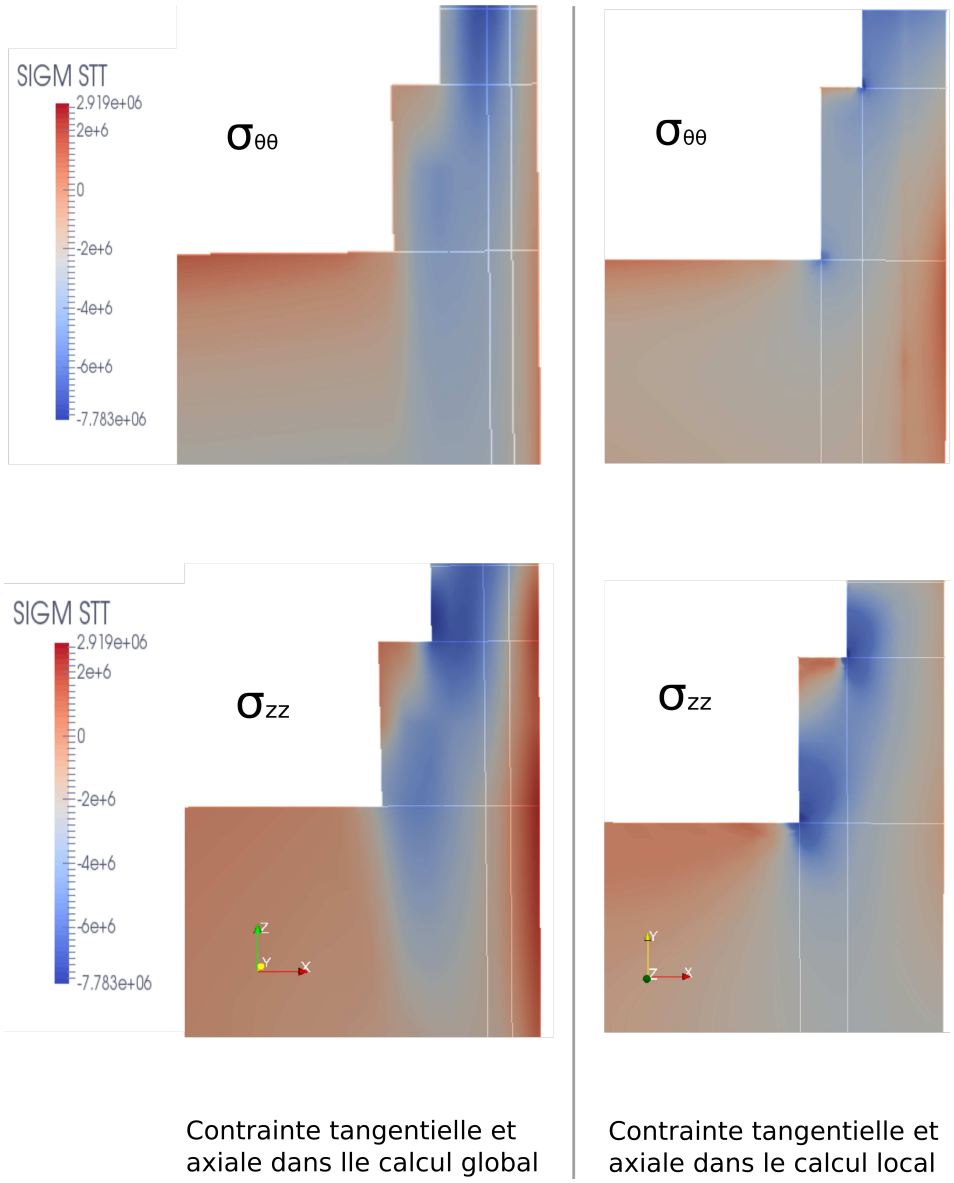


FIGURE 4.15 – Contrainte dans le gousset et la maquette

La figure 4.15 représente le champ de contrainte du calcul global (résultat issu de l'enceinte) et du calcul local obtenu avec la méthode de zoom structural en déplacement (résultat issu de la portion de gousset avec les déplacements au bords imposés). Dans le calcul local, on retrouve les mêmes bornes de contraintes orthoradiale et axiale (une compression d'au maximum 8 MPa en orthoradiale et 10 MPa en axiale) dans le gousset et le calcul global. La précontrainte axiale du calcul local est relativement bien représentée. Cependant les champs de contraintes ne sont pas parfaitement identiques. La précontrainte du calcul local est surestimée dans la partie haute du gousset et sous-

estimée dans la partie basse du gousset. La différence sur la répartition des contraintes entre les deux calculs provient essentiellement d'une différence de taille de maille, de l'utilisation d'éléments membranes dans le gousset pour les câbles de précontrainte et de l'absence des armatures dans le calcul global. Il est donc difficile d'obtenir exactement la même contrainte étant donné que, localement, les rigidités différent suivant que l'on se trouve plus ou moins près des aciers.

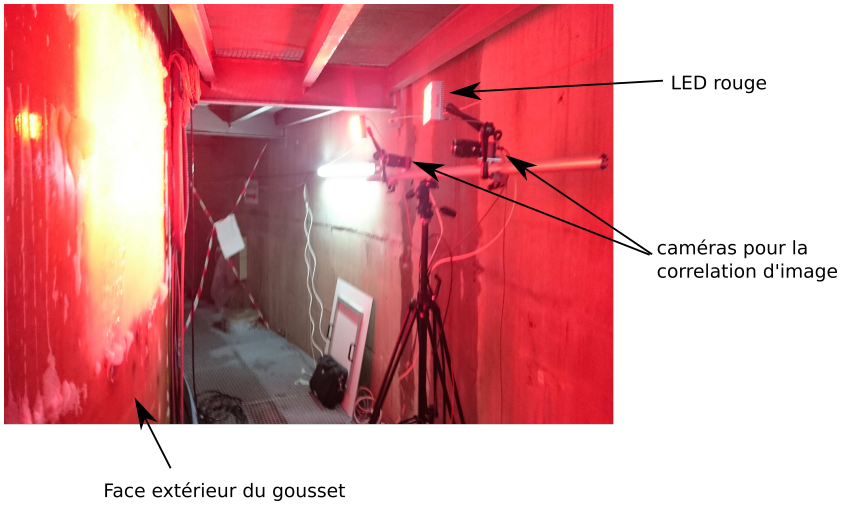


FIGURE 4.16 – Mesure par corrélation d'image la face externe du gousset de la maquette VerCors

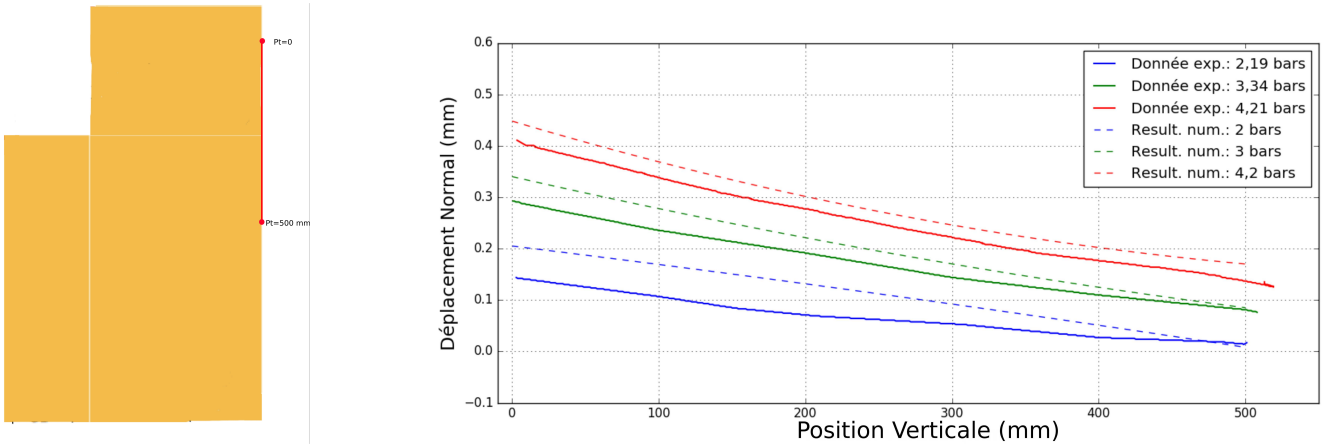


FIGURE 4.17 – Déplacement normal sur le gousset durant la VC1 : Comparaison entre les résultats numériques et les données expérimentales obtenues par corrélation d'image

Pour appuyer notre méthode de zoom, nous comparons le déplacement de la face extérieure du gousset lors de la VC1 aux données obtenues par corrélation d'image sur le gousset de la maquette VerCors (Fig.4.16). Cette corrélation d'image a été réalisée par la société Dantec Dynamics. Sur ces données, aucune ouverture de fissure extrados n'a été détectée sur la portion du gousset observée. Cependant il est possible de comparer le déplacement normal à la face extrados du gousset. Le déplacement est calculé avec, comme point de départ, l'enceinte sous précontrainte et une pression atmosphérique à l'intérieure. Dans la figure 4.17, on compare le déplacement normal moyen obtenu numériquement sur le gousset et le déplacement mesuré sur la maquette VerCors lors de la VC1 pour plusieurs niveaux de pression en fonction de la position verticale sur le gousset (Fig. a)4.17). Les résultats sont globalement satisfaisants. On retrouve un déplacement assez proche entre les données de la maquette et le calcul numérique avec une sous-estimation maximum de 8% pour le calcul numérique. Cet écart peut s'expliquer par une rigidité plus faible de l'enceinte dans le cas du calcul numérique par rapport à la réalité ou par un état de précontrainte surestimé dans le calcul numérique. Ce dernier résultat nous conforte dans la modélisation de la précontrainte et des montées de pression. Même si des améliorations sont possibles pour mieux représenter les conditions limites, on estime que la méthode de zoom permet de retrouver des champs de contrainte et de déplacement dans le gousset plus proche de la réalité physique que si l'on impose des conditions limites simples en contrainte ou en déplacement (déplacement bloqué ou pression constante) sur les bords du gousset.

4.2.3 Résultats

Pour rappel, nous étudions trois situations :

— un gousset non fissuré ; la fissure cohésive est donc initialement saine.

— un gousset avec une fissure issue du jeune âge.

— Un gousset avec une fissure traversante au milieu du gousset. Dans ce cas, on définit une bande d'élément cohésif rompu avec décohésion le long des armatures en utilisant la définition d'un état initialement fissuré de la première partie du chapitre avec les mêmes paramètres de largeur de décohésion.

Gousset initialement non fissuré

Dans un premier temps, on étudie le cas où le gousset ne présente aucune fissure ou endommagement. Toutes les variables internes des éléments cohésifs représentant la fissure sont initialisées à zéro. Le gousset subit la précontrainte et les différentes montées en pression en appliquant un déplacement sur les bords du domaine. Durant chacune des visites décennales, la contrainte est restée inférieure à la limite de rupture du béton. La figure 4.18 représente la contrainte tangentielle sur la partie haute du gousset. Chaque pic représente une visite décennale. L'effet du fluage sur la précontrainte est observable avec une diminution de la précontrainte de 60% lors de la VD5 . La contrainte la plus importante observée est de 1.8 MPa pour la dernière montée en pression (VD5) alors que la limite de rupture en traction du béton utilisée pour la maquette VerCors est de 4.1 MPa. Etant donné que le gousset ne présente aucun endommagement, la fissure cohésive n'a donc aucune possibilité de s'ouvrir durant les montées en pression de l'enceinte. Cela laisse supposer qu'une fissure ne peut s'amorçer lors d'une visite décénnale que si le béton a localement une limite de rupture en traction plus faible ou si le béton est localement endommagé dû aux déformations thermiques et au retrait du béton durant le jeune âge.

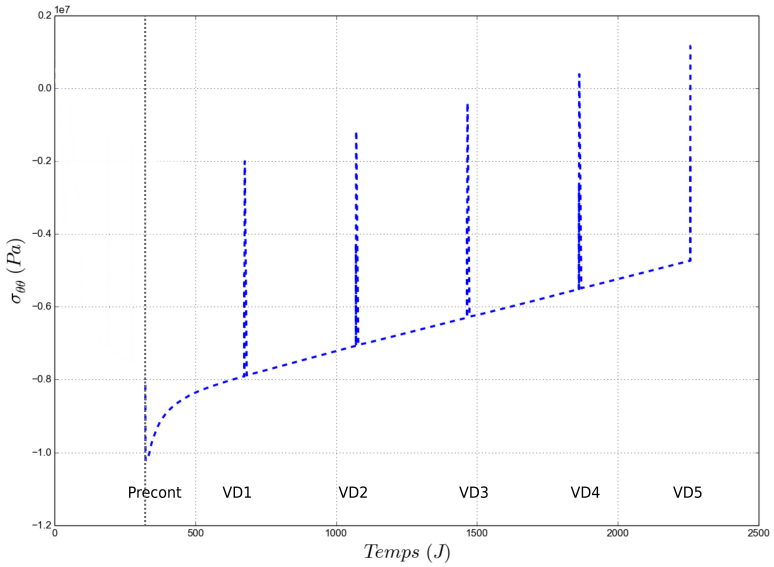


FIGURE 4.18 – Contrainte orthoradiale à 1.2 m de hauteur au milieu du gousset.

Gousset endommagé durant le jeune âge

Un second calcul concerne le gousset avec une fissure initialement endommagée durant le jeune âge. L'état initial provient du calcul réalisé lors du chapitre 3 avec un calcul thermique et mécanique sur le gousset. La figure 4.19 représente l'ouverture maximale des éléments cohésifs représentant la fissure.

FIGURE 4.19 – Ouverture maximale de la fissure cohésive avant et après la précontrainte de la structure.

De la première visite décennale jusqu'à la quatrième, la précontrainte est suffisament importante pour empêcher la propagation d'une fissure dans le gousset. La figure 4.20b représente l'ouverture de la fissure en intrados sur deux points du gousset. La fissure cohésive est légèrement ouverte sur la face interne du gousset. L'ouverture des éléments cohésifs sur le bord de la fissure s'ouvre progressivement mais reste relativement faible (inférieure à 20 μm). Les armatures semblent contenir le risque de propagation de fissure dans le gousset. Ce résultat est difficile à interpréter car un nombre important de facteurs entre en jeu. La précontrainte est plus importante à l'intérieur du gousset qu'à l'extérieure contrairement au calcul global. L'adhérence des armatures peut être surestimée dans le calcul au jeune âge du chapitre trois et également dans cette partie.

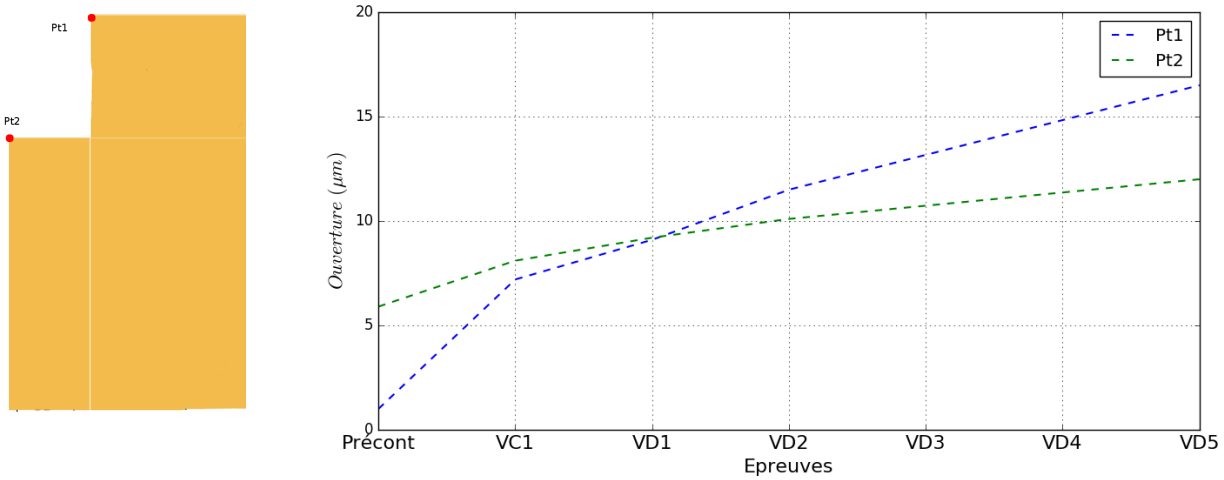


FIGURE 4.20 – Ouverture de fissure dans le temps à différents points

En augmentant la pression à l'intérieur de l'enceinte, il est possible d'observer une pression de fissuration du gousset. La figure 4.21 et 4.22 représentent l'état d'endommagement de la fissure cohésive ainsi que la contrainte orthoradiale durant la VD5 à une pression de 4.2 bars et à une pression plus importante de 4.7 bars supérieure à la pression lors d'une visite décenale. On observe que l'endommagement de la fissure cohésive se propage progressivement sur les 2/3 de la face interne du gousset ainsi qu'à la jonction entre le gousset et le radier. A une pression de 4.9 bars, la fissure se propage vers le haut de l'enceinte et traverse la moitié du gousset. Au-delà , la convergence n'a pas été possible. Pour une pression de 5. bars, la solution du problème avec un critère large sur le résidu de la méthode de résolution ($r \approx 1e-2$) est une fissure cohésive complètement rompue. Ce qui nous laisse supposer que la fissure se propage brutalement complètement à travers le gousset entraînant une difficulté pour la convergence du problème.

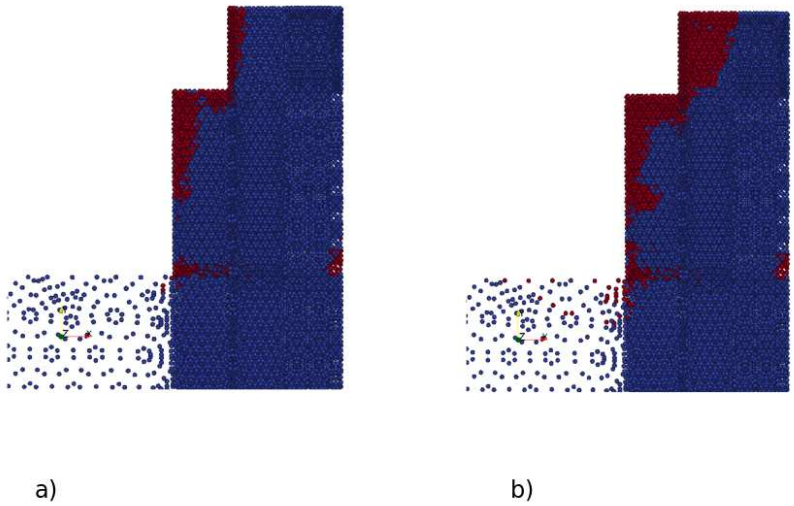


FIGURE 4.21 – Représentation de l'état d'endommagement de la fisure cohésive durant la VD5 à 4.2 et 4.9 bars (Indicateur d'endommagement : Bleu= sain, Rouge= endommagée

Gousset avec une fissure traversante

La dernier cas concerne une fissure initialement rompue sur toute la hauteur de la levée du gousset comme il est représenté sur le schéma de la figure 4.23. La fissure a une largeur de 0.3m. La fissure est introduite avec la stratégie de définition d'un état initial fissuré présenté dans la section 4.1 .

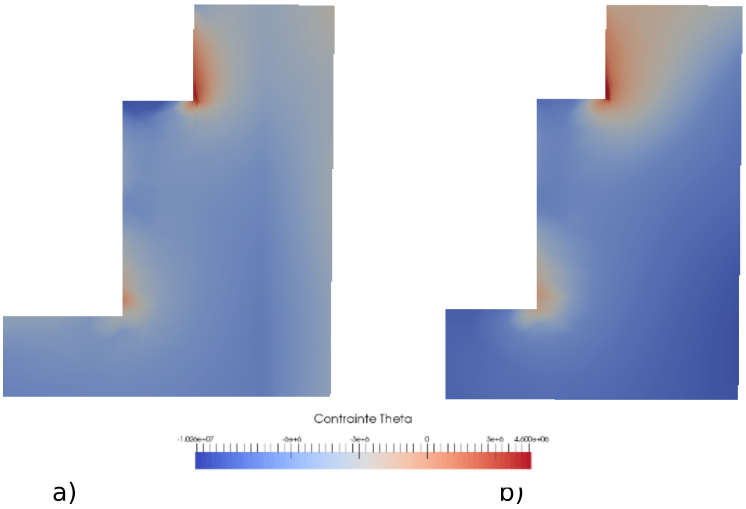


FIGURE 4.22 – Représentation de la contrainte de la fisure cohésive durant la VD5 à 4.2 et 4.9 bars

Sur la figure 4.26b, nous représentons l'ouverture de la fissure en 4 points lors de la précontrainte de la structure et lors des différentes visites décennales à une pression interne de 4.2 bars. Les éléments cohésifs s'ouvrent progressivement d'environ $10\mu m$ en moyenne entre chaque visite . La plus grande ouverture se trouve sur la face extrados et atteint 30 μm. Cependant la largeur de la fissure n'évolue pas et les ouvertures restent relativement faibles. Lors de la dernière visite décennale, la précontrainte semble être suffisamment importante dans la zone du gousset pour maintenir fermée ces fissures.

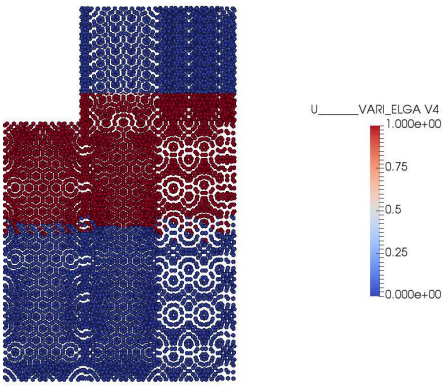


FIGURE 4.23 – Champ d'ouverture maximale des éléments cohésifs avec une fissure traversante de 0.3m

En poursuivant la montée en pression de l'enceinte à la date de la cinquième visite décennale, la fissure se propage rapidement au delà de 4,55 bars pour rompre tous les éléments cohésifs à 4,58 bars.

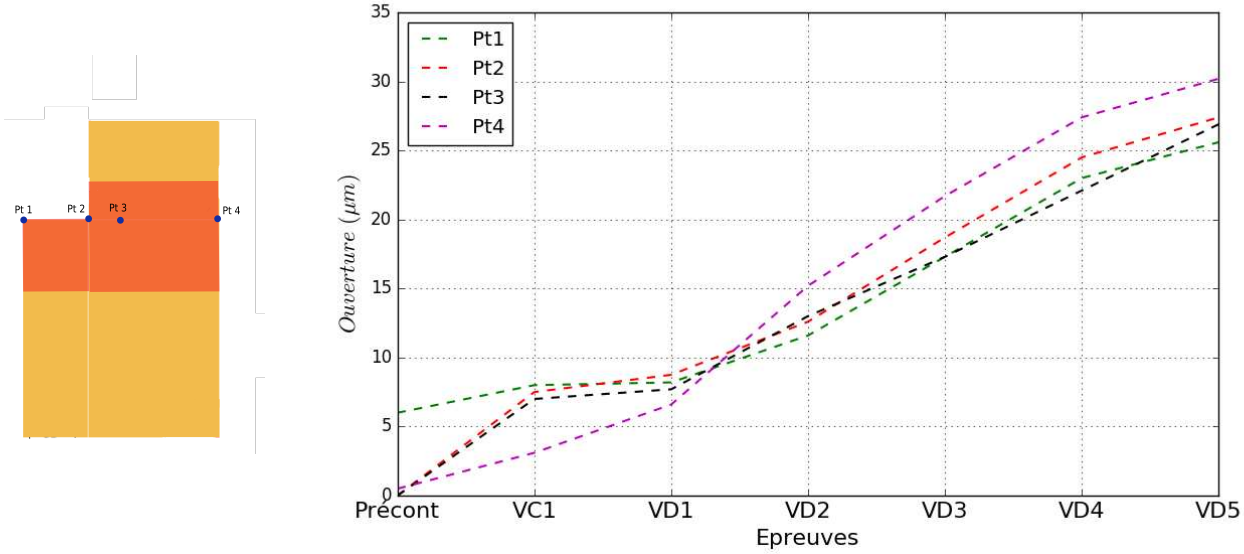


FIGURE 4.24 – Ouverture de fissure dans le temps à différents points

La figure 4.25 représente l'endommagement des éléments cohésifs pour plusieurs niveaux de pression et la figure 4.26 représente l'évolution de la largeur de la fissure traversante sur la face intrados et extrados. Cette propagation est encore une fois quasi-brutale entraînant des difficultés pour faire converger la méthode de Newton. Avant 4,5 bars, l'ouverture ainsi que la largeur des fissures sur les faces internes et externes du gousset restent relativement faibles (ouverture inférieure à $100\mu m$ et largeur qui n'évolue pas). Au delà, la fissure se propage rapidement dans le gousset. La pression de fissuration est donc plus faible que dans le cas d'un état issu du jeune âge mais reste relativement proche.

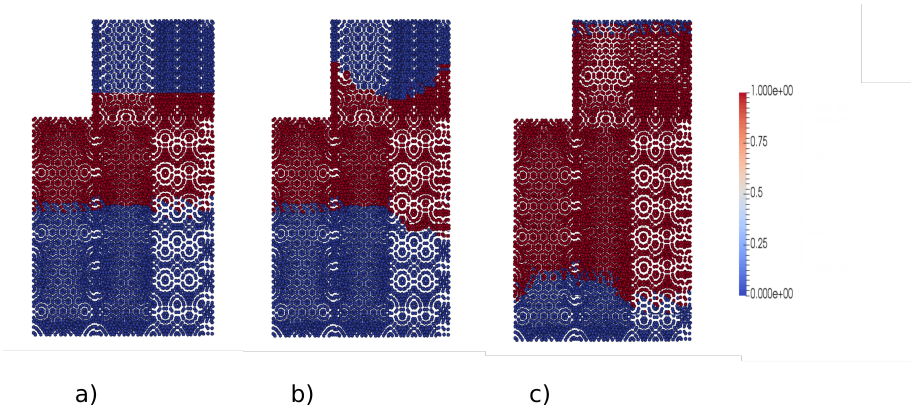


FIGURE 4.25 – Variable interne de la fissure cohésive

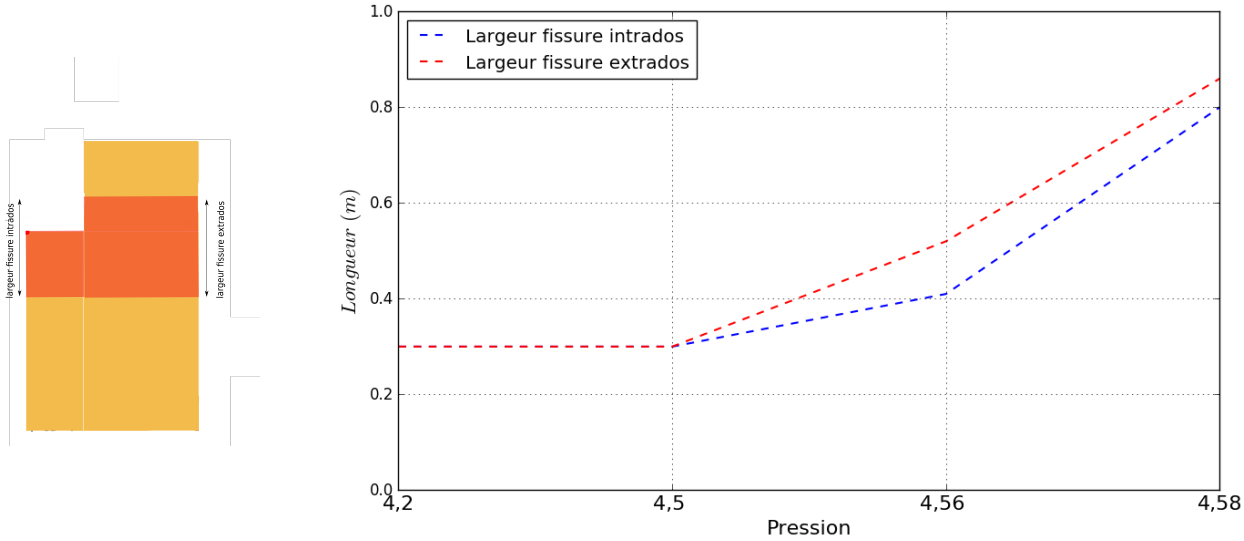


FIGURE 4.26 – Longueur des fissures sur les faces intrados et extrados du gousset

Concernant la durée de la simulation, le calcul de la maquette de l'instant initial jusqu'à une montée en pression, prend une journée sur 12 processeurs à 2,2 GHz. La projection des champs et la simulation du gousset lors d'une montée en pression prend 6 heures. Ces temps de calcul restent compatibles avec une utilisation dans un contexte industriel.

Conclusion

Dans l'utilisation de la méthode de zoom structural, plusieurs simplifications sont contestables et peuvent être améliorées comme la non-représentation des armatures sur le calcul global de la maquette, ce qui interroge sur la projection du champ de déplacement sur les bords, et le passage d'un modèle barre pour les câbles de précontrainte à une modélisation membrane. Cependant elle a permis de représenter facilement les conditions limites lors de la précontrainte et de la mise en pression dans le gousset. Dans les différents choix de conditions initiales pour la fissure (saine, endommagée durant le jeune âge ou traversante), elle ne s'est pas ouverte durant les visites décénales. Ce résultat est à relativiser car il existe des incertitudes sur les différents paramètres de la loi d'adhérence ou du modèle de fluage. Cependant des problèmes de convergence sont encore présents lors de la résolution du problème. Plusieurs améliorations peuvent perfectionner le calcul comme une représentation des aciers présents dans le radier ou la représentation de la fissure entre le gousset et le radier apparue lors de la phase de précontrainte de l'enceinte.

4.3 Bilan

Dans ce chapitre, une stratégie pour définir un état initial a été proposée. Cet état initial est composé d'un calcul de fluage calculé préalablement, d'éléments cohésifs pour la fissuration et d'une estimation de la décohésion le long des armatures. Il a été observé que l'adhérence entre les armatures et le béton joue un rôle important sur l'ouverture de ces fissures. Cette stratégie a pour le moment été validée sur l'essai PACE1450.

Ensuite une méthode de zoom structural a été développée pour suivre l'évolution d'une fissure dans le gousset durant les différentes montées en pression de l'enceinte. Cette méthode est nécessaire pour représenter les bonnes conditions limites sur les bords de la portion d'enceinte étudiées. Cela a permi d'observer la propagation d'une fissure initiée au jeune âge ainsi qu'une fissure traversante. La fissure issue du jeune âge ne devient pas traversante pendant les différentes visites décennales.

Avant d'étendre cette méthode à d'autres zones de l'enceinte, il est nécessaire d'améliorer encore plusieurs points dans cette étude du gousset :

— L'application de la déformation sur la membrane revient à imposer la précontrainte après l'injection du coulis alors que dans la réalité, elle est injecté après. Une procédure appliquant une tension équilibrée sur la membrane est nécessaire.

— La représentation des armatures dans le calcul global permettrait d'obtenir des déplacements et une précontrainte plus pertinents lors de la projection du champ de déplacement sur le gousset.

Conclusion générale et Perspectives

Dans une première partie, nous avons proposé différentes briques de modélisation qui nous paraissent indispensables pour représenter la fissuration d'une structure en béton armé et être en mesure de prévoir son évolution au cours du temps dans une structure telle qu'une enceinte de confinement. Ainsi les armatures et les câbles de précontrainte sont représentés par un comportement homogénéisé sur des éléments membranes pour induire une concentration de contraintes moins importantes que les modèles de barres. La fissuration et la décohésion des aciers dans le béton sont définies par des éléments cohésifs basés sur une formulation mixte. L'avantage de ces éléments est qu'ils nécessitent aucune régularisation sur l'adhérence initiale ou la condition de contact permettant ainsi l'utilisation de loi extrinsèque. Le vieillissement du matériau est modélisé par un modèle visco-élastique décrivant le fluage propre et de dessication dans le béton permettant ainsi une cohabitation simple avec les autres briques.

Suivant le degré de maturité de chaque brique, nous avons cherché soit à étendre leur capacité, soit à compléter leur validation sur des essais plus représentatifs de la réalité, soit à vérifier la cohérence de certaines hypothèses. Ainsi, une loi cohésive exponentielle extrinsèque a été développée et restituée dans Code_Aster pour modéliser la fissuration du béton. L'extension du modèle homogénéisé au cas des câbles en quinconce a été étudiée et une solution pour mieux représenter la déviation des câbles dans les enceintes a été proposée. L'utilisation de modèle de zone cohésive pour la fissuration et pour la décohésion de l'acier ont été confrontés à différents tests académiques validant ainsi leurs aptitudes à représenter globalement et localement le comportement d'une structure fissurée. Par contre, l'interaction entre le fluage et la fissuration du béton n'a pas été prise en compte durant cette thèse. On a supposé, dans le cas des ouvrages précontraints, que cette interaction a peu d'influence sur le comportement des fissures.

Ces différentes briques de modélisation présentes dans le code éléments finis Code_Aster ont été testées sur différentes parties caractéristiques de l'enceinte de confinement dans le troisième chapitre : une partie courante d'enceinte, la zone du Tampon d'accès matériel (TAM) et le gousset. La simulation de l'essai PACE1450, représentant une partie courante d'enceinte, a permis de retrouver des ouvertures de fissures et un niveau de sollicitation proche de l'essai expérimental. La simulation du gousset et de la zone du TAM correspondent à la maquette d'enceinte de confinement VerCors. Le gousset a été simulé durant le jeune âge. Pour cela, un chaînage entre un calcul thermique et un calcul mécanique a été réalisé afin d'obtenir un faciès de fissuration de cette période. La zone du

TAM a été simulée avec une fissure cohésive traversante du sas vers l'extérieur de la zone durant une montée en pression de l'enceinte. Des estimations de la pression de fissuration dans cette zone ont ainsi été obtenues.

Dans une seconde partie, nous avons proposé une stratégie pouvant être mise en œuvre pour contourner la simulation de l'amorçage des fissures et une méthode de zoom structural pour représenter la précontrainte et les différentes montées en pression lors des visites décennales. Dans la partie précédente, la simulation de l'amorçage de fissure a été possible à l'aide des différentes briques de modélisation cependant ces différentes études ont mis en avant un certain nombre de difficulté numérique. Dans les structures précontraintes, la propagation de la fissure est brutale, entraînant des problèmes de convergence pour trouver la solution. De plus, les conditions limites dans certaines zones de l'enceinte nécessitent d'être bien représentées pour correctement simuler la propagation des fissures et estimer une pression de fissuration proche de la réalité.

La stratégie étudiée consiste à définir un état initial fissuré sans modéliser l'amorçage de fissure. Cette définition d'un état initial fissuré est validée grâce à l'essai PACE1450 qui présente l'avantage d'être une structure précontrainte similaire en composition aux enceintes de confinement et d'avoir des données sur le comportement des fissures. Nous montrons ainsi l'importance de prendre en compte la décohésion des aciers et l'influence du fluage sur l'ouverture des fissures. De plus le temps de simulation est réduit par rapport à un calcul classique.

Concernant la représentation des conditions limites, nous proposons d'utiliser une méthode de zoom structural en déplacement entre une enceinte entière et une portion du gousset. Cette méthode permet d'étudier le comportement d'une fissure dans cette zone. Des prévisions d'ouverture de plusieurs types de fissures (fissures issues du jeune âge ou fissures traversantes) lors des prochaines visites décennales ont ainsi été obtenues en prenant en compte un nombre important de phénomènes.

Ces différents résultats encourageants ouvrent la voie à plusieurs perspectives pour aboutir enfin à une estimation du taux de fuite.

Dans chaque étude, la précontrainte est appliquée en imposant une déformation aux éléments membranes. Cette solution, efficace dans le cas de câbles adhérents, peut poser des soucis de convergence si on représente la décohésion des câbles par rapport au béton. Une procédure de mise en tension progressive des membranes est nécessaire dès que la décohésion des membranes est représentée.

L'interaction du fluage sur la fissuration n'a pas été prise en compte dans le cas de l'enceinte de confinement. Si l'on souhaite étendre ces briques à des chargements plus complexes, le modèle de zone cohésive doit être enrichi par une interaction avec l'état de fluage du béton environnant pour reproduire le fluage tertiaire du béton.

La simulation numérique d'une fissure dans le chapitre 3 dans la zone du TAM n'est pas complète. Pour finaliser cette étude, il est nécessaire de représenter les armatures et d'utiliser la méthode de

zoom structural entre la maquette et le TAM pour représenter les conditions limites. Cela permettrait d'aboutir à une pression de fissuration et une ouverture de fissure plus réalistes pour cette zone.

Par ailleurs, une confrontation des résultats issus de la maquette VerCors lors des prochaines visites décennales avec le gousset ou la zone du TAM permettrait de valider ou d'affiner les briques de modélisation.

De plus, pour aboutir à une estimation du débit de fuite à partir des ouvertures des fissures cohésives, il est possible de modéliser l'écoulement avec des simulations de mécanique des fluides. Dans cette situation, l'écoulement de l'air à travers de la fissure est laminaire. Plusieurs travaux ont déjà estimé le taux de fuite à l'aide d'un modèle de type Hagen-Poisseuille. Cependant les débits de fuites estimés sont largement supérieurs à la réalité. Il faut par conséquent se tourner vers des variantes de la formulation de Poiseuille.

Enfin, pour élargir le domaine d'application des outils étudiés, l'introduction de l'effet hystérétique dans les fissures ou le frottement entre l'acier et le béton peut être envisageable permettant de modéliser des sollicitations cycliques, qui peuvent se produire lors de séismes.

Bibliographie

[Alliche and Dumontet, 2011] Alliche, A. and Dumontet, H. (2011). Anisotropic model of damage for geomaterials and concrete. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(9) :969–979.

[Alvaredo and Wittmann, 1993] Alvaredo, A. and Wittmann, F. (1993). Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation. pages 103–103.

[Atkins and Trapp, 1994] Atkins, P. and Trapp, C. (1994). *Solutions manual for physical chemistry*. Oxford [etc.] : Oxford University Press.

[Badel et al., 2007] Badel, P., Godard, V., and Leblond, J.-B. (2007). Application of some anisotropic damage model to the prediction of the failure of some complex industrial concrete structure. *International journal of solids and structures*, 44(18) :5848–5874.

[Baroghel-Bouny Véronique, 1999] Baroghel-Bouny Véronique, Mainguy M, L. T. C. O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and concrete research*, 29(8) :1225–1238.

[Bazant and Chern, 1985] Bazant, Z. and Chern, J. (1985). Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and structures*, 18(1) :1–20.

[Bazant, 1972] Bazant, Z. P. (1972). Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective. *Journal of the American Concrete Institute*, 69 :212–217.

[Bazant and Xiang, 1997] Bazant, Z. P. and Xiang, Y. (1997). Crack growth and lifetime of concrete under long time loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(4) :350–358.

[Bazant Z., 1997] Bazant Z., Hauggar H., B. S. F. (1997). Microprestress-solidification theory for concrete creep :part 2-algorithm and verification. *Journal of Engineering Mechanics*.

[Benboudjema, 2002] Benboudjema, F. (2002). *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs de centrales nucléaires*. PhD thesis, Université de Marne-la-Vallée.

[Biernacki and Xie, 2011] Biernacki, J. J. and Xie, T. (2011). An advanced single particle model for c3s and alite hydration. *Journal of the American Ceramic Society*, 94(7) :2037–2047.

[Bishnoi and Scrivener, 2009] Bishnoi, S. and Scrivener, K. L. (2009). μic : A new platform for modelling the hydration of cements. *Cement and Concrete Research*, 39(4) :266–274.

[Bissonnette et al., 2007] Bissonnette, B., Pigeon, M., and Vaysburd, A. M. (2007). Tensile creep of concrete : study of its sensitivity to basic parameters. *ACI Materials journal*, 104(4) :360–368.

[Bottoni and Dufour, 2010] Bottoni, M. and Dufour, F. (2010). Topological search of the crack path from a damage-type mechanical computation.

[Bourdin et al., 2008] Bourdin, B., Francfort, G. A., and Marigo, J.-J. (2008). The variational approach to fracture. *Journal of elasticity*, 91(1-3) :5–148.

[Briffaut, 2010] Briffaut, M. (2010). *Etude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton : influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures.* PhD thesis, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.

[Buffo-Lacarrière, 2007] Buffo-Lacarrière, L. (2007). Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton. *These de doctorat, Université de Toulouse France.*

[Cangemi, 1997] Cangemi, L. (1997). *Frottement et adhérence : modèle, traitement numérique et application à l'interface fibre/matrice.* PhD thesis.

[Carlson, 1937] Carlson, R. W. (1937). Drying shrinkage of large concrete members. 33(1) :327–336.

[Casanova et al., 2012] Casanova, A., Jason, L., and Davenne, L. (2012). Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 39 :66–78.

[Cazes, 2010] Cazes, F. (2010). *Construction et implémentation de lois cohésives extrinsèques : construction and implementation of extrinsic cohesive laws.* PhD thesis.

[Chaboche, 1981] Chaboche, J.-L. (1981). Continuous damage mechanics—a tool to describe phenomena before crack initiation. *Nuclear Engineering and Design*, 64(2) :233–247.

[Chandra et al., 2002] Chandra, N., Li, H., Shet, C., and Ghonem, H. (2002). Some issues in the application of cohesive zone models for metal–ceramic interfaces. *International Journal of Solids and Structures*, 39(10) :2827–2855.

[Charlotte et al., 2006] Charlotte, M., Laverne, J., and Marigo, J.-J. (2006). Initiation of cracks with cohesive force models : a variational approach. *European Journal of Mechanics-A/Solids*, 25(4) :649–669.

[Clément, 1987] Clément, J.-L. (1987). *Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé : caracterisation, modélisation.* PhD thesis, Paris 6.

[Coquillat, 1987] Coquillat, G. (1987). Mesures fondamentales sur éprouvettes : définitions et méthodes expérimentales. (455) :82–88.

[Cordebois and Sidoroff, 1982] Cordebois, J. and Sidoroff, F. (1982). Damage induced elastic anisotropy. In *Mechanical Behavior of Anisotropic Solids/Comportment Méchanique des Solides Anisotropes*, pages 761–774. Springer.

[Courtois et al., 2006] Courtois, A., Wyniecki, P., Masson, B., and Guyon, O. (2006). Simulation numérique du séchage et du retrait de dessiccation d'une paroi d'enceinte de confinement.

[Coussy, 1995] Coussy, O. (1995). *Mechanics of porous continua.* Wiley.

[Cox and Herrmann, 1998] Cox, J. V. and Herrmann, L. R. (1998). Development of a plasticity bond model for steel reinforcement. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 3(2) :155–180.

[Dantec and Terme, 1996] Dantec, P. and Terme, G. (1996). Séchage et comportement différé du béton : influence de la cinétique de dessiccation sur le comportement des bétons. *Rapport du LCPC*, (1.41) :02–5.

[Daoud, 2003] Daoud, A. (2003). *Etude expérimentale de la liaison entre l'acier et le béton autoplaçant : contribution à la modélisation numérique de l'interface.* PhD thesis, Toulouse, INSA.

[David, 2012] David (2012). *Approche multi-échelle du comportement mécanique des structure en béton armé - Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires.* PhD thesis, Ecole Polytechnique ParisTech.

[de Faria, 2015] de Faria, T. H. (2015). *Modelling Concrete Behaviour At Early-Age : Multiscale Analysis And Simulation Of A Massive Disposal Structure.* PhD thesis, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.

[De Schutter, 1999] De Schutter, G. (1999). Degree of hydration based kelvin model for the basic creep of early age concrete. *Materials and Structures*, 32(4) :260–265.

[De Vree et al., 1995] De Vree, J., Brekelmans, W., and Van Gils, M. (1995). Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computers & Structures*, 55(4) :581–588.

[Desmorat et al., 2007] Desmorat, R., Gatuingt, F., and Ragueneau, F. (2007). Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(10) :1539–1560.

[Dolbow and Belytschko, 1999] Dolbow, J. and Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *International journal for numerical methods in engineering*, 46(1) :131–150.

[Dominguez Ramirez, 2005] Dominguez Ramirez, N. (2005). *Etude de la liaison acier-béton : de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi" béton armé".* PhD thesis, Cachan, Ecole normale supérieure.

[Dufour et al., 2008] Dufour, F., Pijaudier-Cabot, G., Choinska, M., and Huerta, A. (2008). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Computers & Concrete*, 5(4) :375–388.

[Eligehausen et al., 1982] Eligehausen, R., Popov, E. P., and Bertero, V. V. (1982). Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations.

[Ferté et al., 2016] Ferté, G., Massin, P., and Moës, N. (2016). 3d crack propagation with cohesive elements in the extended finite element method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 300 :347–374.

[Gambarova and Rosati, 1997] Gambarova, P. and Rosati, G. (1997). Bond and splitting in bar pull-out : behavioural laws and concrete cover role. *Magazine of Concrete Research*, 49(179) :99–110.

[Ghantous et al., 2016] Ghantous, R. M., Millard, A., Poyet, S., François, R., L'Hostis, V., and Tran, N. (2016). Experimental and numerical characterisation of load-induced damage in reinforced concrete members.

[Giry et al., 2008] Giry, C., Bottoni, M., Dufour, F., Kotronis, P., and Mazars, J. (2008). Benchmark ceos. fr statique monotone.

[Giry et al., 2011] Giry, C., Dufour, F., and Mazars, J. (2011). Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, 48(25) :3431–3443.

[Goto, 1971] Goto, Y. (1971). Cracks formed in concrete around deformed tension bars. 68(4) :244–251.

[Granger, 1996] Granger, L. (1996). *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris.

[Gray W. G., 2001] Gray W. G., S. B. A. (2001). Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *European Journal of Mechanics-A/Solids*, 20(4) :521–538.

[Guenot-Delahaie, 1997] Guenot-Delahaie, I. (1997). Contribution to physical analysis and modelling of concrete basic creep..

[Halphen and Nguyen, 1975] Halphen, B. and Nguyen, Q. S. (1975). Sur les matériaux standard généralisés. *Journal de mécanique*, 14 :39–63.

[Hayashi and Naga, 2016] Hayashi, D. and Naga, K. (2016). Meso-scale approach to investigate the bond performace of anchorage in reinforced concrete. In *FramCos 9th*.

[Hillerborg, 1976] Hillerborg (1976). Analysis of crack formulation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement Concrete Research*.

[Ingraffea and Saouma, 1985] Ingraffea, A. and Saouma, V. (1985). Numerical modeling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete. In *Fracture mechanics of concrete : structural application and numerical calculation*, pages 171–225. Springer.

[Jendele and Cervenka, 2006] Jendele, L. and Cervenka, J. (2006). Finite element modelling of reinforcement with bond. *Computers & structures*, 84(28) :1780–1791.

[Jirasek, 2000] Jirasek, M. (2000). Comparative study on finite elements with embedded discontinuities. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*.

[Kallel, 2016] Kallel, H. (2016). *Influence de la température et de l'hygrométrie sur le comportement instantané du béton*. PhD thesis, Pau.

[Kanna et al., 1998] Kanna, V., Olson, R., and Jennings, H. (1998). Effect of shrinkage and moisture content on the physical characteristics of blended cement mortars. *Cement and Concrete Research*, 28(10) :1467–1477.

[Klug and Wittmann, 1970] Klug, P. and Wittmann, F. (1970). The correlation between creep deformation and stress relaxation in concrete. *Matériaux et Construction*, 3(2) :75–80.

[Koenders and Breugel, 1997] Koenders and Breugel (1997). Numerical modelling of autogenous shrinkage of hardening cement paste. *Cement and Concrete Research*, 27(10) :1489–1499.

[Kupfer and Gerstle, 1973] Kupfer, H. B. and Gerstle, K. H. (1973). Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 99(4) :853–866.

[La Borderie, 1991] La Borderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton.* PhD thesis.

[La Borderie and Pijaudier-Cabot, 1992] La Borderie, C. and Pijaudier-Cabot, G. (1992). Influence of the state of the stress in concrete on the behaviour of steel concrete interface. *Fracture mechanics of concrete structures. Colorado (USA) : Breckenridge.*

[Ladevèze, 1983] Ladevèze, P. (1983). *Sur une théorie de l'endommagement anisotrope.* Laboratoire de Mécanique et Technologie.

[Ladeveze, 1989] Ladeveze, P. (1989). On a damage mechanics approach. *Mechanics and mechanisms of damage in composites and multi-materials*, pages 119–141.

[Lee et al., 2004] Lee, S.-K., Song, Y.-C., and Han, S.-H. (2004). Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building. *Nuclear Engineering and Design*, 227(2) :143–153.

[Lemaitre, 1988] Lemaitre, C. (1988). *Mécanique des matériaux solides.*

[Lorentz, 2005] Lorentz, E. (2005). Ill-posed boundary conditions encountered in 3d and plate finite element simulations. *Finite elements in analysis and design*, 41(11) :1105–1117.

[Lorentz, 2008] Lorentz, E. (2008). A mixed interface finite element for cohesive zone models. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198(2) :302–317.

[Lorentz and Andrieux, 1999] Lorentz, E. and Andrieux, S. (1999). A variational formulation for nonlocal damage models. *International Journal of Plasticity*, 15(2) :119–138.

[Lutz and Gergely, 1967] Lutz, L. A. and Gergely, P. (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. 64(11) :711–721.

[Mainguy et al., 2001] Mainguy, M., Coussy, O., and Baroghel-Bouny, V. (2001). Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *Journal of engineering mechanics*, 127(6) :582–592.

[Mang et al., 2016] Mang, C., Jason, L., and Davenne, L. (2016). Crack opening estimate in reinforced concrete walls using a steel–concrete bond model. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 16(3) :422–436.

[Matallah and La Borderie, 2009] Matallah, M. and La Borderie, C. (2009). Inelasticity–damage-based model for numerical modeling of concrete cracking. *Engineering Fracture Mechanics*, 76(8) :1087–1108.

[Mazars, 1984] Mazars, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure.* PhD thesis, ENSET.

[Mazars et al., 1991] Mazars, J., Pijaudier-Cabot, G., and Saouridis, C. (1991). Size effect and continuous damage in cementitious materials. pages 159–173.

[Mazzotti and Savoia, 2003] Mazzotti, C. and Savoia, M. (2003). Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *Journal of engineering mechanics*, 129(9) :1065–1075.

[Michou, 2015] Michou, A. (2015). *Analyse expérimentale et modélisation du comportement de structures précontraintes*. Thèses, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI.

[Moës and Belytschko, 2002] Moës, N. and Belytschko, T. (2002). Extended finite element method for cohesive crack growth. *Engineering fracture mechanics*, 69(7) :813–833.

[Moës et al., 1999] Moës, N., Dolbow, J., and Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 46 :131–150.

[M.P. Wagoner and Paulino, 2005] M.P. Wagoner, W. B. and Paulino, G. (2005). Disk-shaped compact tension test for asphalt concrete fracture. *Society for Experimental Mechanics*, 45 :270.

[Needleman, 1987] Needleman, A. (1987). A continuum model for void nucleation by inclusion debonding. *Journal of applied mechanics*, 54(3) :525–531.

[Needleman, 1988] Needleman, A. (1988). Material rate dependence and mesh sensitivity in localization problems. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 67(1) :69–85.

[Ngo D, 1967] Ngo D, S. A. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. 64(3) :152–163.

[Omar et al., 2009] Omar, M., Loukili, A., Pijaudier-Cabot, G., and Le Pape, Y. (2009). Creep-damage coupled effects : experimental investigation on bending beams with various sizes. *Journal of materials in civil engineering*, 21(2) :65–72.

[Petersson, 1981] Petersson, P.-E. (1981). *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. PhD thesis.

[Phan, 2012] Phan, T. S. (2012). *Modélisation numérique de l'interface acier-béton : application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés*. PhD thesis, Université Paris-Est.

[Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987] Pijaudier-Cabot, G. and Bazant, Z. P. (1987). Nonlocal damage theory. *Journal of engineering mechanics*, 113(10) :1512–1533.

[Pijaudier-Cabot et al., 1991] Pijaudier-Cabot, G., Mazars, J., and Pulikowski, J. (1991). Steel-concrete bond analysis with nonlocal continuous damage. *Journal of Structural Engineering*, 117(3) :862–882.

[Pochanart and Harmon, 1989] Pochanart, S. and Harmon, T. (1989). Bond-slip model for generalized excitations including fatigue. *Materials Journal*, 86(5) :465–474.

[Pons, 1998] Pons, G. (1998). Caractérisation du comportement différé des bétons : de la réalité du matériau à la note de calcul. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial XX*, pages 61–71.

[Pons and Torrenti, 2008] Pons, G. and Torrenti, J. (2008). *Retrait et fluage. La durabilité des bétons, Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement.* Sous la direction de Jean-Pierre OLLIVIER et Angélique VICHOT, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

[Rabczuk et al., 2005] Rabczuk, T., Akkermann, J., and Eibl, J. (2005). A numerical model for reinforced concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 42(5) :1327–1354.

[Ragueneau et al., 2000] Ragueneau, F., La Borderie, C., and Mazars, J. (2000). Damage model for concrete-like materials coupling cracking and friction, contribution towards structural damping : rst uniaxial application. *Mech Cohes Frict Mater*, 5 :607625.

[Raous and Ali Karray, 2009] Raous, M. and Ali Karray, M. (2009). Model coupling friction and adhesion for steel concrete interfaces. *International Journal of Computer Applications in Technology*, 34(1) :42–51.

[Regourd and Gautier, 1980] Regourd, M. and Gautier, E. (1980). Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. (387) :65–96.

[Rehm, 1957] Rehm, G. (1957). *The fundamental law of bond*, volume 2.

[Reinhardt et al., 1984] Reinhardt, H., Blaauwendraad, J., and Vos, E. (1984). Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis. *Matériaux et Construction*, 17(4) :311–320.

[Reinhardt and Cornelissen, 1984] Reinhardt, H. and Cornelissen, H. (1984). Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. *Cement and concrete research*, 14(2) :263–270.

[Reviron, 2009] Reviron, N. (2009). *Etude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression.* PhD thesis, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.

[Rice, 1979] Rice, J. (1979). *The mechanics of earthquake rupture.* Division of Engineering, Brown University.

[Richard et al., 2010] Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., Adelaide, L., and Tailhan, J. L. (2010). A three-dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(6) :951–973.

[Roll, 1964] Roll, F. (1964). Long-time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders. *Special Publication*, 9 :95–114.

[Rossi et al., 2012] Rossi, P., Tailhan, J.-L., Le Maou, F., Gaillet, L., and Martin, E. (2012). Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. *Cement and concrete research*, 42(1) :61–73.

[Sanahuja, 2008] Sanahuja, J. (2008). *Impact de la morphologie structurale sur les performances mécaniques des matériaux de construction : application au plâtre et à la pâte de ciment.* PhD thesis, École nationale des ponts et chaussées (France).

[Schrefler et al., 1989] Schrefler, B., Simoni, L., and Majorana, C. (1989). A general model for the mechanics of saturated-unsaturated porous materials. *Materials and Structures*, 22(5) :323–334.

[Sellier, 2006] Sellier, A. (2006). Modélisations numérique pour la durabilité des ouvrages de génie civil. *HDR, Université Paul Sabatier, Toulouse,(in french)*, 66.

[Sener et al., 1999] Sener, S., Bazant, Z., and Becq-Giraudon, E. (1999). Size effect on failure of bond splices of steel bars in concrete beams. *Journal of Structural Engineering*, 125(6) :653–660.

[Shah et al., 1995] Shah, S. P., Swartz, S. E., and Ouyang, C. (1995). *Fracture mechanics of concrete : applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials.* John Wiley & Sons.

[Shoaib Goraya, 2016] Shoaib Goraya, Rahat Usman, R. H. (2016). Shear damage modeling of rc beams ; a simplified approach. In *FramCos 9th.*

[Smadi et al., 1987] Smadi, M. M., Slate, F. O., and Nilson, A. H. (1987). Shrinkage and creep of high-, medium-, and low-strength concretes, including overloads. *ACI Materials Journal*, 84(3).

[Soroka, 1979] Soroka, I. (1979). Portland cement paste and concrete. *Macmillan Press, London.*

[Soroushian et al., 1991] Soroushian, P., Choi, K.-B., Park, G.-H., and Aslani, F. (1991). Bond of deformed bars to concrete : effects of confinement and strength of concrete. *Materials Journal*, 88(3) :227–232.

[Taylor, 1997] Taylor, H. (1997). Cement chemistry.

[Tepfers, 1979] Tepfers, R. (1979). Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of concrete research*, 31(106) :3–12.

[Terrien, 1980] Terrien, M. (1980). Emission acoustique et" comportement mecanique post-critique" d'un béton sollicite en traction. *Bull Liaison Lab Ponts et Chaussées*, (105).

[Thelandersson et al., 1988] Thelandersson, S., Mårtensson, A., and Dahlblom, O. (1988). Tension softening and cracking in drying concrete. *Materials and structures*, 21(6) :416–424.

[Tixier, 2013] Tixier, A. (2013). *Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in : mesures par fibres optiques et modélisation par éléments finis.* PhD thesis, Grenoble.

[Tvergaard and Needleman, 1984] Tvergaard, V. and Needleman, A. (1984). Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar. *Acta metallurgica*, 32(1) :157–169.

[Ulm and Acker, 1998] Ulm, F. and Acker, P. (1998). Le point sur le fluage des bétons. *Rapport Technique, LCPC.*

[Ulm and Coussy, 1998] Ulm, F.-J. and Coussy, O. (1998). Couplings in early-age concrete : from material modeling to structural design. *International Journal of Solids and Structures*, 35(31) :4295–4311.

[Valente, 2003] Valente, F. B. S. (2003). A fractional order rate approach for modeling concrete structure subjected to creep and fracture. *International journal of Solids ans Structures.*

[Van Zijl, 1999a] Van Zijl, G. (1999a). *A numerical formulation for masonry creep, shrinkage and cracking*, volume 1. Delft Univ Pr.

[Van Zijl, 1999b] Van Zijl, G. (1999b). *A numerical formulation for masonry creep, shrinkage and cracking*, volume 1. Delft Univ Pr.

[Ward and Cook, 1969] Ward, M. and Cook, D. (1969). The mechanism of tensile creep in concrete. *Magazine of concrete research*, 21(68) :151–158.

[Wittmann and Roelfstra, 1980] Wittmann, F. and Roelfstra, P. (1980). Total deformation of loaded drying concrete. *Cement and Concrete Research*, 10(5) :601–610.

[Xi et al., 1994] Xi, Y., Bažant, Z. P., and Jennings, H. M. (1994). Moisture diffusion in cementitious materials adsorption isotherms. *Advanced Cement Based Materials*, 1(6) :248–257.

Résumé

Nous avons donc proposé dans cette thèse une stratégie pour suivre l'évolution des fissures dans une structure en béton précontraint. L'objectif principal est de définir des briques de modélisation permettant d'étudier le comportement des fissures dans les enceintes de confinement des centrales nucléaires. Chaque brique de modélisation permet ainsi de représenter un phénomène non-linéaire présent dans ces structures: la fissuration du béton, les grilles d'armatures,les câbles de précontrainte, la décohésion de l'acier dans le béton ainsi que le vieillissement du béton. Elles ont étés validées grâce à plusieurs essais expérimentaux et appliquées à différentes zones de l'enceinte de confinement pour simuler l'amorçage et la propagation des fissure. Enfin, une stratégie pour définir un état initialement fissuré a été développée à l'aide de ces différentes briques ainsi qu'une méthode de zoom pour reproduire les conditions limites de la précontrainte et la montée en pression sur une partie de l'enceinte.

Mots Clés

béton armé, fissuration, élément cohésif, décohésion acier-béton, déformations différées, structure en béton précontraint

Abstract

The difficulty of predicting cracks on reinforced concrete structures is due to the heterogeneity of the concrete and the dependence on environmental boundary conditions. To overcome this problem, we introduce directly a potential crack at the initial time, using cohesive zone models. A major difficulty will be to juggle the cohesive zone models describing cracking and the phenomena of creep and drying, and thus to consider three types of nonlinearities appearing in the calculation: cracking, decohesion of steelconcrete and creep. We also propose a strategy to represent an initially cracked structure. In this thesis, the crack behavior in different parts of the confinement building are modeled using the above described method.

Keywords

reinforced concrete, crack, cohesive element, steel-concrete bond, delayed strains