



**HAL**  
open science

# Contribution à la simulation du comportement des enceintes de confinement de centrales nucléaires

Ludovic Jason

► **To cite this version:**

Ludovic Jason. Contribution à la simulation du comportement des enceintes de confinement de centrales nucléaires. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Université Paris Ouest - Nanterre - la Défense, 2016. tel-01415343

**HAL Id: tel-01415343**

**<https://hal.science/tel-01415343v1>**

Submitted on 13 Dec 2016

**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.

## **Université Paris Ovest Nanterre La Défense**

### **Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches**

présenté par

**Ludovic JASON**

Sujet:

**Contribution à la simulation du comportement des enceintes de confinement de centrales nucléaires**

Soutenu le 17 juin 2016

#### **Jury**

Jacky Mazars	Professeur, Grenoble INP	Président
Frédéric Ragueneau	Professeur, ENS Cachan	Rapporteur
Alain Sellier	Professeur, INSA Toulouse	Rapporteur
Frédéric Dufour	Professeur, Grenoble INP	
Laurent Gallimard	Professeur, Université Paris-Ovest	
Christian La Borderie	Professeur, Université de Pau et des Pays de l'Adour	
Ahmad Pouya	Directeur de Recherches, Ecole des Ponts ParisTech	
Luc Davenne	Maître de Conférences (HDR), Université Paris-Ovest	Référent

## Remerciements

L'exercice des remerciements n'est pas forcément le plus facile, car il vient à la fin de l'histoire. Il vient après la préparation du manuscrit, quand on espère que le document sera bien reçu par les rapporteurs. Il vient après la soutenance quand on espère qu'on saura répondre aux questions forcément nombreuses du jury. Il vient même après le pot de soutenance quand on se dit que c'est presque fini. Et pourtant, cet exercice est presque le plus important. Car sans toutes les personnes que je vais m'attacher à remercier dans la suite, ce travail n'existerait probablement pas.

Mes remerciements iront d'abord à ceux que j'oublierai certainement ici, ceux qui m'ont croisé un jour et qui, au travers des échanges que nous avons pu avoir, ont déclenché en moi un je ne sais quoi qui m'a permis d'avancer. Merci à vous.

Mes remerciements iront ensuite à mon jury d'Habilitation à Diriger les Recherches, dont, je dois l'avouer, je suis particulièrement fier :

- A. Sellier et F. Ragueneau d'abord qui, malgré leur emploi du temps plus que chargé, m'ont fait l'honneur de rapporter mes travaux. Merci pour votre analyse constructive de mon document et pour vos commentaires qui guideront certainement les prochaines étapes de mon activité,
- L. Gallimard et A. Pouya ensuite, que je n'avais pas la chance de connaître personnellement et qui m'ont fait le plaisir de participer à ce jury, en espérant que ce soit le début de collaborations futures,
- C. La Borderie et J. Mazars qui n'étaient, au tout début (il y a douze ans !), que les auteurs des premières références que mon directeur de thèse m'avait demandé d'étudier. J'ai maintenant la chance de vous côtoyer dans certains projets communs ! Merci pour ce que vous êtes et merci de votre participation à mon jury
- F. Dufour, qui aura su rester fidèle à lui-même, y compris lors de ma soutenance. Notre histoire professionnelle est une longue histoire qui a démarré par une visite d'un laboratoire à Nantes il y a une dizaine d'années et qui continue aujourd'hui par un co-encadrement de thèse, belle continuité !
- enfin, L. Davenne, qui m'a soutenu tout au long du processus de cette Habilitation à Diriger les Recherches. Je peux affirmer que sans lui, ces remerciements, comme ce document, n'existeraient pas aujourd'hui. Après trois thèses co-encadrées, j'espère pouvoir dire que nous commençons à bien nous connaître. Notre complémentarité de caractère fait sans doute partie de la recette du succès !

Comme l'Habilitation à Diriger des Recherches est une histoire qui commence par une thèse, je voudrais profiter de l'occasion pour remercier G. Pijaudier-Cabot. Il a eu, en 2001, cette drôle d'idée de me proposer de faire une thèse et j'ai eu la drôle d'idée d'accepter. De ces deux drôles d'idée (associées à un peu de travail tout de même !) résultent aujourd'hui ces remerciements. Alors Gilles, merci de m'avoir embarqué dans cette aventure !

L'Habilitation à Diriger les Recherches, encore plus qu'une thèse, est le fruit de collaborations diverses et variées. Je voudrais remercier ici « mes » doctorants qui font partie intégrante de l'histoire ! Anaëlle (qui restera à jamais la première, et la seule à ce jour qui aura réussi à me faire faire des essais !), Chetra, Antoine (courage pour la fin de la thèse et merci pour ta présence !) et Can. Merci également à « mes » douze stagiaires qui auront, avec plus ou moins de succès, croisé ma route professionnelle.

Sans eux, mon quotidien professionnel serait bien différent. Je voudrais remercier ici tous mes collègues du CEA qui ont croisé, croisent ou croiseront ma route. Une pensée particulière pour le LM2S qui m'a accueilli dès le début de ma vie professionnelle, avec une dédicace particulière à Martine qui aura toujours su, entre autres, être une oreille attentive dans les bons et les moins bons moments. Mes remerciements iront plus largement aux collègues du SEMT qui « enrichissent » de différentes manières mes journées au CEA et qui, au moins pour la plupart, sont toujours réactifs à mes multiples sollicitations (de correspondant formation, d'assistant scientifique ou de directeur adjoint de l'IMSIA !). Enfin, merci à ma hiérarchie pour m'avoir permis de mener à bien ce projet : mes trois chefs de laboratoire – JM. Humbert (oui tu as bien fait d'insister pour me faire encadrer ma première thèse !), JL Fayard (merci pour ton implication quasi-quotidienne dans mes thématiques qui ne t'étaient pourtant pas familières) et S. Pascal (merci de m'avoir soutenu pour aller au bout) – et mes trois chefs de service, C. Dellis, X. Averty et V. Vandenberghe.

Sans eux, mon quotidien professionnel aurait également été bien différent ! Merci aux partenaires externes d'avoir cru dans les projets que nous proposons : AREVA et ENGIE pour m'avoir fait confiance dans l'encadrement d'une thèse et évidemment EDF dont le soutien permanent, direct ou indirect, permet de réfléchir et d'avancer.

Je terminerai ces remerciements « professionnels » avec l'IMSIA et une petite dédicace à P. Massin dont l'implication dans le fonctionnement quotidien de la structure nous permet, à nous directeurs adjoints, de libérer un temps certain !

Enfin, et comme les occasions ne sont pas si fréquentes, je voudrais remercier ici sincèrement toute ma « famille » :

- ma belle-mère d'abord (ce n'est pas si fréquent qu'un gendre remercie sa belle-mère !). Sa volonté à toute épreuve dans la réalisation de mon pot de soutenance m'est allé droit au cœur (et je ne le dis pas uniquement parce que ce pot a été une grande réussite !)
- mon papa qui suit évidemment cette aventure depuis le début. J'ai été heureux de pouvoir compter sur sa présence à ma soutenance et j'ai été fier qu'il soit fier (merci papa !),
- ma petite chérie Amandine et mon petit bout Timothée. Vous êtes tous les deux les rayons de soleil de ma vie. Ce sera écrit aujourd'hui, vous ne pourrez plus le nier. Je vous aime.
- Et pour finir une personne à qui j'avais promis enfant de dédicacer un livre. Il ne s'agissait que d'un rêve d'enfant, mais à défaut de livre, Maman, je te dédicace ce manuscrit d'Habilitation à Diriger les Recherches. Tu vois, même si tu nous manques, on continue à avancer. J'espère que tu es fier de nous !

## Table des matières

Remerciements .....	2
Préambule .....	6
Partie 1. Contexte des études sur les enceintes de confinement de centrales nucléaires.....	7
1 Contexte industriel.....	7
2 Verrous scientifiques.....	11
Partie 2. Modélisation du comportement mécanique des structures en béton armé .....	13
1 Comportement mécanique du béton (Jason et al, 2006) (Jason et Durand, 2007).....	13
1.1 Développement de lois de comportement .....	13
1.2 Domaines de validité des lois de comportement et calibration .....	16
1.3 Discussion .....	17
2 Liaison acier-béton (Casanova et al, 2012) (Torre-Casanova et al, 2013) (Jason et al, 2013) (Mang et al, 2015) (Mang et al, 2016) .....	19
2.1 Mise en évidence de l'influence de la liaison acier-béton .....	19
2.2 Proposition d'un nouveau modèle de liaison.....	22
2.2.1 Formulation du modèle.....	22
2.2.2 Calibration du modèle.....	25
2.2.3 Vérification du modèle .....	30
2.3 Validation du modèle .....	32
2.3.1 Validation du modèle sur un tirant (chargement appliqué à l'acier).....	32
2.3.2 Validation du modèle sur une poutre (chargement appliqué au béton).....	35
2.3.3 Validation du modèle sur un voile en cisaillement (fissuration répartie).....	38
2.3.3.1 Premiers résultats .....	39
2.3.3.2 Proposition d'une nouvelle technique de post-traitement de la fissuration.....	40
2.3.3.3 Application au voile .....	43
2.4 Discussion autour de la liaison parfaite .....	44
2.4.1 Cas du tirant (solicitation directe de la liaison).....	44
2.4.2 Cas de la poutre (solicitations appliquées au béton avec fissuration localisée).....	49
2.4.3 Cas du voile (solicitations appliquées au béton avec fissuration répartie).....	51
2.5 Conclusions et perspectives .....	52
3 Représentation des hétérogénéités associées aux aciers (Jason et al, 2010) (Llau et al, soumis).....	55
3.1 Mise en évidence des effets d'hétérogénéité.....	55
3.1.1 Effet d'hétérogénéité passive .....	55
3.1.2 Effet d'hétérogénéité active.....	57

3.2	Développement d'une nouvelle modélisation des hétérogénéités .....	59
3.3	Applications .....	60
3.3.1	Effet d'hétérogénéité active .....	60
3.3.2	Effet d'hétérogénéité passive .....	62
3.4	Conclusions et perspectives .....	63
4	Condensation statique adaptative (Llau et al, 2015) (Llau et al, soumis) .....	64
4.1	Rappel sur la condensation statique .....	65
4.2	Méthode de condensation statique adaptative .....	66
4.3	Application .....	68
4.4	Conclusions et perspectives .....	70
Partie 3. Caractérisation du comportement hydraulique .....		71
1	Modèles de transfert au travers d'une paroi en béton armé (Jason et al, 2007) (Jason et Masson, 2014) .....	71
1.1	Approche diffuse (modèle développé dans la thèse (Jason, 2004)) .....	71
1.2	Approche localisée .....	73
2	Application à une section de Volume Structurel Représentatif .....	76
2.1	Définition de l'état mécanique .....	77
2.2	Application de l'approche diffuse .....	78
2.3	Approches localisées : définition d'une ouverture de référence .....	81
3	Conclusions .....	83
Partie 4. Conclusions et perspectives .....		84
Références .....		90
Annexe 1. Activités d'enseignement, d'encadrement et d'intérêt collectif .....		98
Annexe 2. Publications, communications, rapports techniques .....		101
Annexe 3 : Curriculum Vitae .....		105

## Préambule

Le travail, présenté dans ce document, trouve son origine dans la thèse sur « la relation endommagement-perméabilité. Application aux calculs de structure » (thèse CIFRE EDF – Université de Nantes). Il s’est ensuite poursuivi au CEA depuis 2004. Il s’intéresse au comportement des enceintes de confinement de centrales nucléaires et vise à apporter quelques éléments de réponse au problème industriel du comportement mécanique et de l’étanchéité de ces structures. Il inclut des développements numériques, et dans une moindre mesure expérimentaux, avec un souci systématique d’application au contexte des structures industrielles de grandes dimensions. En ce sens, il appartient au domaine de la mécanique des structures.

Il est également le résultat du co-encadrement de quatre thèses, soutenues ou en cours.

- celle d’A. Torre-Casanova (« Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles » - collaboration ENS Cachan – CEA, directeur de thèse L. Davenne), soutenue en 2012, qui a notamment posé les bases d’un nouveau modèle de liaison acier-béton applicable à l’échelle structurelle,

- celle de C. Mang (« Liaison acier-béton pour le calcul des structures » - collaboration LEME – CEA, directeur de thèse L. Davenne), soutenue en 2015, qui a notamment permis la capitalisation du modèle de liaison acier-béton et son extension au contexte cyclique,

- celle de C. Turgut (« Prise en compte de la liaison acier-béton dans le comportement d’éléments de structure en béton – collaboration LEME – CEA, directeur de thèse L. Davenne), démarrée en 2015, visant notamment à étendre l’utilisation du modèle de liaison acier-béton à des éléments de structure de type plaques ou coques,

- et celle d’A. Llau (« Méthodes de calcul des structures en béton armé de grandes dimensions » - collaboration 3SR – CEA, directeur de thèse F. Dufour et co-encadrement J. Baroth), démarrée en 2013, s’intéressant notamment au changement d’échelle entre enceinte de confinement et Volumes Structurels Représentatifs.

Il a également été réalisé dans le cadre de deux projets nationaux d’envergure, ayant donné lieu à de multiples collaborations :

- le projet national CEOS.FR (Comportement et Evaluation des ouvrages Spéciaux) pour lequel, en plus de la participation au comité de pilotage, des développements de modèles ont été permis, qui ont ensuite été positionnés par rapport à l’existant en participant à différents benchmarks (simulation d’un voile en cisaillement avec prise en compte de la liaison acier-béton par exemple),

- le projet FIA MACENA (Maîtrise du Confinement d’une Enceinte en Accident) pour lequel, en plus de la participation au comité de pilotage, des développements ont été réalisés sur les comportements mécanique (représentation des hétérogénéités, condensation statique) et hydraulique (définition des coefficients de perte par frottement).

L’ensemble de ces travaux et collaborations ont donné lieu à 13 publications dans des revues internationales à comité de lecture, dont les références seront rappelées en tête de chaque chapitre et soulignées dans le texte, une trentaine de communications et 45 rapports techniques.

Ce document, plus que la juxtaposition de ces publications, se veut une présentation et une analyse critique des principaux résultats.

# Partie 1. Contexte des études sur les enceintes de confinement de centrales nucléaires

## 1 Contexte industriel

Certaines structures du génie civil sont sensibles aux variations de leurs propriétés de transfert (perméabilité notamment), soit parce que ces variations conditionnent leur durabilité (agressions environnementales, corrosion, ...), soit parce que leur fonction même est liée à leur étanchéité. Dans certains cas, la présence de fuites n'a qu'un impact mineur (maîtrisé par simple réparation ou par remplacement, comme pour certaines canalisations) mais dans d'autres situations, les conséquences peuvent être plus préoccupantes. C'est le cas des enceintes de confinement de centrales nucléaires qui représentent la troisième barrière de confinement après la gaine du combustible et le circuit primaire. Pour ces structures, on comprend assez aisément qu'une perte d'étanchéité, pendant leur durée de fonctionnement ou en cas d'accident, aurait un impact majeur sur le réacteur mais aussi et surtout sur son environnement. C'est pour cette raison qu'elles sont étroitement surveillées, notamment lors des visites décennales, décidant de la prolongation éventuelle du fonctionnement du réacteur pour dix années supplémentaires.

Deux systèmes existent sur le parc nucléaire français : les enceintes simple paroi (réacteurs 900 MWe) et les enceintes double paroi (réacteurs 1300 et 1450 MWe) (Figure 1). Dans le premier cas, l'étanchéité est uniquement portée par un liner métallique (« peau d'étanchéité »). Le béton n'exerce « que » des fonctions mécaniques, à la fois de support (pour le liner) et de résistance (contre les agressions externes). Au contraire, dans les enceintes double paroi, c'est bien le béton armé et précontraint qui assure l'étanchéité de la structure. Le confinement est dans ce cas permis par des cylindres concentriques surmontés d'un dôme. L'enceinte externe est dimensionnée de manière à résister aux agressions externes (impact, sollicitations environnementales). L'espace entre enceintes est soumis à une légère dépression permettant de récupérer puis de filtrer les résidus de fuite en cas d'accident. Mais l'étanchéité est principalement assurée par l'enceinte interne en béton armé précontraint. Elle doit donc fournir des garanties d'étanchéité et de durabilité.

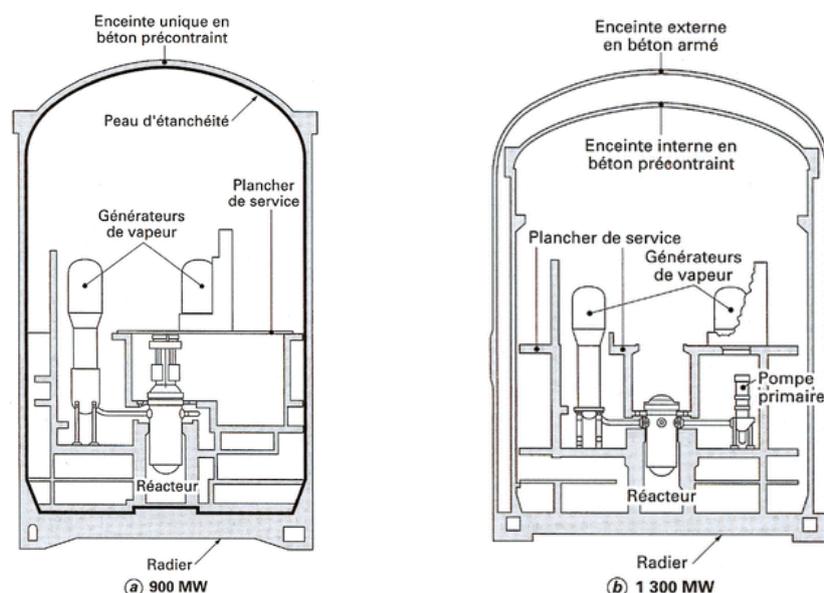


Figure 1. Enceintes de confinement simple paroi (à gauche) et double paroi (à droite) (Costaz, 1997)

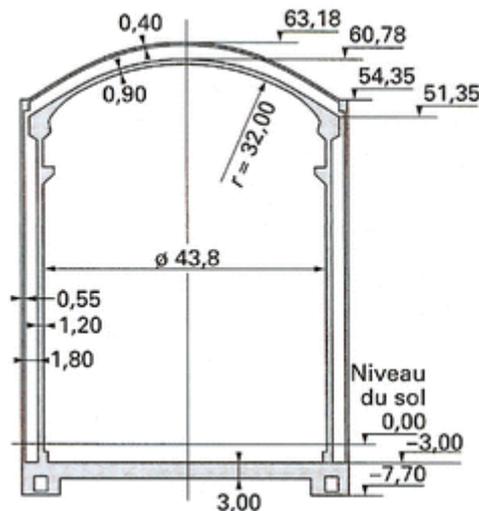


Figure 2. Dimensions des enceintes de confinement pour les réacteurs de type 1450 MWe (Costaz, 1997)

L'ensemble des activités présentées dans ce document et menées au CEA depuis 2004 a pour but de caractériser l'étanchéité des enceintes internes de confinement des centrales nucléaires à double paroi. Cet objectif passe par une connaissance de l'état mécanique de la structure. En effet, les propriétés de transfert sont directement impactées par la dégradation mécanique du béton, quelle que soit son origine (fluage, perte de précontrainte ou sollicitations externes). Le lien peut se faire par exemple par une loi entre l'endommagement mécanique et la perméabilité dans le cas d'une dégradation diffuse (Davie et al, 2012), (Gawin et al, 2003), (Jason et al, 2007) ou par une loi d'écoulement de type Poiseuille fonction de l'ouverture de fissure dans le cas d'une dégradation localisée (Gelain et Vendel, 2008) (Simon et al, 2007) (Suzuki et al, 1992).

En plus des enjeux scientifiques déjà complexes liés à la modélisation du comportement mécanique du béton et des transferts de fluide, les enceintes de confinement présentent des particularités qui rendent leur modélisation difficile. En effet, leur géométrie (présence d'ouvertures par exemple) et leurs dimensions significatives (Figure 2) empêchent une modélisation fine directe. Pour bien comprendre les difficultés liées à ce type de structures, on propose de décrire succinctement les résultats d'une simulation engagée en 2009 sur une maquette d'enceinte de confinement de réacteurs indiens (échelle ¼) (Jason et Ghavamian, 2011), dans le cadre d'un benchmark international lancé par le BARC (Bhabha Atomic Research Centre) (Figure 3) (BARC, 2007). La maquette inclut cinq ouvertures dont deux dans le dôme (spécificité des enceintes indiennes). L'objectif affiché est d'obtenir le comportement global de la structure (pression maximale admissible notamment) et le mode de rupture.

La première difficulté liée à ce type de modélisation concerne la discrétisation spatiale. La complexité des géométries (pénétrations notamment) et des renforcements (déviation, renforts locaux) nécessite des simplifications dont l'impact est difficilement quantifiable. Dans l'exemple traité, une modélisation 3D du béton a été choisie, associée à une représentation filaire des aciers passifs et précontraints (Figure 4). Des simplifications ont été retenues, notamment pour les renforts passifs autour des ouvertures du dôme, qui représentent pourtant autant de zones potentiellement sensibles (Figure 5).

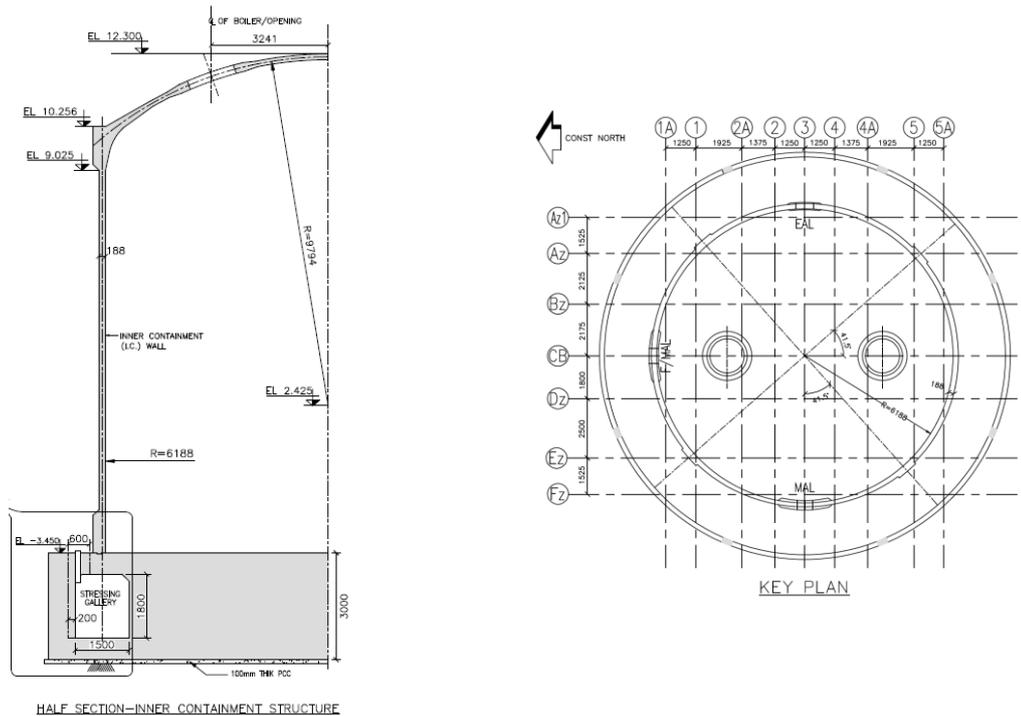


Figure 3. Dimensions de la maquette d'enceinte de confinement indienne (BARC, 2007)

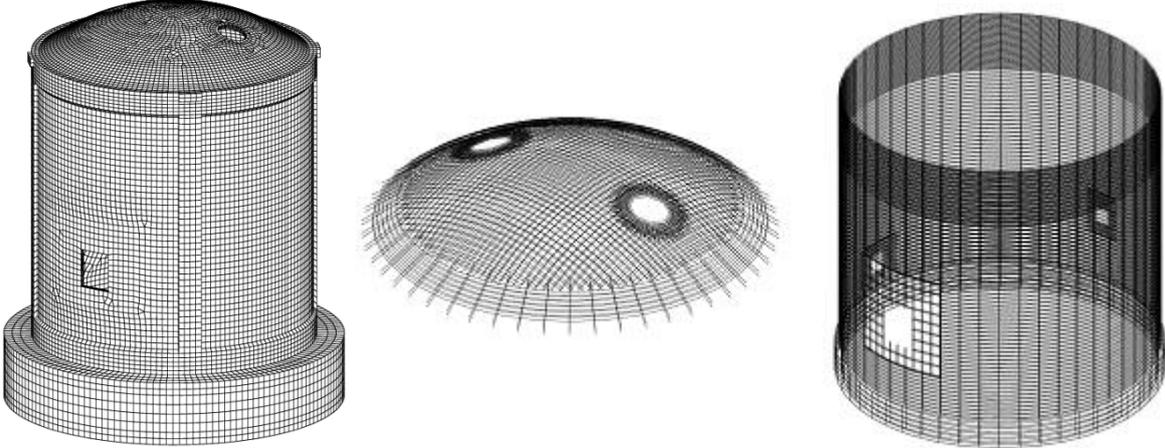


Figure 4. Exemple de maillage utilisé pour le calcul (à gauche, discrétisation spatiale du béton, au milieu et à droite, des aciers passifs) (Jason et Ghavamian, 2011)

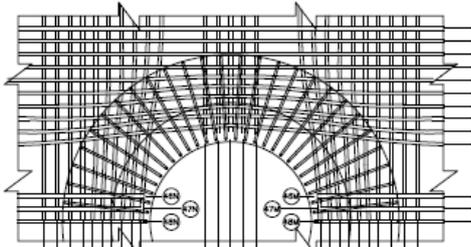


Figure 5. Exemple de distribution de renforts passifs autour des ouvertures. Cas du dôme (BARC, 2007).

De plus, les dimensions du problème supposent l'utilisation d'éléments fins de taille significative pour permettre la réalisation du calcul (limiter le « coût »). Dans la Figure 4, le maillage retenu, déjà « fin » pour ce type d'études, inclut des éléments de 25 cm. Ce choix réduit significativement les outils de modélisation utilisables. Ainsi, seules des lois de comportement locales sont envisageables pour le béton. En effet, les ordres de grandeur (au plus quelques centimètres) des longueurs caractéristiques associées aux approches non locales ((Peerlings et al, 1996) ou (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987) par exemple) sont incompatibles avec des éléments d'une telle dimension. Au mieux, des techniques de régularisation énergétique (Hillerborg et al, 1976) peuvent être envisagées. Elles garantissent une énergie dissipée par élément indépendante de la taille mais ne résolvent pas le problème de dépendance au maillage.

Cela pose deux problèmes :

- une dégradation mécanique fonction de la finesse et de l'orientation du maillage. La localisation des zones endommagées, potentiellement sujettes aux fuites, devient dépendante de la discrétisation spatiale. C'est le cas pour la simulation du comportement de la maquette d'enceinte, en utilisant le modèle de Mazars dans sa version locale (Mazars, 1984) (Figure 6). Si les zones sensibles sont, comme attendu, proches des singularités, l'évolution des bandes d'endommagement dépend du maillage (bandes horizontales pour le maillage fin, bandes orientées à 45° pour le maillage grossier)
- une finesse de représentation de la dégradation mécanique incompatible avec les ordres de grandeur des informations recherchées. La caractérisation de la fuite en régime localisé nécessite une connaissance de l'ouverture des fissures (quelques centaines de microns au maximum). Or, l'utilisation d'éléments de plusieurs dizaines de centimètres ne permet d'obtenir que des informations moyennées sur la taille de cet élément, loin des quelques centaines de microns nécessaires. Au mieux, l'ouverture cumulée sur chaque élément est donc obtenue, au risque d'inclure plusieurs fissures dans le même élément, sans pouvoir les distinguer. Or cette information n'est pas suffisante puisque l'écoulement est proportionnel au cube de l'ouverture : deux fissures distinctes d'ouverture donnée ne donneront pas le même débit sortant qu'une seule fissure d'ouverture cumulée identique.

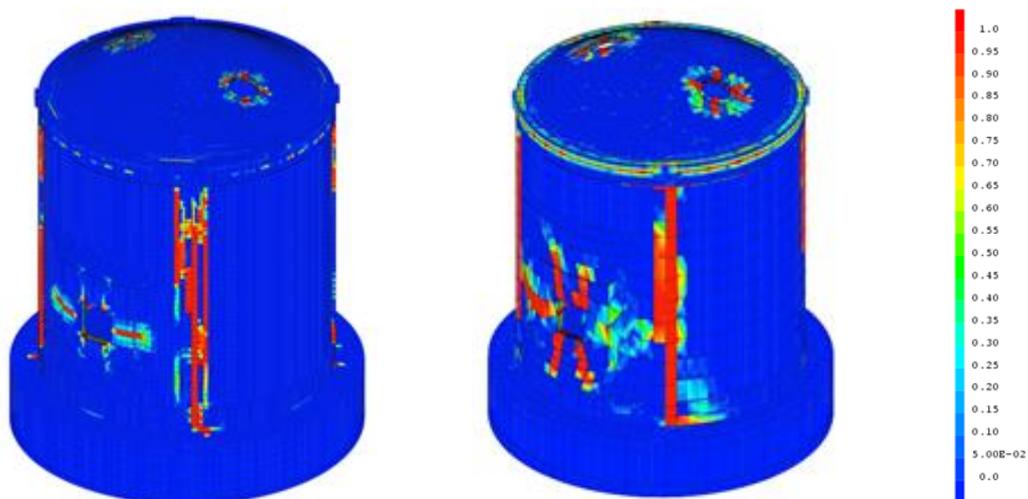


Figure 6. Distributions d'endommagement obtenues sur un maillage fin (à gauche) et grossier (à droite)

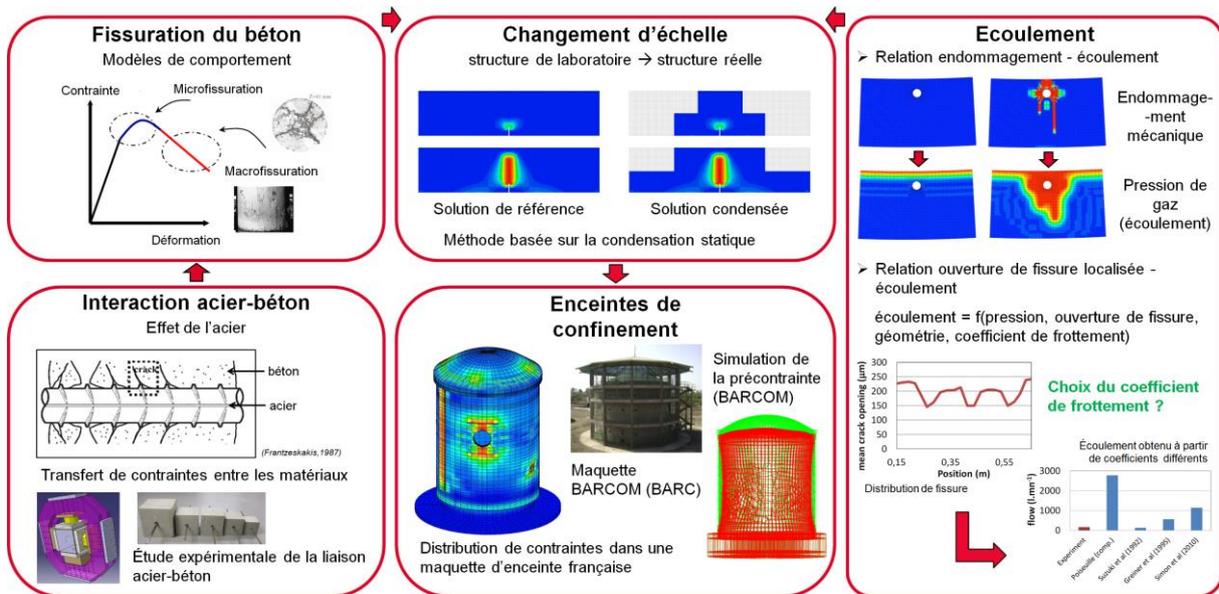


Figure 7. Méthodologie développée pour le calcul du débit sortant d'une enceinte de confinement ou d'une structure de grandes dimensions

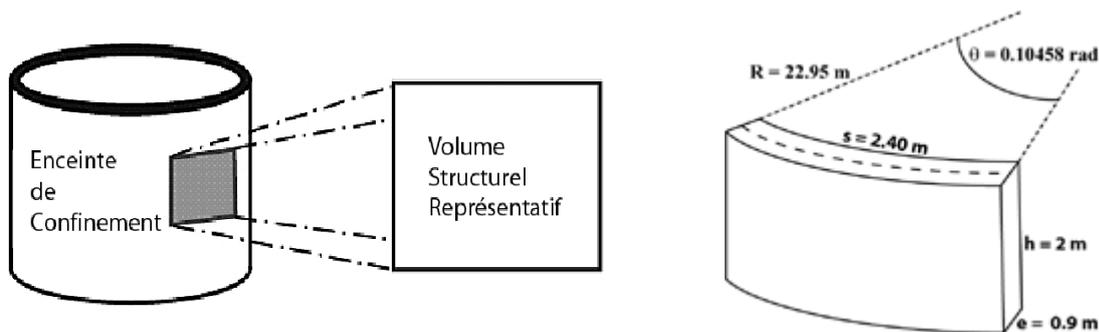


Figure 8. Volume Structurel Représentatif d'enceinte de confinement de réacteurs 1300 ou 1450 MWe. Principe (à gauche) et exemple de dimensions (à droite) (Jason et al, 2007)

En conclusion, la méthodologie de calcul macroscopique d'une enceinte de confinement, présentée succinctement ici et reprise classiquement dans la littérature (éléments coques ou tridimensionnels ((Hu et Lin, 2006), (Lee, 2011) ou (Barbat et al, 1998) par exemple), peut donc donner des résultats satisfaisants à l'échelle du comportement macroscopique (pression admissible ou localisation des zones sensibles notamment). Mais elle n'est pas adaptée à une caractérisation fine de la fissuration et donc à une prévision réaliste du taux de fuite.

## 2 Verrous scientifiques

L'exemple précédent montre la difficulté de réaliser des simulations prédictives à l'échelle d'une structure de grandes dimensions comme les enceintes de confinement de centrales nucléaires, notamment lorsque des informations locales sont nécessaires (ouverture de fissure par exemple). L'objectif des travaux engagés au CEA depuis 2004 vise donc à proposer une méthodologie globale qui passe par les verrous scientifiques suivants (Figure 7) :

➤ Le **changement d'échelle**. Le niveau de détails nécessaire n'étant pas atteignable sur la structure complète, des Volumes Structurels Représentatifs (VSR) d'enceinte de confinement, dont le principe est indiqué dans la Figure 8, ont été développés dès 2003. Ces structures, de dimensions plus

raisonnables que les enceintes de confinement (de l'ordre du mètre), contiennent tous les éléments de l'enceinte: le béton, les aciers passifs verticaux et horizontaux et les câbles de précontrainte. Tout en restant significative, leur taille permet des simulations plus fines, compatibles avec les données recherchées. Ce VSR devient alors la structure cible sur laquelle on cherchera à caractériser le comportement mécanique ou les transferts. Le passage de l'échelle de l'enceinte vers cette structure intermédiaire est donc l'un des points clés de la méthodologie,

➤ La **représentativité des simulations mécaniques** à l'échelle du volume structurel. Une fois la difficulté de l'échelle appréhendée, la simulation doit être capable de reproduire le comportement local du béton armé et précontraint, notamment sa fissuration. Pour cela, les modèles associés à chaque matériau et à leur interaction doivent être robustes et représentatifs. Dans ce document, on s'intéressera notamment aux **lois de comportement** pour le béton et à la prise en compte de la **liaison acier – béton** à l'échelle de la structure. Une réflexion sur la modélisation des **hétérogénéités géométriques** (câble de précontrainte par exemple) sera également engagée.

➤ Enfin l'objectif final étant de déterminer le **débit sortant** lors d'une mise en pression de l'enceinte, des approches, en cas d'écoulements diffus (relation endommagement – perméabilité) et localisé (relation ouverture de fissure – débit) seront proposées en portant une attention particulière à leur domaine de validité.

Ce document apporte une contribution, dans la thématique de la mécanique des structures, qui se veut volontairement appliquée puisqu'elle vise explicitement une application industrielle. Elle nécessite néanmoins des développements théoriques, numériques et expérimentaux qui seront présentés dans la suite.

## Partie 2. Modélisation du comportement mécanique des structures en béton armé

Comme indiqué précédemment, la caractérisation des transferts de fluide dans une structure en béton armé passe par la connaissance de son état de dégradation mécanique. On s'intéresse donc dans cette partie à la simulation du comportement mécanique des structures en béton armé. Le béton armé étant composé de béton et d'armatures en acier, les activités de recherche engagées concernent la modélisation du comportement du béton (lois de comportement), de l'acier (influence des hypothèses de modélisation classiquement retenues) et de l'interface entre les deux matériaux (liaison acier-béton). Ces trois points feront l'objet d'autant de paragraphes dans la suite de ce document.

### 1 Comportement mécanique du béton ([Jason et al, 2006](#)) ([Jason et Durand, 2007](#))

#### 1.1 Développement de lois de comportement

Parmi les différentes approches possibles pour caractériser le comportement adoucissant du béton (modèles discrets (Bui, 1978), cohésifs (Barenblatt, 1962), ...), le cadre de la mécanique de l'endommagement est retenu. En dehors de sa large utilisation dans la littérature, il présente l'avantage de pouvoir simuler à la fois l'apparition de la dégradation mécanique et sa propagation (sous réserve de méthodes particulières définissant les caractéristiques d'une fissure à partir d'un champ d'endommagement). De plus, contrairement à d'autres approches (éléments discrets ou éléments cohésifs par exemple), il ne nécessite pas une connaissance a priori du mode de rupture (dépendance de la position des fissures à la position des éléments cohésifs, dédoublement des nœuds sur le trajet de la fissure ou recours à des techniques de remaillage parfois complexes).

Comme indiqué précédemment, les modèles d'endommagement connaissent un véritable essor depuis plus de trente ans : modèles isotropes (Mazars, 1984), orthotropes (Fichant et al, 1999) (Desmorat et al, 2007), couplés à des déformations irréversibles (Costa et al, 2004) (La Borderie, 1991), à des déformations plastiques (Grassl et al, 2002) ([Jason et al, 2006](#)), à des glissements internes (Adelaide et al, 2010), régularisés par des approches énergétiques ou non locales.

Devant une telle offre de modèles, le choix se fait généralement sur le compromis entre complexité (nombre de paramètres à calibrer, facilité de convergence) et représentativité (qualité de la modélisation des phénomènes physiques). C'est dans ce contexte qu'ont été développés les deux modèles suivants.

- Modèle de plasticité couplé à l'endommagement ([Jason et al, 2006](#)) (« END\_PL »)

On reprend ici les bases déjà présentées dans ([Jason, 2004](#)). C'est dans cette thèse que les équations et premiers développements du modèle ont été proposés. Ils ont ensuite été complétés et améliorés (implémentation dans le code éléments finis Cast3M (2015) notamment). Il s'agit de développer un modèle utilisant à la fois l'endommagement et la plasticité de manière à caractériser le plus finement possible la pente de déchargement. C'est en effet à partir de cette pente que l'endommagement expérimental, utilisé dans les lois reliant perméabilité et endommagement, est généralement mesuré (Picandet et al, 2001) (Figure 9). La perte de rigidité est associée à l'endommagement tandis que la plasticité crée les déformations irréversibles.

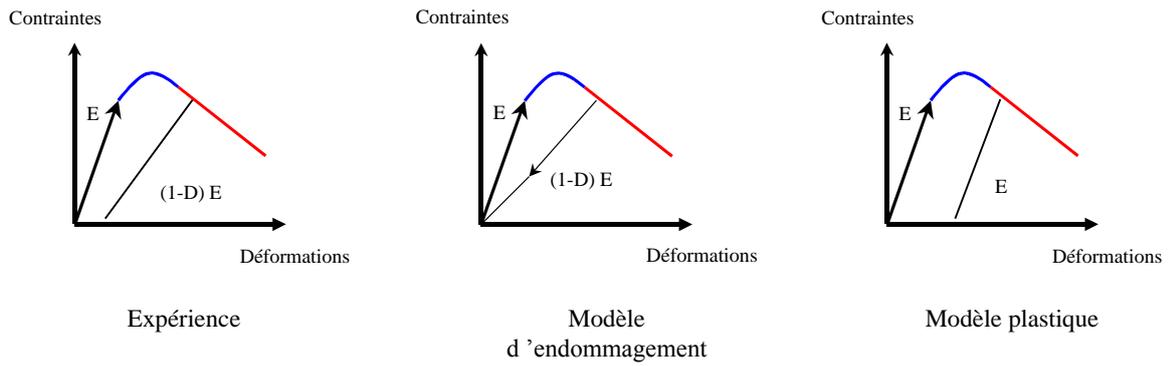


Figure 9. Pente de décharge dans le cas uniaxial.

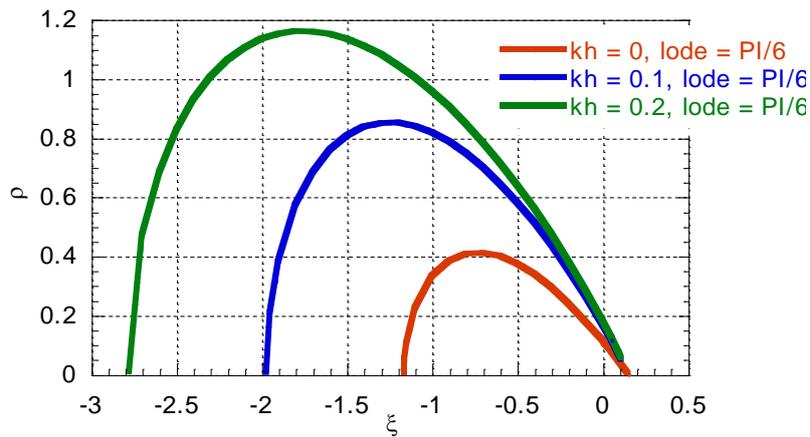


Figure 10. Surface seuil du modèle de plasticité. Evolution avec le paramètre d'écroutissage « kh ». Représentation dans le repère des invariants de contrainte normalisés.

Sous ces conditions, une loi élastique plastique endommageable est proposée, basée sur le concept de contraintes effectives :

$$\sigma = (1 - D)\sigma'$$

avec  $\sigma$  la contrainte dans le matériau,  $D$  l'endommagement et  $\sigma'$  la contrainte du matériau non endommagé qui vérifie les équations de plasticité soit :

$$F(\sigma', \kappa) \leq 0$$

où  $F$  est la surface seuil de plasticité et  $\kappa$  les variables internes.

L'endommagement est alors fonction des déformations élastiques (obtenues en soustrayant la déformation plastique à la déformation totale).

Dans notre cas, le modèle d'endommagement est basé sur le modèle isotrope de Mazars (1984) tandis que la surface seuil de plasticité a été choisie pour remplir deux objectifs : un comportement volumique contractant vers dilatant en compression uniaxiale et un seuil en confinement triaxial reproduisant les effets des forts confinements. Sous ces conditions, la surface seuil de plasticité, qui dépend des trois invariants des contraintes effectives, est illustrée dans la Figure 10. Il est à noter que le formalisme de la loi est suffisamment générique pour pouvoir s'adapter à la plupart des modèles d'endommagement et de plasticité.

Ce type de modèle est un choix intéressant si l'on souhaite reproduire des valeurs correctes des pentes de déchargement et avoir accès à des comportements représentatifs dans des situations de chargement particulières (comportement dilatant en compression uniaxiale, essais à fort taux de confinement). Il a d'ailleurs fait l'objet d'améliorations postérieures (Krayani, 2007). La contrepartie de cette représentativité physique est une certaine complexité numérique tant du point de vue de l'implémentation (résolution implicite du comportement plastique, généralement associée à des techniques de différentiation numérique ((Perez-Foguet et al, 2000) par exemple)) que de l'utilisation (calibration de 17 paramètres nécessaire).

➤ Modèle de plasticité à double critère (Jason et Durand, 2007) (« DP2 »)

Dans un tout autre registre, un modèle de plasticité à double critère, basé sur les travaux de Feenstra et de Borst (1996), a également été développé. Deux objectifs sont ici recherchés : représenter le comportement du béton en traction et en compression monotones et limiter les paramètres numériques à des grandeurs ayant une signification physique directe. Le modèle choisi s'appuie sur la théorie de la plasticité et utilise deux surfaces seuil, une en traction (Rankine) et une en compression (Drucker-Prager) pour prendre en compte la dissymétrie du comportement. Classiquement, la déformation totale est décomposée en une partie élastique et une partie plastique. Les deux surfaces seuil  $f$  s'écrivent en fonction de la contrainte  $\sigma$  et des variables internes  $\chi$  sous la forme générique suivante :

$$f(\sigma, \chi) = f^*(\sigma) - \tau(\chi)$$

En compression, la surface seuil est donnée par :

$$f_1(\sigma, \chi_1) = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - \tau_1(\chi_1)$$

avec respectivement  $I_1$  et  $J_2$  le premier invariant des contraintes et le second invariant des contraintes déviatoriques,  $\tau_1$  la fonction d'écroûissage associée à la variable  $\chi_1$  et  $\alpha$  un paramètre fonction du rapport entre les résistances uniaxiale et biaxiale du béton.

En traction, la surface seuil s'écrit :

$$f_2(\sigma, \chi_2) = \sigma_{\max} - \tau_2(\chi_2)$$

où  $\sigma_{\max}$  correspond au maximum des contraintes principales et  $\tau_2$  est la fonction d'écroûissage associée à la variable  $\chi_2$ . La formulation comprend également une régularisation énergétique basée sur (Hillerborg et al, 1976). On se reportera à (Jason et Durand, 2007) pour plus d'informations concernant la formulation de ce modèle. Les deux surfaces seuils élastiques sont illustrées dans la Figure 11.

Contrairement à la loi d'endommagement et de plasticité précédente, le modèle n'a besoin que de sept paramètres identifiés à partir de données physiques directes, en plus du module d'Young et du coefficient de Poisson (limite élastique, résistances en traction, compression et bicompression, déformations au pic et à la rupture en compression). Il rentre de plus dans le cadre usuel des modèles de plasticité associés à une implémentation numérique classique permettant une convergence facile et peu coûteuse.

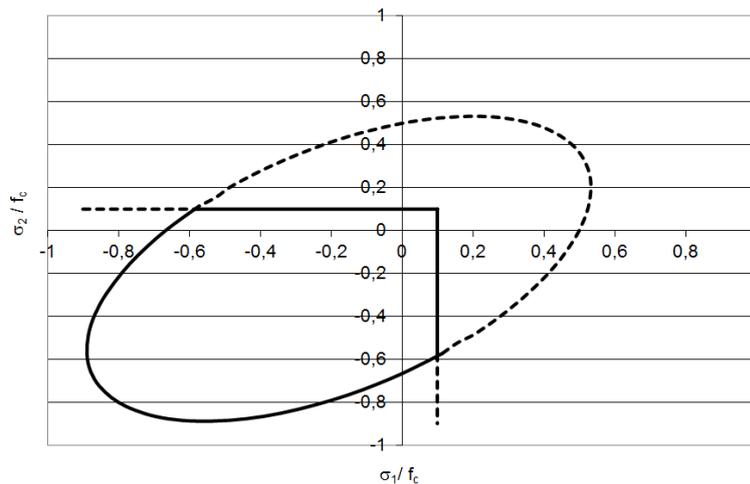


Figure 11. Surfaces seuils élastiques pour un chargement biaxial (les lignes pointillées correspondent à la prolongation des surfaces de Rankine en compression et de Drucker-Prager en traction)

La contrepartie de cette relative facilité numérique est un manque de représentativité dans certaines situations. La décharge est élastique (pas de perte de rigidité) tandis que le comportement en tricompression n'admet pas de seuil de non linéarité.

On voit donc bien à partir de ces deux exemples développés et/ou implémentés dans le cadre des activités de recherche réalisées ces dernières années, que le choix d'un modèle de comportement pour le béton dépend de la situation rencontrée (notamment le chargement) et des résultats souhaités (quel(s) phénomène(s) souhaite-t-on prioritairement représenter et quel coût est-on prêt à payer pour y parvenir ?).

La seule donnée de la réponse expérimentale uniaxiale monotone ne saurait suffire à discriminer les modèles puisqu'ils sont, dans leur quasi-totalité, capables de la simuler. Un choix judicieux suppose donc de connaître et d'analyser la situation de chargement, afin de définir les besoins, puis d'identifier le plus précisément possible le domaine de validité des modèles. Ainsi, on peut espérer apporter une réponse adaptée aux besoins précédemment identifiés.

## 1.2 Domaines de validité des lois de comportement et calibration

La rapide analyse proposée ci-dessus montre le besoin d'une méthodologie autour des lois de comportement. Elle doit d'abord permettre de calibrer le modèle, c'est-à-dire de donner une valeur à ses paramètres caractéristiques, puis de le valider, c'est-à-dire d'évaluer sa capacité à reproduire un phénomène physique donné. Ce processus vise donc à définir les domaines de validité et à juger la capacité de chaque modèle à répondre aux besoins identifiés. Il doit être associé à des résultats expérimentaux, seuls capables de déterminer la pertinence de la réponse.

Dans ce contexte, les deux modèles présentés précédemment sont positionnés par rapport à l'existant : le modèle d'endommagement isotrope de Mazars (1984) (« Mazars »), une loi d'endommagement couplée à des déformations irréversibles (Costa et al, 2004) (Faria et al, 1998) (« Damage\_tc ») et le modèle d'Ottosen (De Mersseman et Millard, 1994) (« Ottosen »), dans l'état de leur implémentation dans le code éléments finis Cast3M (2015). La comparaison s'appuie sur 5 références expérimentales (Jason, 2006) :

- une traction directe (Gopalaratnam et Shah, 1985) servant à l'identification des paramètres élastiques, la résistance en traction et de l'énergie de fissuration
- une compression cyclique (Sinha et al, 1964) pour la résistance en compression, le comportement volumique et le comportement cyclique (capacité à reproduire les déformations irréversibles)
- un essai triaxial confiné (Sfer et al, 2002) pour les résistances et les effets des fortes pressions de confinement (passage d'un comportement fragile à ductile notamment)
- une poutre en flexion trois points en béton armé (Ghavamian et Delaplace, 2003) sur laquelle le modèle est évalué par comparaison des comportements global (courbe force – flèche par exemple) et local (faciès de fissuration et ouverture) de la structure.

L'analyse comparative est présentée dans le Tableau 1. Comme attendu, elle montre que le type de chargement et la complexité de la structure ont un impact direct sur la qualité des résultats. En complément, ce type d'analyse permet d'évaluer, qualitativement, la complexité de calibration des modèles, c'est-à-dire le nombre d'essais nécessaires pour définir leurs paramètres et le lien, direct ou non, entre grandeurs physiques et paramètres numériques (Tableau 2). C'est le compromis entre ces deux critères (complexité et représentativité) qui guide le choix de l'utilisateur.

### 1.3 Discussion

Si l'utilisation d'une telle méthodologie peut paraître logique, voire évidente, elle amène néanmoins plusieurs observations :

- l'écriture de nouvelles lois de comportement nécessite l'utilisation systématique d'une méthodologie de validation qui s'appuierait sur un ensemble de résultats expérimentaux prédéfinis. La seule donnée de la réponse en sollicitations monotones uniaxiales ne saurait garantir la pertinence du modèle. En ce sens, le recours à une bibliothèque de cas tests reconnus devrait être encouragé (par la création et l'utilisation de bases de données (CHEOPS, 2013) par exemple)),

		« Mazars »	« Damage_tc »	« Ottosen »	« DP2 »	« END_PL »
Traction						
Compression	Global					
	Irréversibles					
	Volumique					
Triaxial	Faibles P					
	Fortes P					
Poutre						

Tableau 1. Résultat de l'analyse comparative des modèles (Jason, 2006). Le code couleur va du vert (capacité à reproduire le phénomène démontrée) à rouge (difficultés certaines à reproduire le comportement visé)

	« Mazars »	« Damage_tc »	« Ottosen »	« DP2 »	« END_PL »
Nombre de paramètres	6	14	8	7	17
Essais de caractérisation nécessaires au calage	Traction Compression	Traction Compression Biaxial Flexion	Traction Compression Biaxial Flexion	Traction Compression Biaxial Flexion	Traction Compression Confinement
Facilité	++	+	++	+++	+

Tableau 2. Analyse comparative de la calibration des paramètres des modèles. « +++ » correspond à une calibration simple.

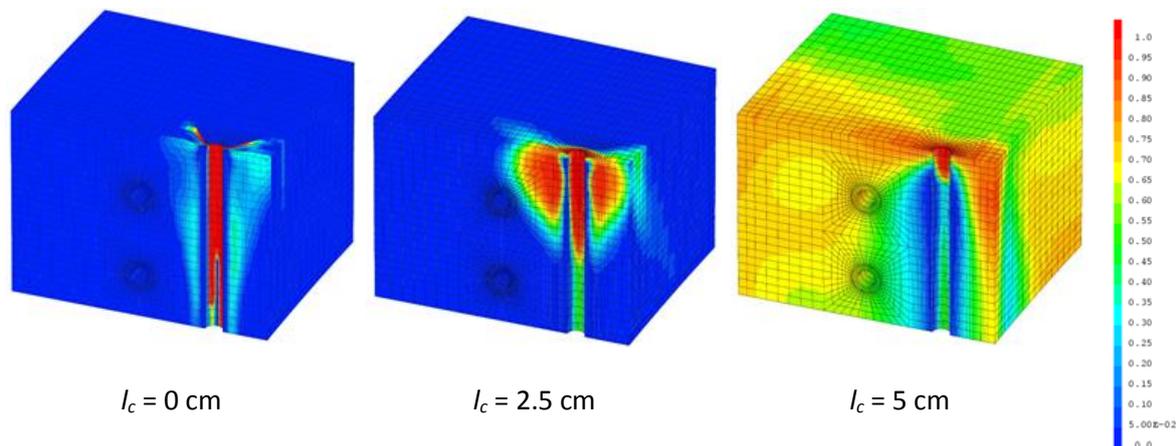


Figure 12. Distributions d'endommagement obtenues pour différentes valeurs de longueur caractéristique

➤ une réflexion est certainement à engager sur la stratégie autour des modèles de comportement disponibles et sur l'opportunité de développer de nouvelles lois tant l'offre actuelle paraît déjà abondante. Plus qu'un travail bibliographique, il s'agit ici d'une véritable expertise qui permettrait de définir modèle après modèle les domaines de validité, afin d'évaluer les directions dans lesquelles des efforts sont encore à fournir (réponse en cisaillement, refermeture de fissures, ...)

➤ si cette stratégie peut être pertinente, elle n'est pas encore suffisante puisque la signification physique des paramètres utilisés par certaines approches fait encore débat aujourd'hui. On pourra citer à titre d'exemple la longueur caractéristique des modèles de régularisation non locaux, rattachée à la taille de la « process zone » (Bazant, 1976), parfois forfaitairement définie à partir de la taille du plus gros granulat (2 à 3 fois le diamètre) et plus rarement calibrée à partir d'essais de flexion sur éprouvettes de différentes dimensions (Le Bellego et al, 2003). Son évolution avec l'endommagement (Pijaudier-Cabot et al, 2004) ou avec le niveau de contraintes (Giry et al, 2011), mais également la large plage de valeurs retrouvée dans la littérature (de quelques millimètres à quelques centimètres), montre qu'à l'heure actuelle il s'agit essentiellement d'un paramètre numérique difficile à calibrer et sur lequel des travaux sont toujours nécessaires. Or ce choix n'est pas anodin compte tenu de la forte dépendance du faciès d'endommagement à la valeur de la longueur caractéristique. Pour l'illustrer, la Figure 12 donne les profils d'endommagement obtenus en simulant le comportement mécanique d'un VSR (principe défini dans la partie 1) avec le modèle d'endommagement de Mazars (1984) associé à une technique de régularisation non locale intégrale (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987). Cette méthode fait intervenir une longueur caractéristique  $l_c$  autour de laquelle est « moyennée » la valeur de la déformation équivalente qui permet le calcul de l'endommagement isotrope. Plusieurs  $l_c$  sont choisies dans les plages de valeurs généralement rencontrées dans la littérature. Les résultats montrent l'influence du paramètre à la fois sur la zone endommagée (qui devient plus étendue au fur et à mesure que la longueur caractéristique augmente) mais aussi et surtout sur le mode de rupture. On voit ici qu'une calibration réaliste (c'est-à-dire justifiée) de la longueur caractéristique est essentielle.

➤ enfin, cette méthodologie de validation se heurte à l'heure actuelle à une limite de taille, puisque les résultats expérimentaux de la littérature sont disponibles pour des compositions de béton différentes. Une campagne expérimentale complète (c'est-à-dire incluant un ensemble d'essais représentatifs), menée sur une même formulation de béton et disponible pour la communauté, pourrait s'avérer intéressante. Actuellement, les paramètres de chaque loi de comportement testée doivent être adaptés à chaque configuration de matériau. Or, on dispose, dans le meilleur des cas, des courbes propres à l'essai traité, et uniquement à celui-là, et des caractéristiques classiques du béton utilisé (résistance en compression, parfois en traction). La méconnaissance des comportements

complets (c'est-à-dire des courbes contraintes – déformations) entraîne une « approximation » dans le calage des coefficients et ajoute un paramètre « utilisateur » à la modélisation. De plus, le processus de validation rigoureux nécessiterait de caractériser un même béton sur des essais élémentaires (traction, compression, essai triaxial par exemple) afin de définir les coefficients du modèle associé, puis d'étendre l'étude à des cas structurels (comme une poutre renforcée). Cela garantirait la représentativité de l'étude dans la mesure où aucun changement de paramètres ne serait possible en passant d'un test à un autre. Des programmes d'essai d'envergure (maquette « VERCORS » par exemple (Vercors, 2015)) seraient susceptibles de répondre à ce besoin.

## 2 Liaison acier-béton (Casanova et al, 2012) (Torre-Casanova et al, 2013) (Jason et al, 2013) (Mang et al, 2015) (Mang et al, 2016)

Les résultats présentés ici sont associés au travail de thèse d'A. Torre-Casanova (2012) qui a donné lieu à trois publications principales ((Casanova et al, 2012) (Torre-Casanova et al, 2013) (Jason et al, 2013)). Ils ont été complétés par la thèse de C. Mang (2015) qui a donné lieu à deux publications (Mang et al, 2015) (Mang et al, 2016).

### 2.1 Mise en évidence de l'influence de la liaison acier-béton

Classiquement, l'introduction de barres d'acier dans le béton vise à fournir à l'ensemble une résistance à la traction bien supérieure à celle du béton seul et un comportement plus ductile (Figure 13). En cas de fissuration du béton, la présence des renforts permet un transfert de contraintes du béton vers l'acier, puis une redistribution des contraintes autour de la fissure de l'acier vers le béton. Ce phénomène peut être facilement illustré par le fonctionnement d'un tirant en béton armé (Figure 14). Au cours de la phase élastique, l'allongement du tirant s'accompagne d'une augmentation progressive de l'effort appliqué. A ses extrémités, le chargement est repris uniquement par l'acier. Les efforts sont progressivement transférés vers le béton jusqu'à atteindre une zone de stabilisation. Dans cette zone, les contraintes dans le béton sont maximales. Lorsque l'effort appliqué est tel que la résistance en traction du béton est atteinte, la structure se fissure et l'acier reprend la totalité de la sollicitation (en considérant une contrainte résiduelle nulle pour le béton). De part et d'autre de la fissure, les efforts sont de nouveau progressivement transmis de l'acier vers le béton par le phénomène d'adhérence. Le processus (augmentation de la contrainte dans le béton, fissuration, transfert d'efforts de l'acier vers le béton autour de la fissure) s'itère jusqu'à ce que les différentes fissures soient trop proches pour que les contraintes dans le béton puissent atteindre la résistance en traction avant la plastification de l'acier. Classiquement, cette distance minimale entre deux fissures, notée  $e_{min}$ , est donnée par l'équation (Eurocode 2, 2007) :

$$e_{min} = \frac{dS_b f_t}{4S_a \tau_u}$$

$\tau_u$  représente la résistance ultime de la liaison,  $d$  le diamètre de la barre,  $f_t$  la résistance en traction du béton,  $S_a$  et  $S_b$  respectivement les sections droites de l'acier et du béton. Les phénomènes physiques à l'origine de la fissuration d'un tirant, ainsi que leur traduction sous la forme d'une règle de calcul de l'espacement faisant intervenir des propriétés d'adhérence, montre que la liaison entre l'acier et le béton peut jouer un rôle dans l'apparition et le développement des fissures.



Figure 13. Courbe force-flèche pour deux poutres en flexion trois points en béton ordinaire ou armé.

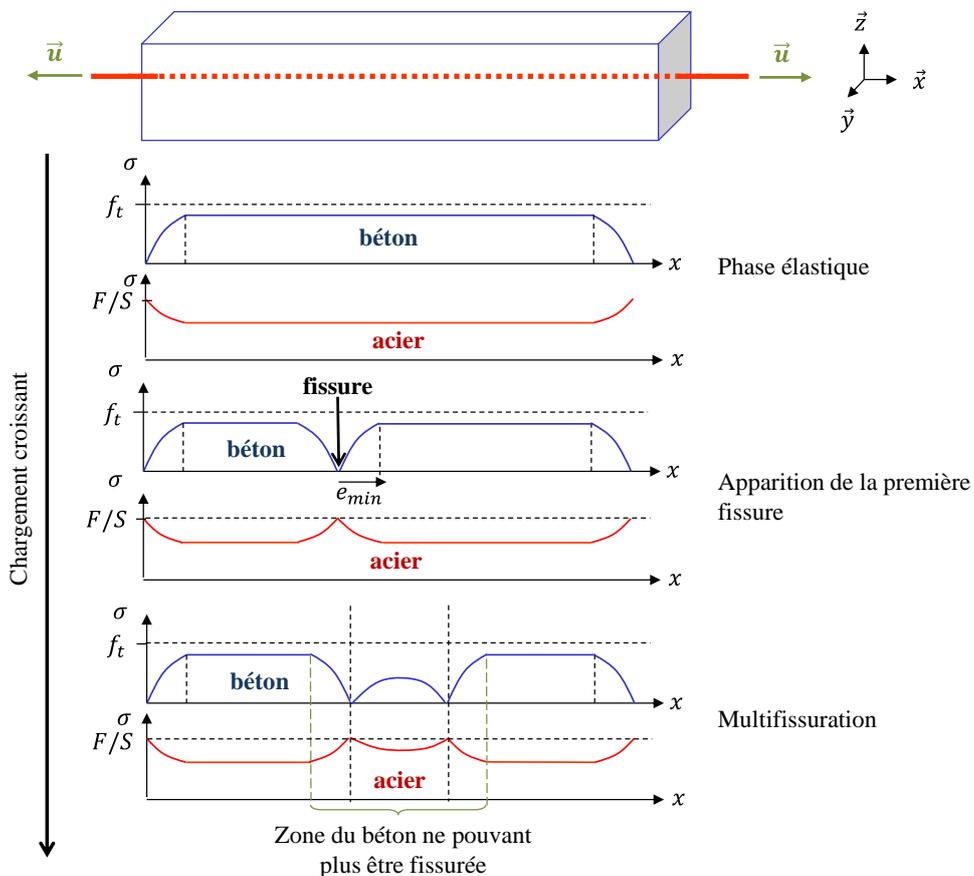


Figure 14. Comportement schématique d'un tirant en béton armé. Evolution des contraintes axiales le long du tirant dans le béton et l'acier au cours du chargement

La liaison acier-béton englobe un certain nombre d'effets mécaniques apparaissant en cours de sollicitations au voisinage des aciers. Ainsi, selon Lutz et Gergely (1967), la dégradation de la zone entre les deux matériaux suit trois phases principales (Figure 15) :

- une phase initiale caractérisée par une adhérence chimique
- une phase intermédiaire pendant laquelle le béton se dégrade progressivement autour des armatures par l'effet des nervures
- une phase finale où le béton autour des armatures est totalement dégradé et où la liaison peut se résumer schématiquement à un phénomène de frottement.

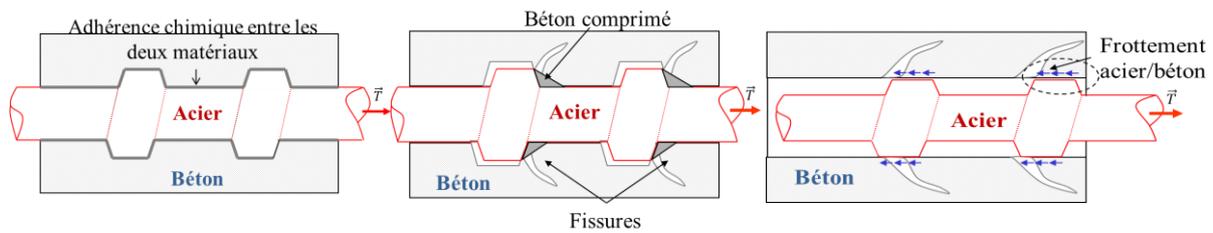


Figure 15. Mécanismes de dégradation de la liaison acier-béton (d'après Torre-Casanova, 2012)

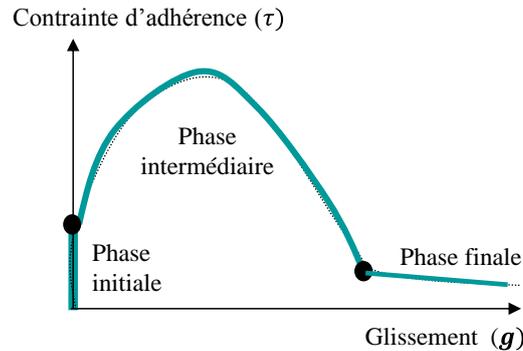


Figure 16. Courbe d'adhérence classique

A ces trois phases, on associe généralement une loi d'adhérence reliant le glissement (déplacement relatif entre acier et béton) à la contrainte d'adhérence (contrainte de cisaillement s'opposant au glissement). Cette courbe est également décomposée en trois phases (Figure 16) : forte augmentation de la contrainte d'adhérence à glissement quasiment nul (traduisant l'adhérence chimique), régime non linéaire à écrouissage positif puis négatif (fissuration du béton autour des armatures) et contrainte de cisaillement résiduelle constante (frottement).

Si la liaison entre l'acier et le béton peut avoir une influence sur la fissuration, numériquement, l'hypothèse classiquement retenue est une liaison « parfaite » entre les deux matériaux. Quand les aciers sont modélisés par des éléments filaires, elle se traduit soit par l'utilisation de maillages coïncidents (nœuds d'acier et nœuds de béton confondus), soit par l'introduction de relations cinématiques permettant d'imposer l'égalité des déplacements des deux matériaux. La liaison entre l'acier et le béton est donc bien modélisée mais en conservant l'équivalent de la phase « d'adhérence chimique » tout au long de la simulation.

Pour améliorer la prise en compte numérique de la liaison entre l'acier et le béton (au-delà de la simple hypothèse de liaison parfaite), de nombreux travaux ont été engagés dans la littérature. On citera à titre d'exemple les éléments joints (Clément, 1987) (Dominguez, 2005) (Richard et al, 2010), les éléments enrichis « encapsulés » (Boukretous, 2009) ou même l'introduction de conditions de contact particulières entre les deux matériaux (Raous et Karray, 2009). Si ces méthodes s'avèrent généralement efficaces pour reproduire les effets de la liaison acier-béton, elles peinent à être appliquées à des calculs de structures à cause de contraintes de maillage (qui doit être suffisamment fin pour les conditions de contact ou avec une représentation tridimensionnelle de l'interface et des aciers pour les éléments joints) et/ou de coût de calcul (éléments enrichis) aboutissant à des domaines d'applicabilité limités (généralement des cas bidimensionnels).

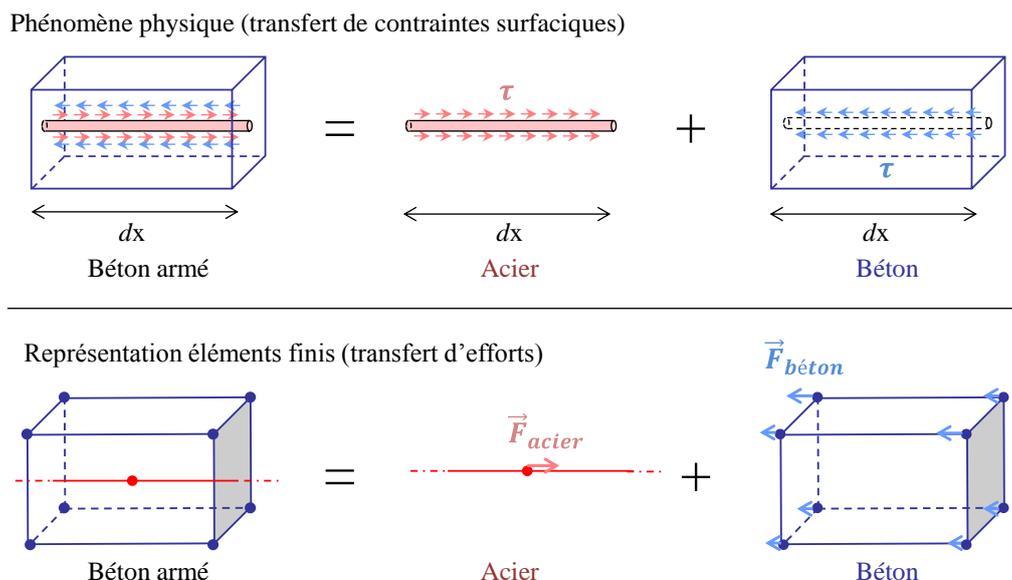


Figure 17. Principe du modèle de liaison acier-béton développé (d'après Torre-Casanova, 2012).

Il semble donc pertinent de proposer une nouvelle approche, pour répondre aux contraintes imposées par le calcul industriel, qui guide les travaux présentés dans ce document : avoir accès à un modèle utilisable en trois dimensions, associé à une représentation filaire des aciers et entraînant un surcoût de calcul raisonnable par rapport à une simulation en liaison « parfaite ».

## 2.2 Proposition d'un nouveau modèle de liaison

### 2.2.1 Formulation du modèle

Dans sa première version (Casanova et al, 2012), le modèle proposé s'appuie sur la représentation des efforts de cisaillement liés à la liaison acier-béton et vise à traduire numériquement leur évolution avec le glissement (Figure 17).

La formulation du modèle est alors décomposée en quatre grandes étapes :

- l'évaluation du glissement acier-béton en chaque nœud de l'acier et de l'élément de béton qui le contient
- le calcul des efforts nodaux de liaison dans la direction des renforts d'acier
- l'introduction de relations cinématiques dans les directions normales aux renforts d'acier
- l'implémentation du modèle dans le cadre de la théorie des petits déplacements

Pour garantir une certaine robustesse de l'implémentation dans le code éléments finis Cast3M (2015), une seconde version a été proposée dans (Mang et al, 2015). C'est cette version qui sera succinctement décrite dans la suite.

Il s'agit d'un élément d'interface d'épaisseur nulle à 4 nœuds. Il est construit entre chaque barre d'acier (unidimensionnelle) et un segment, superposé à la barre d'acier, parfaitement accroché à (ou aux) élément(s) de béton qui le(s) contient (utilisation de relations cinématiques) (Figure 18). Chaque nœud de l'élément d'interface a trois degrés de liberté en translation.

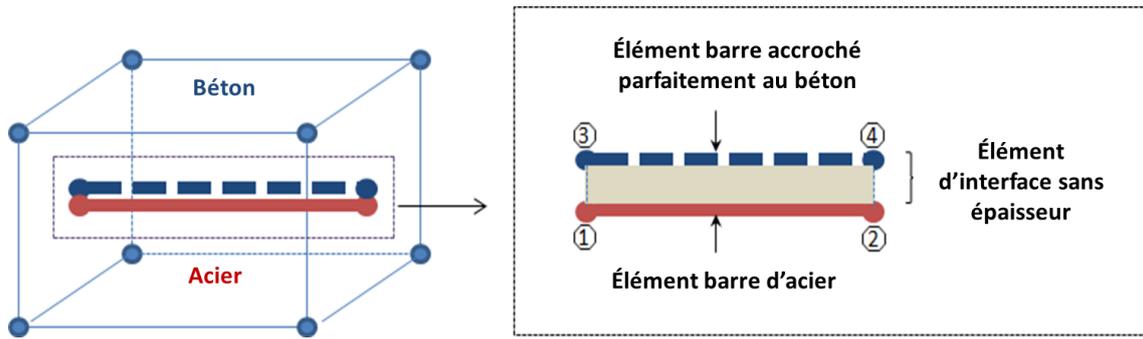


Figure 18. Principe de l'élément d'interface (d'après (Mang et al, 2015))

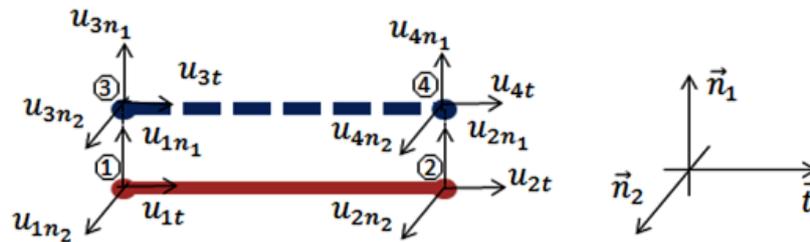


Figure 19. Degrés de liberté de l'élément d'interface dans son repère local (d'après (Mang et al, 2015))

➤ Relations cinématiques

Les vecteurs unitaires  $\vec{t}$ , tangentiel à la barre d'acier, et  $\vec{n}_1, \vec{n}_2$ , choisis perpendiculaires entre eux et perpendiculaires à la barre d'acier, forment un repère local de l'élément (Figure 19). Dans ce repère, les déplacements nodaux  $\{u\}$  s'écrivent :

$${}^T\{u\} = \{u_{1t}, u_{1n_1}, u_{1n_2}, u_{2t}, u_{2n_1}, u_{2n_2}, u_{3t}, u_{3n_1}, u_{3n_2}, u_{4t}, u_{4n_1}, u_{4n_2}\}$$

Les glissements aux nœuds  $\delta_{nd}$  entre l'acier et le béton sont alors calculés à partir des déplacements aux nœuds de l'élément d'interface par la relation suivante :

$$\{\delta_{nd}\} = \begin{bmatrix} \bar{I}_3 & \bar{O}_3 & -\bar{I}_3 & \bar{O}_3 \\ \bar{O}_3 & \bar{I}_3 & \bar{O}_3 & -\bar{I}_3 \end{bmatrix} \{u\} = \bar{N}\{u\}$$

avec

$${}^T\{\delta_{nd}\} = \{\delta_{1t}, \delta_{1n_1}, \delta_{1n_2}, \delta_{2t}, \delta_{2n_1}, \delta_{2n_2}\}$$

et

$$\bar{I}_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \bar{O}_3 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

On suppose la linéarité du glissement le long de l'élément d'acier. Sous ces conditions, les glissements généralisés  $\{\delta(p)\}$  peuvent s'écrire :

$$\{\delta(p)\} = \begin{Bmatrix} \delta_t(p) \\ \delta_{n_1}(p) \\ \delta_{n_2}(p) \end{Bmatrix} = [\bar{B}_1(p) \quad \bar{B}_2(p)]\{\delta_{nd}\}$$

avec

$$\bar{B}_1(p) = 0.5(1 - p)\bar{I}_3$$

$$\bar{B}_2(p) = 0.5(1 + p)\bar{I}_3$$

et

$$-1 \leq p \leq 1$$

On obtient finalement :

$$\{\delta(p)\} = [\bar{B}_1(p) \quad \bar{B}_2(p) \quad -\bar{B}_1(p) \quad -\bar{B}_2(p)]\{u\} = \bar{B}(p)\{u\}$$

➤ Relations contraintes – glissement

Les contraintes généralisées  $\{\sigma(p)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_t(p) \\ \sigma_{n_1}(p) \\ \sigma_{n_2}(p) \end{Bmatrix}$  dans l'élément d'interface sont exprimées en fonction des glissements généralisés  $\{\delta(p)\}$ .

Dans la direction tangentielle, la contrainte tangentielle  $\sigma_t$  est calculée à partir du glissement tangentiel  $\delta_t$ , en suivant une loi d'adhérence, donnée d'entrée du modèle ( $\sigma_t = f(\delta_t)$ ).

Dans la direction normale, une relation linéaire entre les contraintes normales  $\sigma_{n_1}, \sigma_{n_2}$  et les glissements normaux  $\delta_{n_1}, \delta_{n_2}$  est supposée en première approche :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{n_1}(p) \\ \sigma_{n_2}(p) \end{Bmatrix} = k_n \begin{Bmatrix} \delta_{n_1}(p) \\ \delta_{n_2}(p) \end{Bmatrix}$$

La raideur normale  $k_n$  est prise suffisamment grande pour que, dans la direction normale, l'hypothèse de liaison parfaite soit retrouvée (déplacements normaux identiques pour le béton et l'acier).

➤ Forces nodales

Les forces nodales dans le repère local  $\{F_{interface}\}$  sont obtenues en intégrant les contraintes sur la longueur de l'élément.

$${}^T\{F_{interface}\} = [{}^T\{F_1\} \quad {}^T\{F_2\} \quad {}^T\{F_3\} \quad {}^T\{F_4\}]$$

avec

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1t} \\ F_{1n_1} \\ F_{1n_2} \end{Bmatrix} = \frac{l_e}{2} \int_{-1}^0 \bar{A} \{\sigma(p)\} dp$$

où  $l_e$  est la longueur de l'élément et

$$\bar{A} = \begin{pmatrix} \pi d_s & 0 & 0 \\ 0 & d_s & 0 \\ 0 & 0 & d_s \end{pmatrix}$$

où  $d_s$  le diamètre de l'acier.

$$\{F_2\} = \begin{Bmatrix} F_{2t} \\ F_{2n_1} \\ F_{2n_2} \end{Bmatrix} = \frac{l_e}{2} \int_0^1 \bar{A} \{\sigma(p)\} dp$$

En équilibrant les forces s'exerçant sur l'acier et sur le béton, les relations suivantes sont obtenues :

$$\{F_3\} = \begin{Bmatrix} F_{3t} \\ F_{3n_1} \\ F_{3n_2} \end{Bmatrix} = -\{F_1\}; \{F_4\} = \begin{Bmatrix} F_{4t} \\ F_{4n_1} \\ F_{4n_2} \end{Bmatrix} = -\{F_2\}$$

➤ Implémentation numérique du modèle

Le modèle a été implémenté dans le code éléments finis Cast3M (2015) (mot-clé « LIAISON\_ACBE ») et un schéma classique de type Newton-Raphson (Ma et May, 1986) est utilisé pour la résolution (voir (Mang et al, 2015) pour plus de précisions).

### 2.2.2 Calibration du modèle

Le nouveau modèle de liaison développé requiert l'identification de deux données d'entrée : la loi contrainte tangentielle – glissement tangentiel (ou loi d'adhérence) et la raideur normale  $k_n$ . Pour cette dernière, comme indiqué précédemment, on fait le choix d'une valeur suffisamment grande pour être représentatif d'une liaison parfaite ( $k_n = 10^{15} \text{ Pa.m}^{-1}$ ). Ce choix est une première étape qui pourra être améliorée dans un futur proche.

Concernant la loi d'adhérence (de la forme de celle de la Figure 16), il paraît important de proposer une méthodologie pour sa détermination. Or, l'étude des résultats bibliographiques fait apparaître des différences fortes sur la valeur de la contrainte d'adhérence maximale (de quelques MPa (Esfahani et Rangan, 1998) à plusieurs dizaines de MPa (Castel et al, 2006)) et une influence contradictoire de certains paramètres comme le diamètre des armatures (diminution ou augmentation de la contrainte d'adhérence maximale avec le diamètre ((Bouazaoui et Li, 2008), (Daoud et al, 2002))). La seule analyse de ces résultats rend donc difficile l'écriture d'une loi d'adhérence validée.

C'est pour cette raison qu'une campagne expérimentale a été proposée (Torre-Casanova et al, 2013) en collaboration avec le LMT Cachan. Le choix de l'essai s'est porté sur le pull-out, de manière à pouvoir compléter les résultats de la littérature (effet du diamètre, du confinement actif, ...). Il présente de plus l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre et d'être normalisé (Rilem, 1970 a). Enfin, il est largement utilisé, comparativement à d'autres essais plus spécifiques et moins courants (essais de flexion (Rilem, 1970 b), essais PIAF (Tran et al, 2009)).

Les éprouvettes testées sont des cubes de béton traversés d'un unique renfort en acier. Elles contiennent chacune deux réservations de part et d'autre de la zone d'adhérence de manière à éviter les effets de localisation des efforts. Les dimensions dépendent du diamètre du renfort  $d_a$ , comme indiqué sur la Figure 20. Quatre diamètres de barre sont testés (HA8, HA10, HA12 et HA16).

Le glissement est mesuré par différence de déplacement entre l'acier et le béton à l'extrémité non chargée (Figure 20). La force appliquée par le vérin  $F$  est également relevée. La contrainte d'adhérence est ensuite évaluée à partir de l'équation suivante :

$$\tau = \frac{F}{d_a l_a \pi}$$

avec  $l_a$  la longueur d'adhérence égale à  $5d_a$  dans notre cas. On dispose alors de tous les éléments nécessaires à la construction de la loi d'adhérence. Il est à noter que l'équation précédente suppose une homogénéité de la contrainte d'adhérence sur toute la longueur d'adhérence, ce qui est généralement vérifié, sauf en début de chargement (Torre-Casanova et al, 2013). Néanmoins, dans cette zone, les imprécisions de mesure associées aux niveaux de glissement rencontrés (quelques micromètres) sont telles que les conséquences sur la loi d'adhérence sont difficilement quantifiables. On présente dans la suite les principaux résultats de cette campagne expérimentale, décrits en détail dans (Torre-Casanova, 2012).

Forme de la loi d'adhérence expérimentale : La Figure 21 donne un exemple de courbe d'adhérence obtenue expérimentalement en utilisant un renfort HA12. On retrouve une forme classique en trois zones (conformément au paragraphe 2.1). La pente à l'origine est de l'ordre de  $10^{12}$  Pa/m et la contrainte d'adhérence maximale est ici égale à 22 MPa.

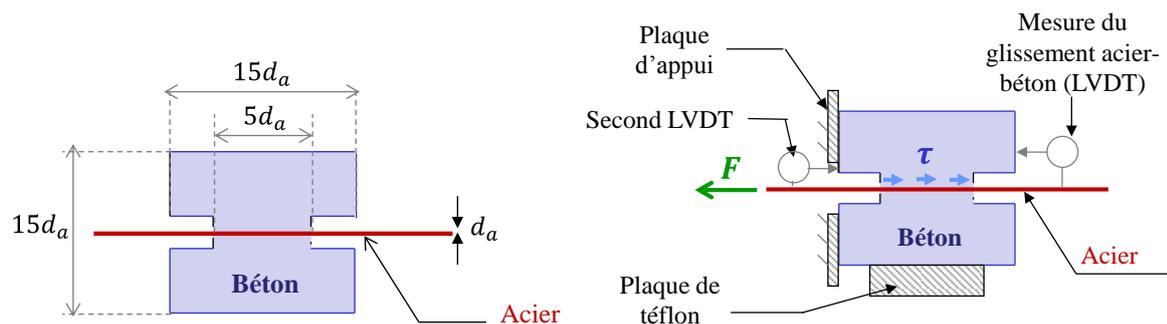


Figure 20. Définition de la géométrie des éprouvettes testées (à gauche), principe de l'essai (à droite) (Torre-Casanova, 2012)

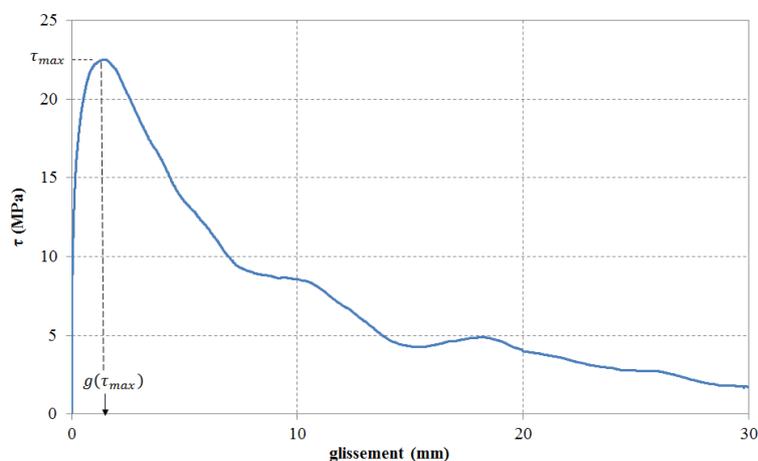


Figure 21. Exemple de loi d'adhérence obtenue expérimentalement (Torre-Casanova, 2012)

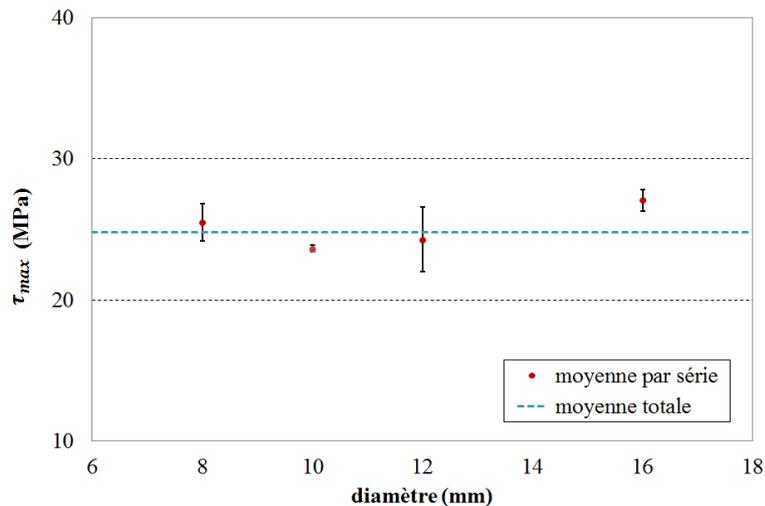


Figure 22. Influence du diamètre de la barre sur la valeur de la contrainte d'adhérence maximale (Torre-Casanova, 2012)

Influence du diamètre des barres : La Figure 22 illustre l'influence du diamètre de la barre sur la valeur de la contrainte maximale d'adhérence  $\tau_{max}$ . L'examen de ces résultats ne nous permet pas de mettre en évidence une tendance marquée. Le diamètre de la barre n'est donc pas retenu comme un paramètre influant la valeur de  $\tau_{max}$ .

Influence de l'enrobage et des propriétés du béton : une analyse numérique, couplée aux résultats expérimentaux, a permis de mettre en évidence l'influence de l'enrobage et des propriétés du béton sur la valeur de la contrainte d'adhérence maximale.

Basée sur une modélisation simplifiée de l'essai (cylindre creux chargé en pression et en cisaillement pour représenter les effets des nervures), elle a conduit à la proposition d'une loi d'évolution de la forme :

$$\text{Pour } (c/d_a) < (c/d_a)_{crit} : \frac{\tau_{max}}{f_t} \sim 1,53 \frac{c}{d_a} + 0,36$$

$$\text{Pour } (c/d_a) > (c/d_a)_{crit} : \frac{\tau_{max}}{f_c} \sim 0,6$$

avec :

$$(c/d_a)_{crit} = 0,39 \frac{f_c}{f_t} - 0,24$$

avec  $c$  l'enrobage (plus petite épaisseur de béton dans l'éprouvette),  $f_t$  la résistance en traction du béton et  $f_c$  sa résistance en compression.

Cette formule a été confrontée aux résultats de la littérature et à ceux de la campagne expérimentale (Figure 23 et Tableau 3). Une bonne adéquation est obtenue. Elle permet, en introduisant un rapport enrobage sur diamètre d'acier critique, de justifier les deux modes de rupture généralement rencontrés durant les essais de pull-out (Figure 24) : rupture par éclatement du béton (« splitting ») pour les plus faibles enrobages et rupture par extraction de barre (« pullout ») sinon. Dans le premier cas, c'est la résistance en traction du béton qui pilote l'adhérence maximale tandis que dans le second cas, c'est la résistance en compression du béton qui la définit.

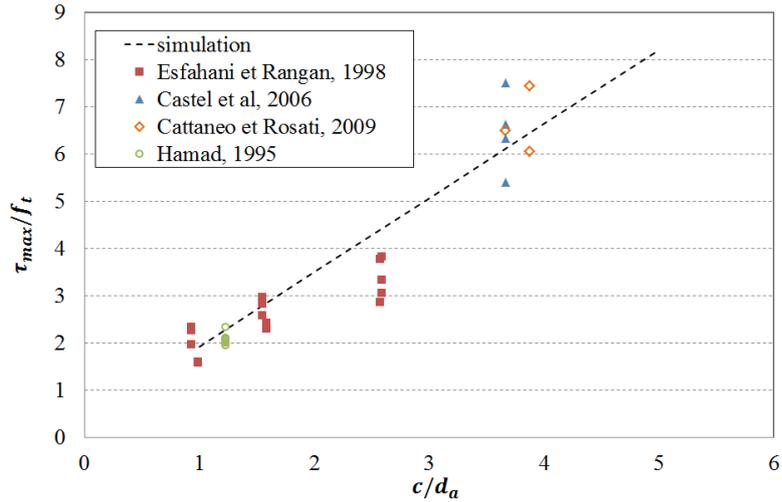


Figure 23. Comparaison formule-essai pour  $(c/d_a)$  inférieur à la valeur critique (d'après Torre-Casanova, 2012)

$c/d_a$	Références	$\tau_{max}/f_c$			Formule proposée
		Valeur expérimentale			
		Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation	
5,75	Valcuende et Parra (2009)	0,55	0,05	9%	0,6
7	Campagne expérimentale	0,66	0,07	11%	

Tableau 3. Comparaison formule-essai pour  $(c/d_a)$  supérieur à la valeur critique (d'après Torre-Casanova, 2012)

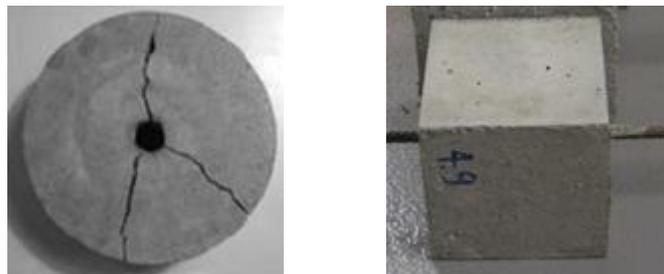


Figure 24. Modes de rupture classiquement rencontrés pour les essais « pull-out ». A gauche, « splitting » (Cattaneo et Rosati, 2009), à droite « extraction de barre » (Torre-Casanova, 2012)

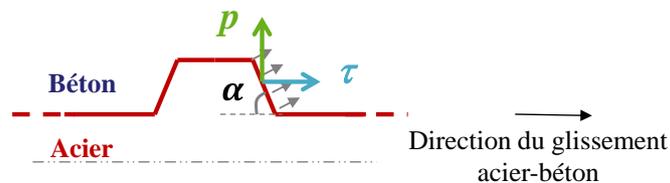


Figure 25. Décomposition de l'action des nervures au voisinage de l'acier

Cette différence de comportement peut être expliquée par la concurrence entre deux sollicitations dues à l'inclinaison des nervures des barres d'acier (Tepfers, 1979) (Figure 25) : une pression  $P$ , qui crée dans le béton des contraintes orthoradiales de traction décroissantes de l'intérieur vers l'extérieur de l'éprouvette, et une force tangentielle qui vient mettre en compression le béton en face avant de la nervure.

Dans le cas d'une rupture par « splitting », les fissures créées par les contraintes orthoradiales atteignent la surface et conduisent à la rupture de l'éprouvette. Pour la rupture par extraction de la barre, c'est la zone d'adhérence qui devient totalement dégradée avant que les fissures « orthoradiales » n'atteignent la surface. Enfin, il est à noter que cette relation a une forme simple, basée sur des paramètres ayant une signification physique (résistances en traction et compression). En ce sens, elle peut être utilisée directement pour définir, pour un matériau et une géométrie donnés, le niveau d'adhérence maximale espéré.

En s'appuyant sur une analyse bibliographique, une relation est également proposée pour le glissement correspondant à la contrainte maximale d'adhérence (glissement en mm):

$$g(\tau_{max}) = \text{Min}(0.17c/d_a; 1)$$

Néanmoins, l'exercice de validation est ici plus difficile à cause de la grande variabilité observée expérimentalement et une disponibilité des résultats d'essais plus limitée dans la littérature pour ce paramètre, contrairement à l'adhérence maximale. La formule devra donc être confirmée, soit par des essais complémentaires, soit par une analyse plus poussée.

Enfin, pour la forme de la courbe normalisée, là encore, une comparaison entre les résultats des essais et la littérature conduit à proposer une loi en trois parties :

Pour la partie pré-pic ( $g < g(\tau_{max})$ ) (basée sur (Harajli, 1994)):

$$\frac{\tau}{\tau_{max}} = \left( \frac{g}{g(\tau_{max})} \right)^{0,3}$$

Pour la partie post-pic :

$$\tau = \left( \frac{\tau_f - \tau_{max}}{g_f - g(\tau_{max})} \right) g + \left( \frac{\tau_{max} g_f - \tau_f g(\tau_{max})}{g_f - g(\tau_{max})} \right) \quad \text{pour } g(\tau_{max}) < g < g_f$$

Pour la partie finale (frottement) ( $g > g_f$ ) :

$$\tau = \tau_f$$

avec  $g_f$  et  $\tau_f$  fixés respectivement à 15 mm et 5 MPa (résultats expérimentaux moyens).

La complémentarité des approches expérimentale, numérique et bibliographique permet donc de proposer une loi d'adhérence complète, dont la forme est donnée dans la Figure 26.

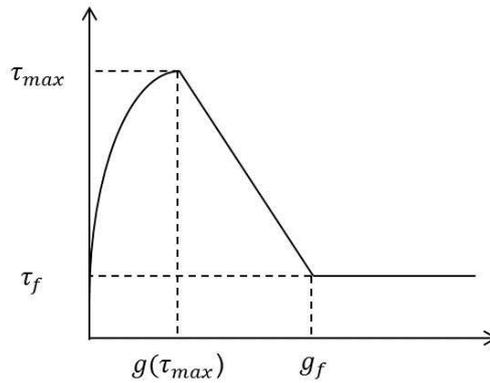


Figure 26. Forme de la loi d'adhérence proposée (d'après Torre-Casanova, 2012).

### 2.2.3 Vérification du modèle

Afin de vérifier l'implémentation du modèle, un tirant en béton armé est considéré (Figure 27). Un comportement unidimensionnel est supposé dans l'axe du renfort (direction  $x$  sur la Figure 27). Les comportements sont choisis linéaires :

- pour le béton :

$$\sigma_b(x) = E_b \varepsilon_b(x)$$

avec  $\sigma_b$ ,  $E_b$  et  $\varepsilon_b$  respectivement la contrainte, le module d'Young et la déformation du béton.

- pour l'acier :

$$\sigma_a(x) = E_a \varepsilon_a(x)$$

avec  $\sigma_a$ ,  $E_a$  et  $\varepsilon_a$  respectivement la contrainte, le module d'Young et la déformation de l'acier

- et pour la contrainte d'adhérence :

$$\sigma_t = k_t \delta_t$$

avec  $k_t$  la raideur constante de liaison.

Sous ces conditions, il est possible de calculer une solution analytique. Celle-ci est basée sur l'équilibre dans les deux matériaux entre le point d'abscisse  $x$  et l'extrémité chargée (Figure 28).



Figure 27. Principe du tirant en béton armé

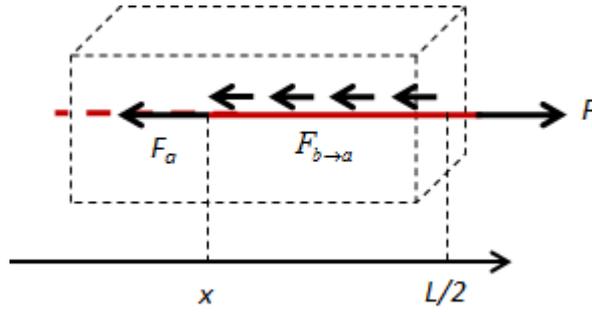


Figure 28. Équilibre de la barre d'acier entre l'extrémité chargée et l'abscisse  $x$ .

Les contraintes dans l'acier et le béton et le glissement à l'abscisse  $x$  s'écrivent alors (Mang et al, 2015) :

$$\sigma_a(x) = \frac{F}{S_a} \frac{ch(\alpha x)}{ch(\alpha \frac{L}{2})} + \frac{\beta E_a}{\alpha^2} \left(1 - \frac{ch(\alpha x)}{ch(\alpha \frac{L}{2})}\right)$$

$$\sigma_b(x) = \frac{\beta E_b}{\alpha^2} \left(1 - \frac{ch(\alpha x)}{ch(\alpha \frac{L}{2})}\right)$$

$$\delta_t(x) = u_s(x) - u_c(x) = \frac{Fsh(\alpha x)}{\alpha E_a S_a ch(\alpha \frac{L}{2})}$$

avec  $F$  la force appliquée sur le renfort en acier,  $S_a$  et  $S_b$  respectivement les sections du renfort et du béton et  $L$  la longueur du tirant.

$$\alpha = \sqrt{(\pi d_a k_t (\frac{1}{E_a S_a} + \frac{1}{E_b S_b}))}$$

$$\beta = \frac{\pi d_a k_t F}{E_a S_a E_b S_b}$$

avec  $d_a$  le diamètre du renfort.

La solution analytique est calculée en considérant  $L = 1.15$  m,  $S_b$  égale à  $0,01\text{m}^2$  et  $d_a$  égal à 10 mm (section  $S_a$  égale à  $7,85 \cdot 10^{-5} \text{m}^2$ ). La Figure 29 et la Figure 30 donnent les distributions de contrainte dans l'acier et du glissement obtenues le long du tirant. Une comparaison avec la réponse simulée est proposée ( $F=27.3$  kN).

Les résultats de la simulation sont identiques à la solution analytique et valident l'implémentation numérique du modèle. L'effet d'adhérence est qualitativement reproduit avec un transfert de contrainte de l'acier vers le béton à partir des extrémités vers le centre du tirant. Le glissement est maximal aux extrémités et nul au centre du tirant où la contrainte tend à se stabiliser (hypothèse de liaison parfaite retrouvée).

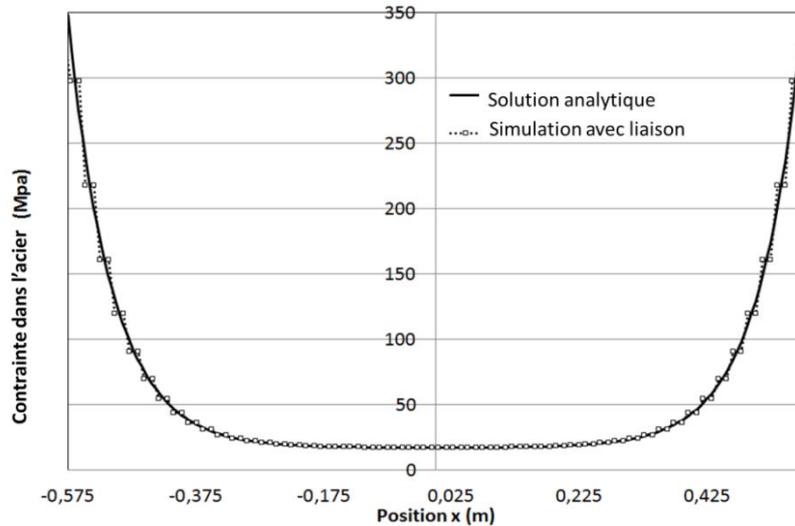


Figure 29. Evolution de la contrainte dans l'acier le long du tirant. Comparaison entre la simulation et la solution analytique (d'après (Mang et al, 2015))

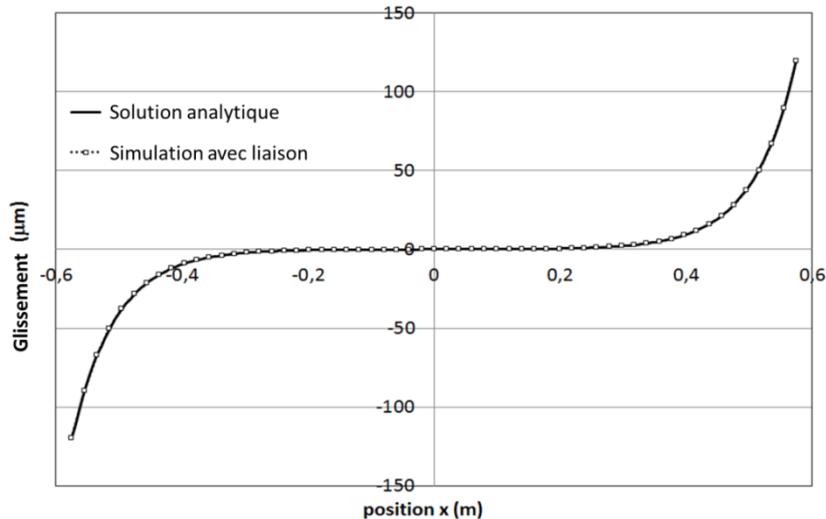


Figure 30. Evolution du glissement acier-béton le long d'un tirant. Comparaison entre la simulation et la solution analytique (d'après (Mang et al, 2015))

### 2.3 Validation du modèle

Si la solution analytique a permis de vérifier la bonne implémentation du modèle, elle ne permet pas à elle-seule de valider sa capacité à représenter une situation expérimentale donnée. Cette validation fait l'objet des trois paragraphes suivants.

#### 2.3.1 Validation du modèle sur un tirant (chargement appliqué à l'acier)

On s'intéresse tout d'abord au tirant testé expérimentalement dans (Farra, 1995). Cette structure est celle qui est la plus susceptible de solliciter la liaison acier-béton puisque c'est par l'adhérence qu'est transmis au béton le chargement appliqué à l'acier.

La géométrie du tirant est identique à celle utilisée pour la comparaison avec la solution analytique présentée précédemment (Figure 31). Un maillage tridimensionnel est retenu et des lois de comportement non linéaires sont choisies pour le béton (modèle d'endommagement (Faria et al, 1998), l'acier (élasto-plasticité à écrouissage linéaire) et la loi d'adhérence.

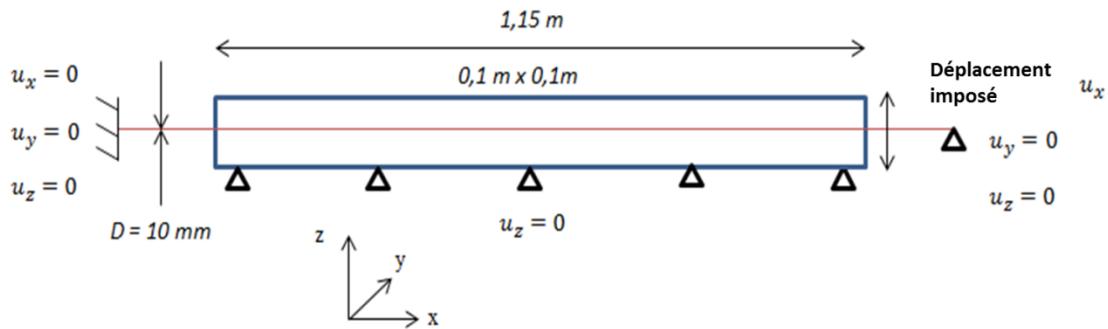


Figure 31. Géométrie et conditions aux limites du tirant de (Farra, 1995)

La Figure 32 illustre l'évolution de la contrainte dans l'acier (rapport de la force appliquée sur la section) en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Cette dernière est calculée à partir du déplacement relatif sur une longueur de 1 m au centre du tirant. Un bon accord essai-simulation est obtenu avec classiquement trois zones distinctes de comportement : élasticité, phase de fissuration et plastification de l'acier (notées respectivement « Zone I », « Zone II » et « Zone III » sur la figure). L'amplitude des décharges, non reproduites par la simulation, est liée au dispositif expérimental (Farra, 1995) qui n'est pas modélisé. Les instants d'apparition des décharges, correspondant aux instants d'apparition de chaque nouvelle fissure, ne sont pas identiques. En effet, ils sont très fortement influencés par la distribution initiale des propriétés matériaux (non reproductible numériquement malgré l'introduction d'une distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement dans le calcul).

Les ouvertures de fissure sont ensuite calculées. Les fissures étant perpendiculaires à l'axe du renfort, une technique simple de post-traitement des déplacements axiaux est utilisée. Chaque « discontinuité » dans l'évolution du déplacement axial le long du tirant correspond à la position d'une fissure. L'ouverture est alors égale à l'amplitude du « saut ».

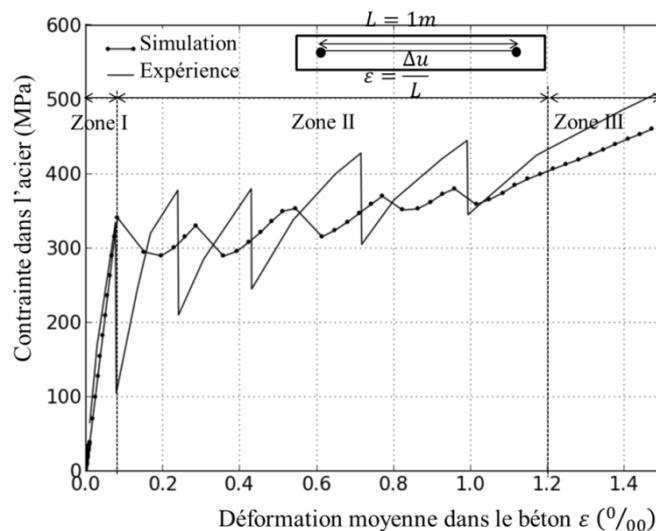


Figure 32. Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Modèle de liaison acier-béton développé et expérience.

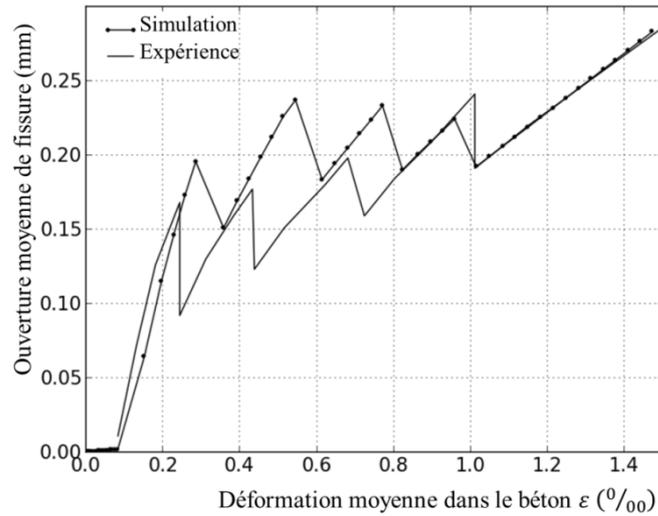


Figure 33. Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Comparaison entre la simulation et l'expérience.

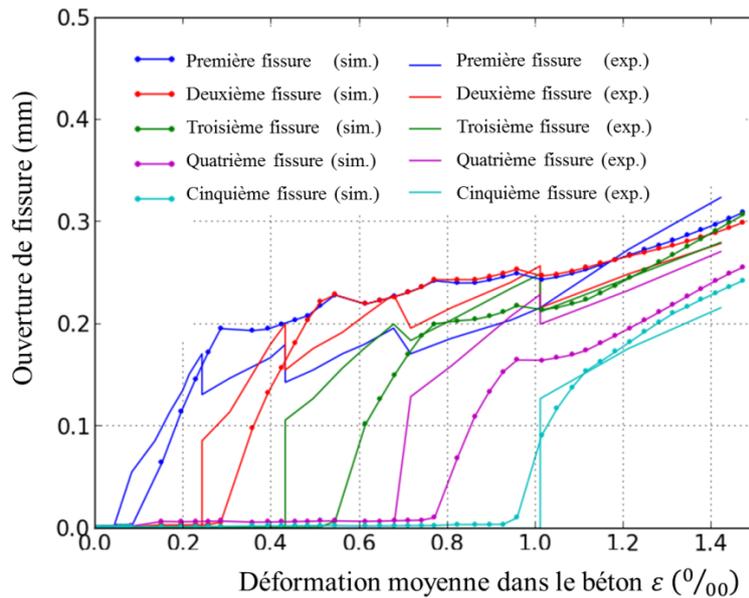


Figure 34. Evolution de chaque ouverture de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Comparaison entre l'expérience (exp.) et la simulation (sim).

Sous ces conditions, la Figure 33 est obtenue. La simulation prédit le nombre correct de fissures (cinq). L'ouverture moyenne simulée est en accord avec l'expérience, notamment dans la phase de fissuration établie, en fin de calcul. Les principales différences observées sont dues, comme pour les instants de décharge sur la Figure 32, à la distribution aléatoire retenue pour la déformation seuil d'endommagement qui ne peut reproduire la situation expérimentale.

Enfin, la Figure 34 illustre l'évolution de l'ouverture de chaque fissure. Classiquement, l'apparition d'une nouvelle fissure conduit à une diminution de l'ouverture des fissures existantes. Un bon accord avec l'expérience est observé, y compris sur cette mesure très locale.

En conclusion, le modèle de liaison acier-béton, associé aux ingrédients classiques d'une simulation non linéaire, est capable de reproduire les comportements global et local d'un tirant en béton armé.

Un traitement statistique du problème (plusieurs tirages du champ initial de propriétés matériaux), partiellement réalisé dans le chapitre 2.4.1, apportera un complément d'informations intéressant.

### 2.3.2 Validation du modèle sur une poutre (chargement appliqué au béton)

On considère ici le cas d'une poutre en béton armé chargée en flexion quatre points. Par rapport au tirant précédent, dans cette configuration, la fissuration localisée est gouvernée par le chargement appliqué au béton et par la distribution initiale des propriétés du matériau. La liaison acier-béton est donc sollicitée différemment avec des niveaux de glissement atteints inférieurs à ceux obtenus sur les tirants. Compte tenu de l'objectif, qui consiste à caractériser l'ouverture de fissure, et compte tenu du peu de résultats expérimentaux disponibles autour de cette grandeur, une campagne expérimentale a été lancée en collaboration avec le LMT Cachan. On ne présente ici que les principaux résultats décrits dans (Jason et al, 2013), qui profitent des avantages de la corrélation d'images (Besnard et al, 2006) pour disposer d'informations maîtrisées sur la fissuration.

L'essai porte sur une poutre en flexion quatre points, dont le principe et les dimensions sont donnés dans la Figure 35. Le plan de ferrailage est illustré dans la Figure 36 (cadres espacés de 15 cm). Il est à noter qu'afin d'éviter une influence des cadres sur la position des fissures, aucun renfort transversal n'est introduit dans la zone à moment constant. La poutre est instrumentée par un réseau de capteurs LVDT traditionnels permettant de suivre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction de la force appliquée en différents points de la structure. La poutre est également préparée pour permettre une analyse par corrélation d'images (code Correli<sup>Q4</sup> (Besnard et al, 2006)). Parallèlement à cet essai, une étude numérique a été lancée afin d'évaluer les résultats de simulation en prenant en compte la liaison acier-béton avec le modèle développé dans sa forme initiale (Casanova et al, 2012).

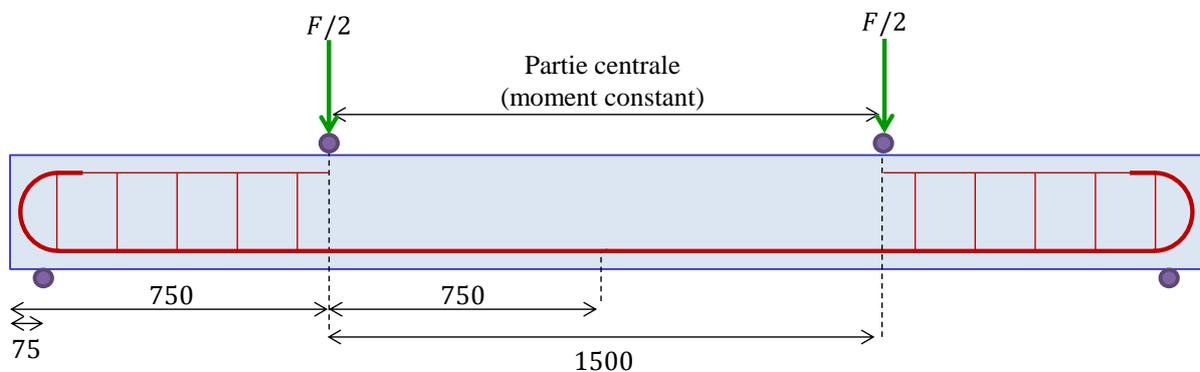


Figure 35. Géométrie de la poutre testée en flexion quatre points (dimensions en mm) (Torre-Casanova, 2012)

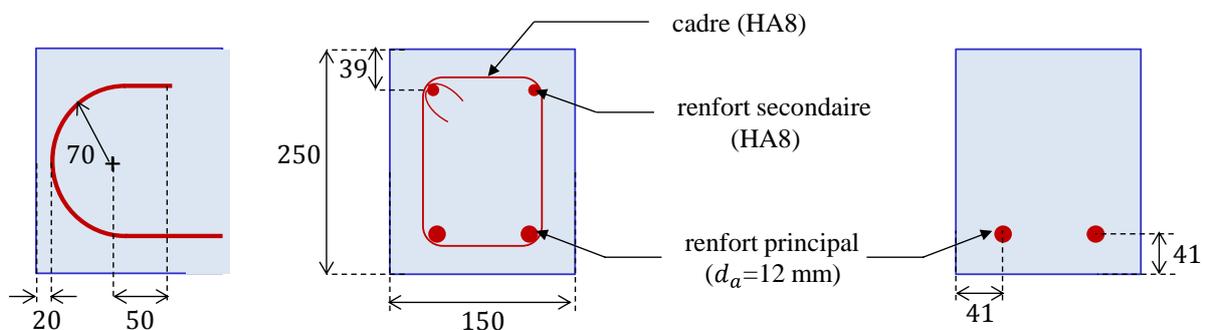
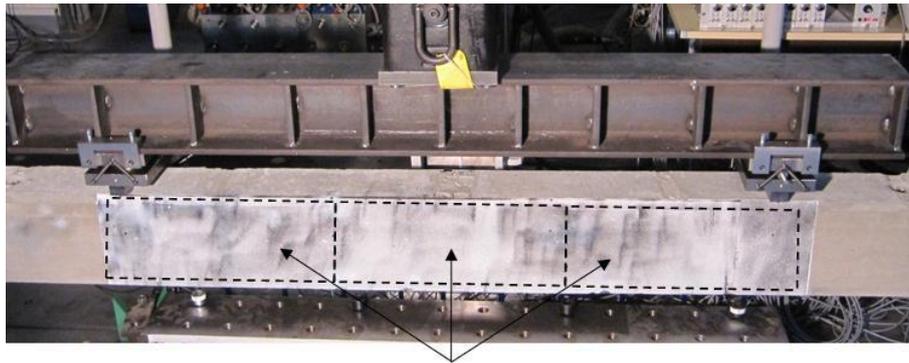


Figure 36. Plan de ferrailage de la poutre (zone d'ancrage à droite, zone courante hors moment constant au milieu, zone à moment constant à droite) (Torre-Casanova, 2012).



Zones d'observation préparées pour la corrélation d'images

Figure 37. Préparation de la face avant de la poutre pour l'utilisation de la corrélation d'images (Torre-Casanova, 2012)

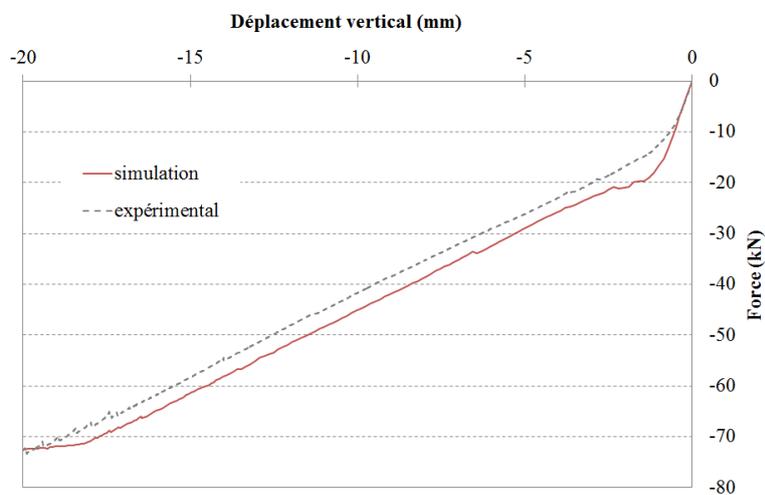


Figure 38. Courbe force-flèche pour la poutre en flexion quatre points. Comparaison essai-calcul

La Figure 38 donne la courbe force-flèche maximale. Même si un écart entre l'essai et les simulations est observé (certainement lié à une non-optimisation des paramètres de la loi de comportement, comme la résistance en traction ou l'énergie de fissuration), une bonne adéquation est globalement obtenue.

La Figure 39 et la Figure 40 donnent l'ouverture de fissure cumulée le long de la zone à moment constant en fonction de la hauteur de la poutre (sur la face avant post-traitée par corrélation d'images). Pour une hauteur donnée, l'ouverture de fissures cumulée est obtenue par sommation de toutes les ouvertures de fissure. Quel que soit le régime de fissuration (actif pour une force de 25 kN, stabilisé pour 36 kN), le modèle de liaison acier-béton est capable de reproduire le faciès de fissuration.

Finalement, le Tableau 4 donne des informations concernant les ouvertures de fissure. Il confirme la capacité du modèle à reproduire le comportement expérimental local, en phase de fissuration active et stabilisée. En début de phase de fissuration, l'accord essai-simulation semble moins bon, probablement à cause d'une dépendance plus prononcée à la distribution des propriétés matériaux.

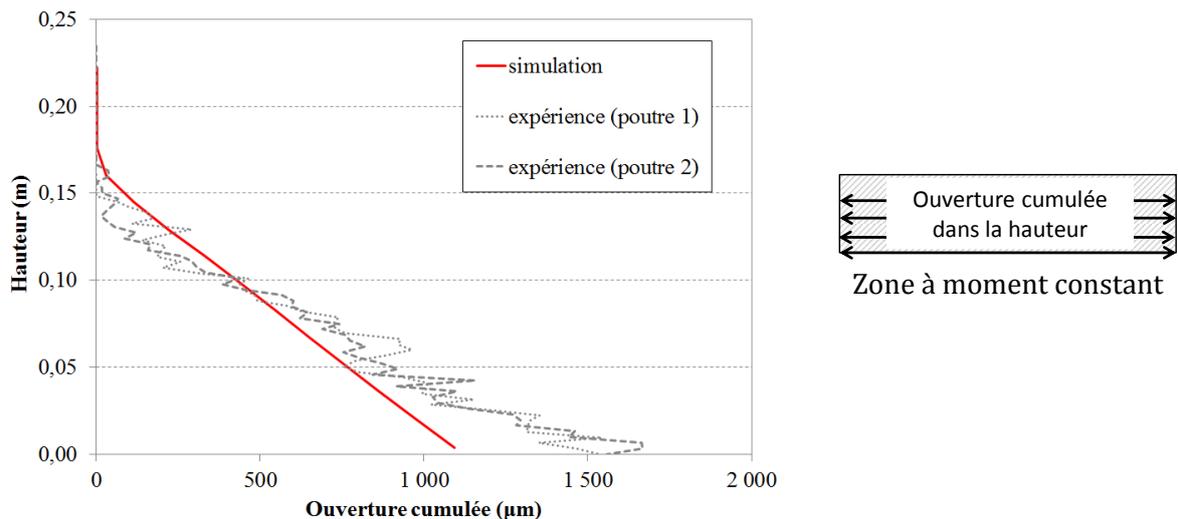


Figure 39. Evolution de l'ouverture de fissure cumulée avec la hauteur de la poutre. Post-traitement sur la face avant instrumentée. Force appliquée de 25 kN (Jason et al, 2013)

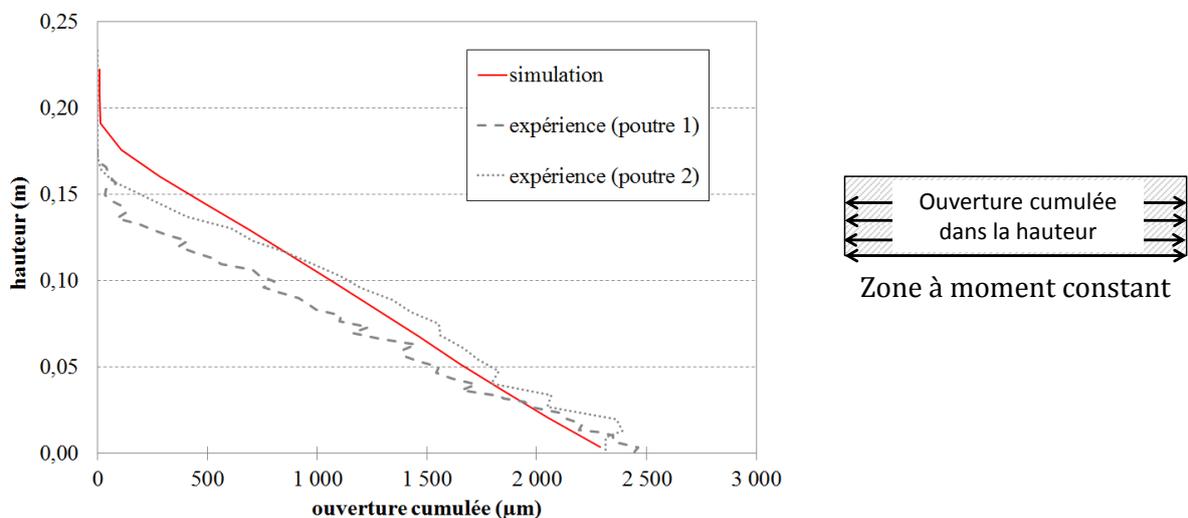


Figure 40. Evolution de l'ouverture de fissure cumulée avec la hauteur de la poutre. Post-traitement sur la face avant instrumentée. Force appliquée de 36 kN (Jason et al, 2013)

		20 kN		25 kN		42 kN	
		LAB	Exp.	LAB	Exp.	LP	Exp.
Nombre de « fissures »		10	10	10	10,5	13	13,5
Espacement	Moyenne (cm)	15	16	15	15,5	11,5	11
	Minimum (cm)	11,8	11	11,8	11	7,2	5
	Maximum (cm)	19,2	25	19,2	24	15	16,5

Tableau 4. Espacements de fissures pour différents niveaux de force. « LAB » modélisation par le modèle de liaison, « Exp. » mesure expérimentale (d'après (Torre-Casanova, 2012))

### 2.3.3 Validation du modèle sur un voile en cisaillement (fissuration répartie)

Le dernier cas de validation est un voile en béton armé testé en cisaillement dans le cadre du projet national CEOS.FR (2015). Contrairement aux poutres en flexion qui présentent des profils de fissuration très localisés, les voiles ont tendance à développer, sous chargement de cisaillement, une fissuration orientée plus complexe à représenter.

Le voile, dans sa partie centrale, a pour dimensions 4.2m x 1.05m x 0.15m. Deux nappes d'armatures de diamètre 10 mm et d'espacement 10 cm sont disposées en faces interne et externe (enrobage égal à 1 cm). Deux longrines en béton armé fortement renforcées sont ajoutées en parties supérieure et inférieure du voile pour répartir l'effort de cisaillement (Figure 41). Pour limiter les fissures liées à la flexion, des barres de renfort de diamètres 25 et 32 mm sont également placées aux extrémités du voile (Figure 42) (Ruocci et al, 2013). Quatre barres serrées sont placées dans la longrine inférieure pour lier la structure au montage. Le chargement est imposé dans la direction horizontale sur la longrine supérieure.

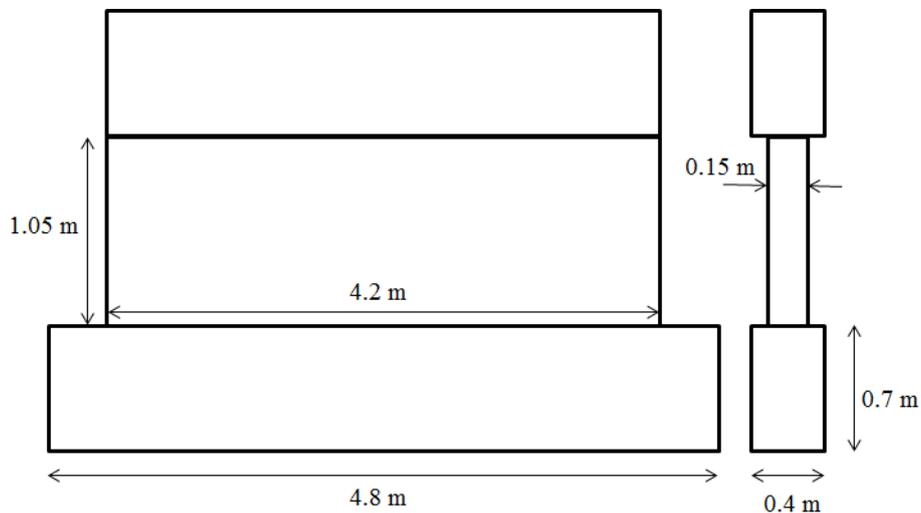


Figure 41. Dimensions du voile en cisaillement.

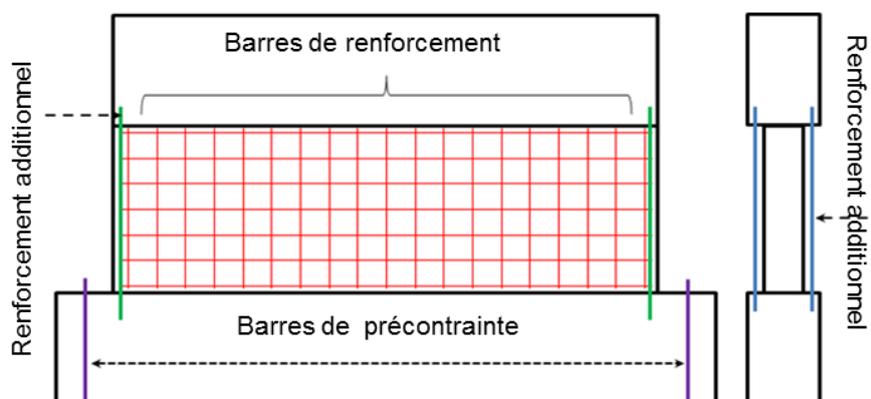


Figure 42. Barres de renforcement dans le voile

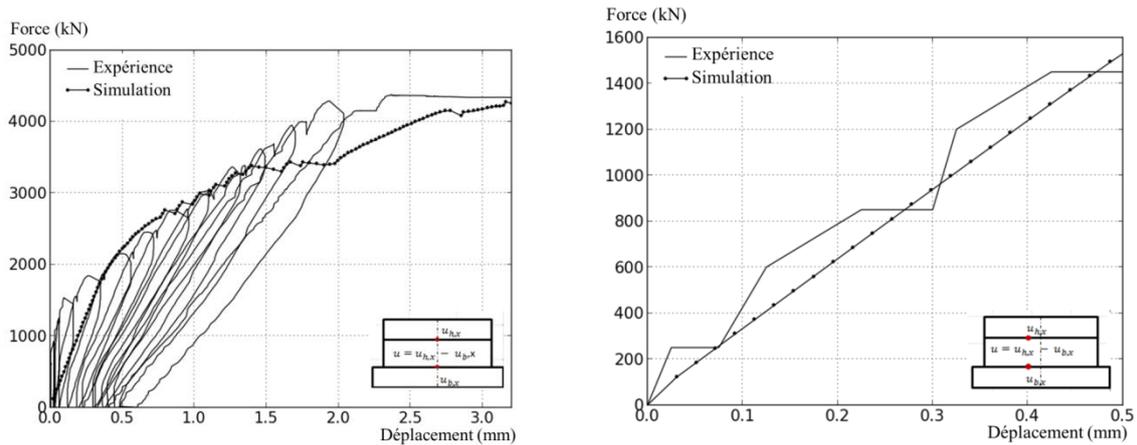


Figure 43. Evolution de la force en fonction du déplacement relatif. Comparaison entre la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et l'expérience avec le capteur de déplacement (gauche) et entre la simulation et l'expérience obtenue par corrélation d'image (droite) (Mang et al, 2016)

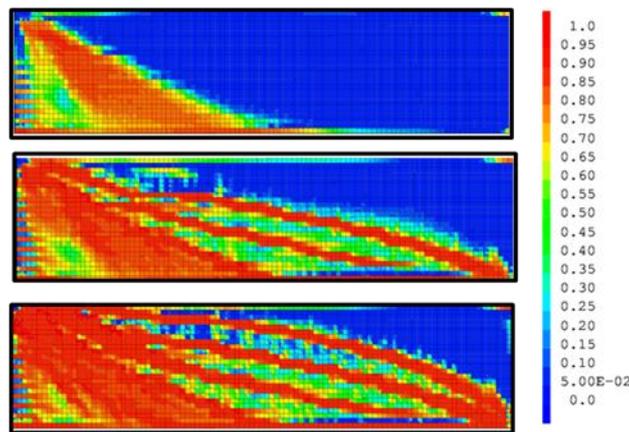


Figure 44. Distributions d'endommagement obtenues pour plusieurs valeurs du chargement (Mang et al, 2016)

### 2.3.3.1 Premiers résultats

Le voile est modélisé dans sa totalité (partie centrale et longrines). Pour le béton et les renforts, des éléments cubiques et unidimensionnels sont respectivement retenus. Le béton suit une loi d'endommagement (Faria et al, 1998) dans sa partie centrale et élastique pour les longrines. L'acier a un comportement élasto-plastique. La courbe d'adhérence est calibrée en suivant les recommandations de (Torre-Casanova et al, 2013).

La Figure 43 illustre le comportement global (force appliquée en fonction du déplacement horizontal relatif au centre du voile). La réponse expérimentale, obtenue par des capteurs de déplacement, est correctement reproduite par la simulation (force maximale avant rupture notamment) (Figure 43 gauche). En revanche, le comportement élastique n'est pas satisfaisant. Une deuxième mesure, obtenue par corrélation d'images, est utilisée. La comparaison, au début du chargement, entre la simulation et ces mesures montre cette fois un bon accord (Figure 43 droite). L'écart observé sur la première courbe semble donc plutôt être d'origine expérimentale, comme reporté dans (Ruocci et al, 2013).

Concernant la fissuration, le seul résultat directement accessible par le calcul est la distribution de l'endommagement (Figure 44). On comprend facilement que cette seule donnée ne peut être

suffisante pour quantifier la fissuration (ouverture de fissure). Une méthodologie est donc nécessaire pour remonter à la caractérisation des fissures à partir du calcul continu.

### ***2.3.3.2 Proposition d'une nouvelle technique de post-traitement de la fissuration***

Les modèles d'endommagement permettent généralement de reproduire l'apparition et la propagation de fissure jusqu'à la rupture. Néanmoins, comme indiqué dans le paragraphe précédent, il est difficile d'obtenir des informations quantitatives directes sur la fissuration (ouverture de fissure), notamment dans le cas d'une fissuration complexe comme pour le voile.

Pour résoudre ce problème, deux alternatives principales existent. La première solution ((Oliver et al, 2004), (Simone et al, 2003) ou (Mazars et Pijaudier-Cabot, 1996) par exemple) consiste à utiliser un modèle d'endommagement pour décrire l'apparition des fissures. Il est ensuite combiné à des techniques plus adaptées à la propagation. Dans (Comi et al, 2007) par exemple, un modèle isotrope régularisé est choisi jusqu'à ce que la largeur de la bande d'endommagement localisé atteigne une valeur donnée. A partir de ce point, une équivalence avec la méthode XFeM est proposée pour représenter la fissure et sa propagation. Le point clé de ces méthodes est généralement le critère à partir duquel l'équivalence entre les deux méthodes est obtenue.

Une seconde solution, d'application plus directe, est de post-traiter les résultats de la simulation utilisant le modèle d'endommagement, sans considérer explicitement la discontinuité du champ du déplacement. L'analyse des résultats est principalement basée sur la distribution de la variable d'endommagement, de la déformation ou du déplacement. A partir de la distribution du champ de la déformation, Wang et Hutchinson (2005) propose par exemple une méthode de post-traitement en 2D. La déformation inélastique (associée ici à l'ouverture de fissure) est définie comme la différence entre la déformation totale et la déformation élastique. L'ouverture est alors obtenue par la multiplication de cette déformation par une longueur, caractéristique de la taille de l'élément. La direction de fissure est supposée perpendiculaire à la direction de la déformation maximale principale. Une autre approche proposée dans Mattalah et al (2009), proche de cette méthode mais généralisée en 2D ou 3D, suppose comme longueur caractéristique la longueur moyenne de l'élément. Dufour et al (2008) proposent également une méthode d'analyse de l'ouverture de fissure à partir du champ de déformation analytique avec une approche de discontinuité forte. Cette méthode est présentée dans le cas d'analyses 1D mais peut être étendu au 2D (Dufour et al, 2012).

L'objectif est ici de s'appuyer sur les développements autour des méthodes de post-traitement, en s'affranchissant de l'utilisation d'une longueur caractéristique dépendant de la taille des éléments. On propose donc une nouvelle méthode utilisant directement le modèle de liaison acier-béton développé. Elle s'appuie sur le changement de signe du glissement pour la détection de la position des fissures (Figure 45). En effet, le glissement relatif entre l'acier et le béton change de signe à la position de la fissure. On peut donc calculer les glissements le long des renforts en acier et détecter les changements de signe, correspondant à autant de positions de fissure. Le réseau de fissures est ensuite obtenu en reliant les points de passage. A l'état actuel des développements, cette dernière étape, destinée à distinguer chaque fissure, reste manuelle. Elle pourrait être automatisée, en utilisant des critères limitant l'évolution de l'angle de la fissure (définition d'une direction de recherche par exemple (Dufour et al, 2008)).

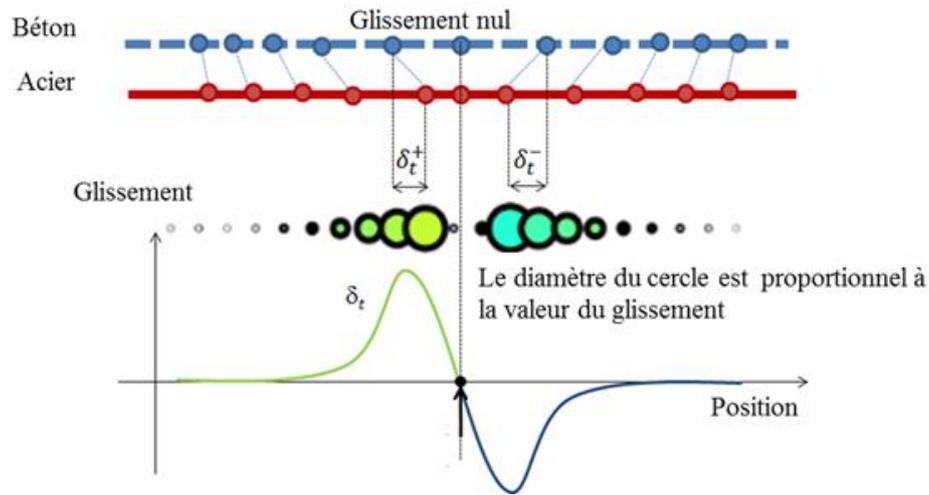


Figure 45. Principe de détermination de la position des fissures (Mang et al, 2016)

Une fois la position de la fissure connue, l'ouverture est calculée à partir de l'évolution du déplacement dans la direction normale au trajet de fissure. A chaque point sur ce trajet, les directions normale et tangentielle ( $\vec{n}_c$  et  $\vec{t}_c$  respectivement) et l'angle de fissure ( $\theta_c$ ) sont déterminés (Figure 46). La direction normale de fissure est définie selon la bissectrice des deux segments adjacents du trajet de fissure au point de fissure. Il évolue donc le long de ce trajet. La direction tangentielle de fissure est automatiquement obtenue par la perpendiculaire à la direction normale de fissure, dans le plan de post-traitement.

L'ouverture de fissure est ensuite calculée en suivant les étapes suivantes (Figure 47) :

- Définition d'une ligne de post-traitement dans la direction normale à la fissure. La longueur de cette ligne est choisie pour prendre en compte l'éventuel effet de régularisation dans le voisinage de la fissure sans englober la fissure voisine. Dans notre cas, cette longueur est égale au demi-espacement entre les fissures dans la direction normale (qui peut être calculée à partir des trajets de fissuration simulés)
- Discrétisation de la ligne de post-traitement pour définir les points où les déplacements relatifs seront calculés
- Détermination des déplacements relatifs le long de la ligne de post-traitement en utilisant les fonctions d'interpolation des éléments finis du béton si nécessaire
- Somme de ces déplacements relatifs le long de la ligne de post-traitement pour obtenir l'ouverture de fissure ( $w$ )

Il est à noter que cette méthode peut être utilisée indépendamment de la loi choisie pour le béton, y compris dans le cas de simulations avec des modèles régularisés ((Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987) par exemple) pour lesquels les déformations ne sont pas localisées sur un seul élément.

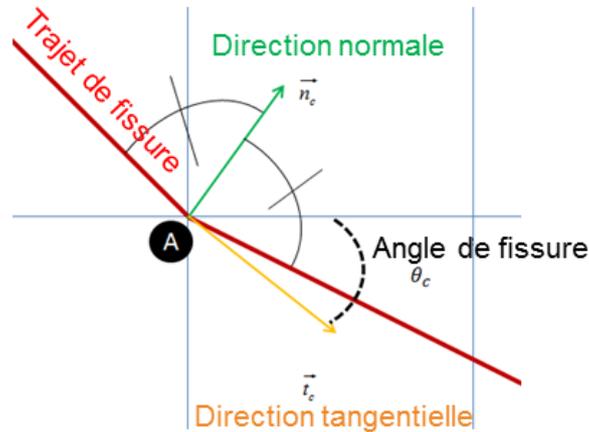


Figure 46. Définition de la direction normale (Mang et al, 2016)

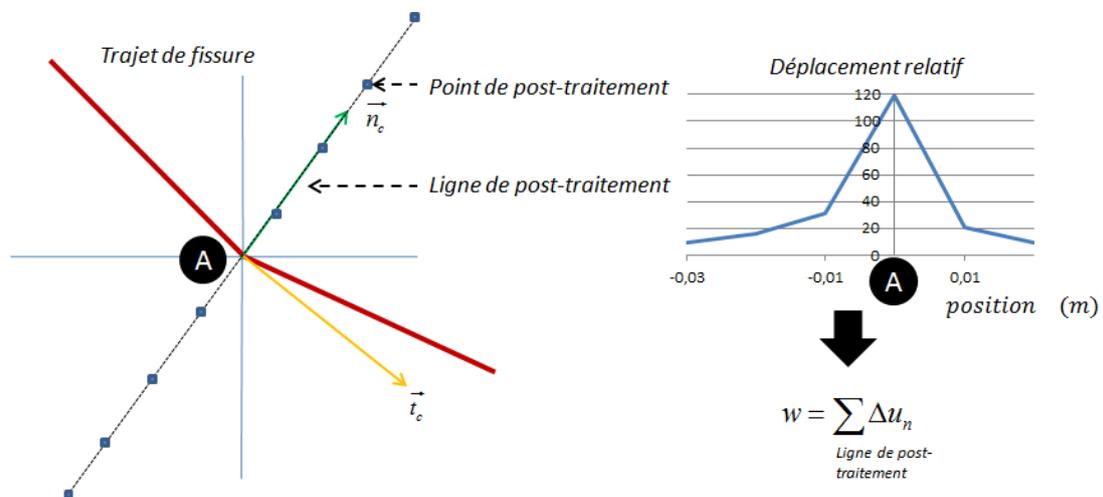


Figure 47. Calcul de l'ouverture normale de fissure (Mang et al, 2016)

Par rapport à d'autres méthodes existantes, celle-ci présente plusieurs avantages, sous réserve d'une densité de ferrailage suffisamment dense :

- elle ne nécessite pas de choix, a priori, de directions de post-traitement pour identifier la position des fissures (comme cela peut être le cas des techniques de post-traitement en déplacement),
- elle ne nécessite pas la détermination préalable d'un seuil de détection des fissures en deçà duquel une « discontinuité » du comportement est ignorée. Ici, c'est le changement de signe du glissement (information « binaire ») qui pilote la position de la fissure,
- elle ne nécessite pas l'utilisation d'une longueur caractéristique fonction de la taille des éléments comme dans les méthodes basées sur les déformations. Ici, la seule longueur à caractériser est celle de la ligne de post-traitement qui peut être liée à une grandeur physique comme le demi-espacement entre chaque fissure.

Néanmoins, elle présente un défaut majeur puisque la position des fissures ne peut être post-traitée qu'au niveau des renforts en acier. L'obtention de l'information dans l'épaisseur de la structure nécessite donc soit une interpolation (interpolation entre deux nappes d'armatures par exemple), soit la formulation d'hypothèses (fissure traversante par exemple). Une combinaison avec des techniques

plus classiques (de type post-traitement des déplacements) peut alors être utile pour valider ces hypothèses.

### 2.3.3.3 Application au voile

La méthode de post-traitement basée sur le changement de signe du glissement est appliquée au voile en cisaillement. Les glissements le long des renforts verticaux et horizontaux sont calculés (Figure 48) et les changements de signe identifiés (Figure 49).

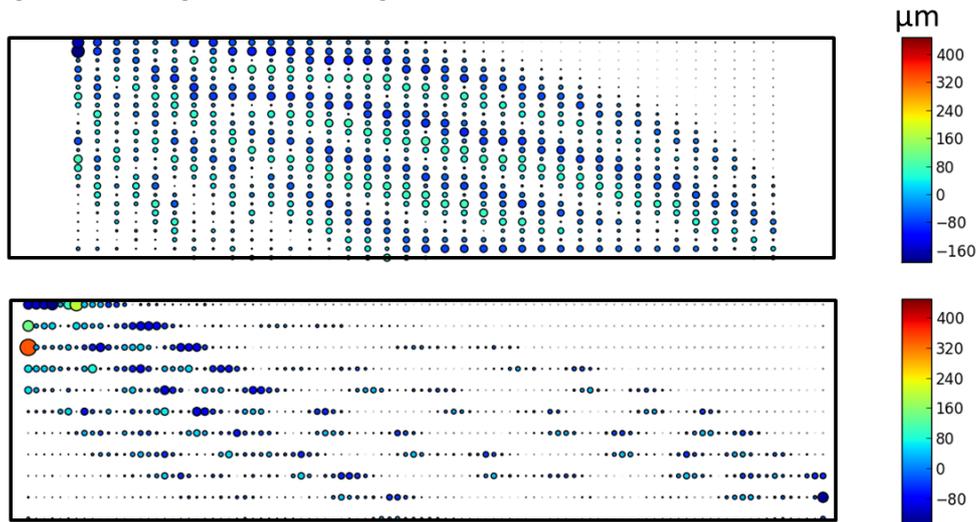


Figure 48. Exemple de distribution du glissement le long des barres verticales (haut) et le long des barres horizontales (bas) pour le voile en cisaillement (Mang et al, 2016)

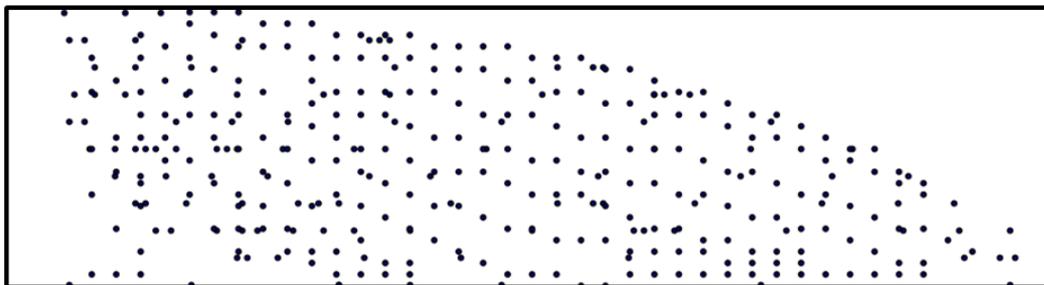


Figure 49. Position des fissures calculée avec le changement de signe du glissement. Voile en cisaillement (Mang et al, 2016)

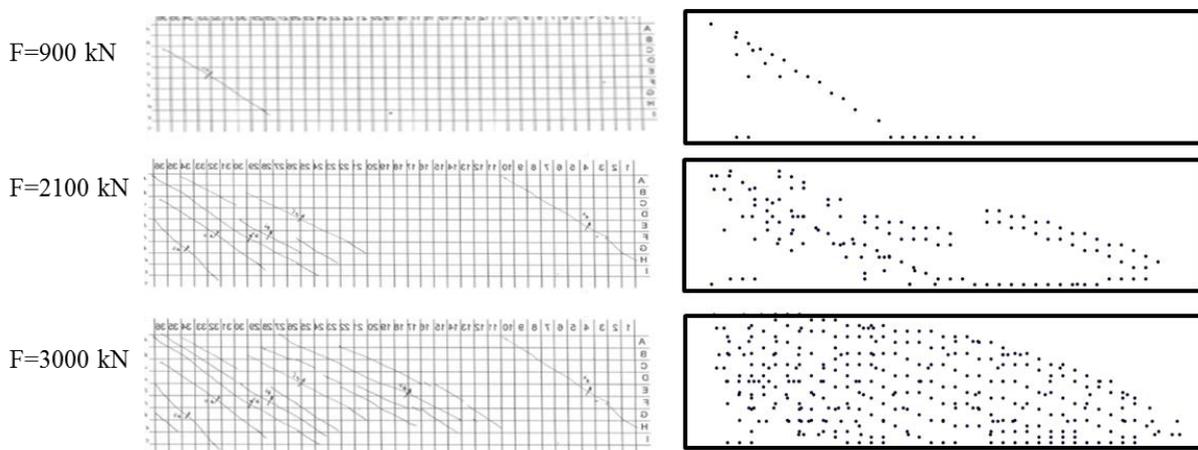


Figure 50. Ordre de l'apparition de fissure. Comparaison entre l'expérience (gauche) et la simulation (droite) (Mang et al, 2016)

	Angle moyen de fissure	Espacement moyen de fissure
	$\theta_c$ (°)	(mm)
Expérience	28,5	97,4
Simulation	25	98

Tableau 5. Espacement de fissure et angle de fissuration moyens. Comparaison entre la simulation et l'expérience pour un niveau de force donné (3900 kN)

	Ouverture moyenne de fissure	Ouverture maximale de fissure
	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )
Expérience	105	364
Simulation	109	366

Tableau 6. Ouvertures moyenne et maximale de fissure dans la zone d'intérêt. Comparaison entre la simulation et l'expérience pour une force donnée (3900 kN)

L'ordre d'apparition des fissures en face externe est comparé à l'expérience (Figure 50), après avoir vérifié l'hypothèse de fissure traversante (pas d'évolution de la position des fissures dans l'épaisseur) par comparaison avec une méthode de post-traitement des déplacements. Un bon accord qualitatif est obtenu. A partir de la position des fissures, l'espacement et l'angle moyen sont calculés dans la zone d'intérêt, correspondant à la zone instrumentée par corrélation d'images (Tableau 5). Un bon accord quantitatif est alors obtenu.

Les ouvertures de fissure normales sont ensuite post-traitées et comparées à l'expérience (valeurs moyennes et maximales). Là encore un bon accord est observé, y compris sur ces grandeurs locales. L'aspect « quantitatif » de cet accord (deux microns sur l'ouverture maximale) est néanmoins à nuancer dans la mesure où les résultats ne reflètent qu'une seule simulation associée à un jeu de paramètres d'entrée. Compte tenu de la dispersion expérimentale attendue sur cette mesure locale (non quantifiée ici, un seul essai ayant été réalisé), une étude statistique pourra être envisagée.

Néanmoins, il est possible de conclure que la méthode de post-traitement a été appliquée avec succès au voile en cisaillement pour lequel la fissuration est complexe (trajet orienté). Combinée avec le modèle de liaison acier-béton, elle est capable de reproduire les résultats expérimentaux, à la fois sur des mesures globales et locales.

## 2.4 Discussion autour de la liaison parfaite

Les paragraphes précédents ont permis de valider le modèle de liaison acier-béton proposé. Néanmoins, son positionnement par rapport à l'hypothèse de liaison parfaite, qui suppose une absence de glissement entre les deux matériaux, reste à définir. Le rôle joué par la dégradation de la liaison (introduite par la courbe d'adhérence) est en particulier à déterminer, notamment par rapport à l'endommagement du béton environnant l'acier qui introduit déjà une altération des propriétés mécaniques.

Ce positionnement a été étudié dans tous les cas de chargement utilisés pour la validation. On présente dans la suite les principales conclusions.

### 2.4.1 Cas du tirant (solicitation directe de la liaison)

La simulation du tirant de (Farra, 1995) est réalisée avec l'hypothèse de liaison parfaite. Le comportement global (Figure 51) (réponse expérimentale, simulation utilisant le modèle de liaison et liaison parfaite) ne fait apparaître que de faibles différences (pas de décharge de force avec l'hypothèse de liaison parfaite notamment). Au contraire, l'étude du comportement local montre des

écarts significatifs, y compris en phase de fissuration stabilisée (Figure 52). L'hypothèse de liaison parfaite conduit, à déformation moyenne donnée, à un nombre de fissures simulé supérieur et à une ouverture moyenne inférieure à la réponse expérimentale.

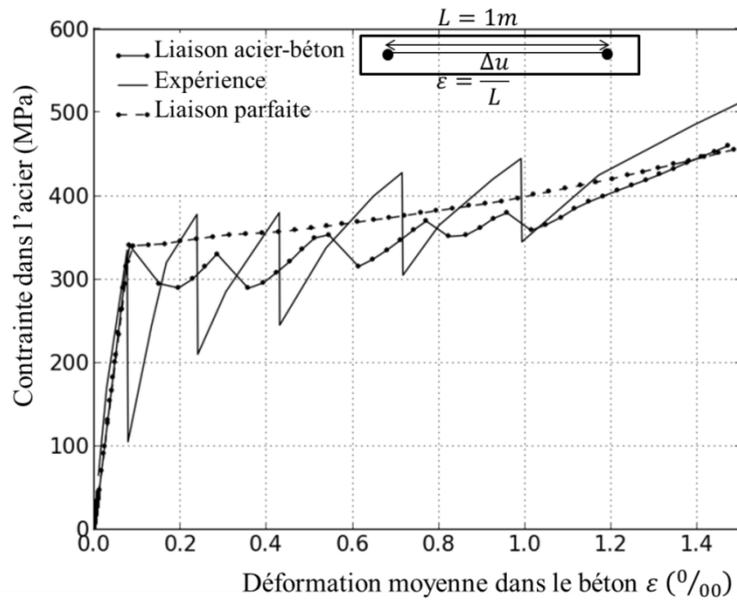


Figure 51. Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec le modèle de liaison acier-béton, l'hypothèse de liaison parfaite et l'expérience. Tirant en béton armé (Mang, 2015)

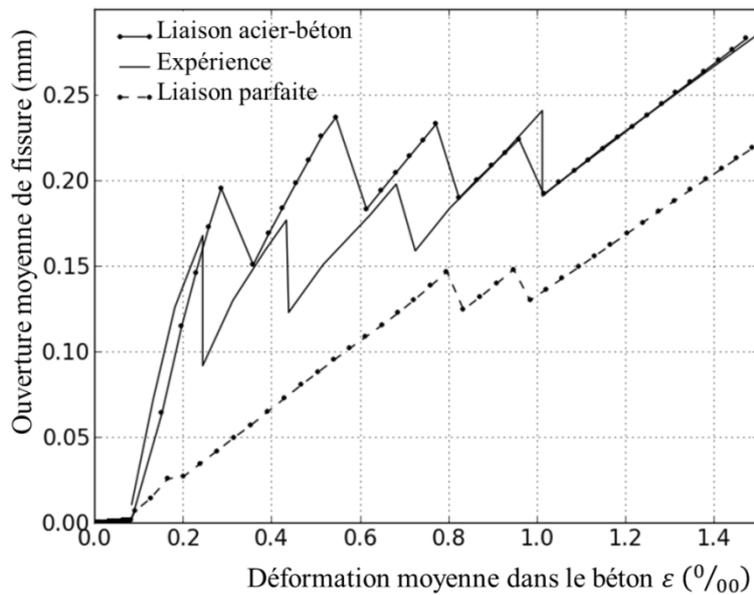


Figure 52. Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec le modèle de liaison acier-béton, l'hypothèse de liaison parfaite et l'expérience. Tirant en béton armé (Mang, 2015)

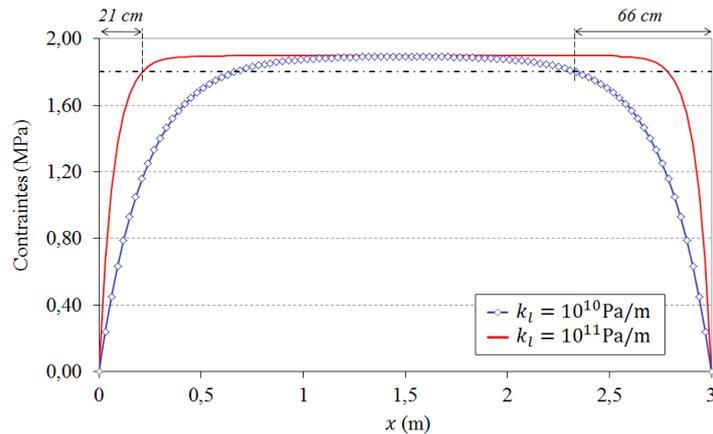


Figure 53. Effet de la valeur de la raideur de liaison sur la distribution de contraintes dans l'acier. Tirant de trois mètres en régime élastique (Torre-Casanova, 2012)

La prise en compte de la dégradation de la liaison acier-béton, par l'introduction d'une loi d'adhérence non linéaire, est donc indispensable ici. Dans un cas où l'adhérence est directement sollicitée, la liaison conditionne en effet la longueur sur laquelle les contraintes sont transférées entre l'acier et le béton, notamment en cas de fissuration. Avec l'hypothèse de liaison parfaite, cette longueur est significativement réduite, entraînant un nombre de fissures possible en phase stabilisée plus grand. A titre d'illustration, la Figure 53 montre l'influence de la raideur tangentielle de liaison (cas d'une loi d'adhérence linéaire) pour un tirant de trois mètres. Une plus forte rigidité (représentative dans le cas extrême de l'hypothèse de liaison parfaite) conduit à une longueur de transfert de contraintes plus faible.

En plus d'une meilleure représentativité, le modèle de liaison acier-béton permet d'obtenir une certaine stabilité de la réponse par rapport aux choix de modélisation (distribution des propriétés du béton, maillage du béton ou position de la barre d'acier par rapport à l'élément de béton qui le contient). Pour l'illustrer, les résultats de l'étude paramétrique menée dans (Mang, 2015) sont résumés dans la suite. Le tirant de (Farra, 1995) est repris et différentes configurations sont testées.

#### Effet de la distribution initiale des propriétés du béton

Trois simulations sont réalisées avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite, en considérant trois distributions de la déformation seuil initiale différentes (Figure 54). Le Tableau 7 fournit les propriétés de la fissuration en fin de calcul. Pour les configurations choisies, le nombre de fissures obtenu avec le modèle de liaison est indépendant de la distribution initiale de la variable aléatoire. Au contraire, ce paramètre impacte les résultats utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

Dans ce dernier cas, la fissuration est en effet quasi-exclusivement gouvernée par les propriétés matériaux. Cet effet est facilement mis en évidence dans le cas simplifié d'un comportement unidimensionnel (Figure 55). Les contraintes simulées sont constantes le long du tirant, y compris en phase de fissuration. L'apparition des fissures est donc uniquement gouvernée par la distribution initiale des propriétés matériaux. Avec le modèle de liaison, une combinaison entre zone de redistribution des contraintes et propriétés matériaux est observée. Si la position des fissures peut donc différer, leur nombre reste identique.

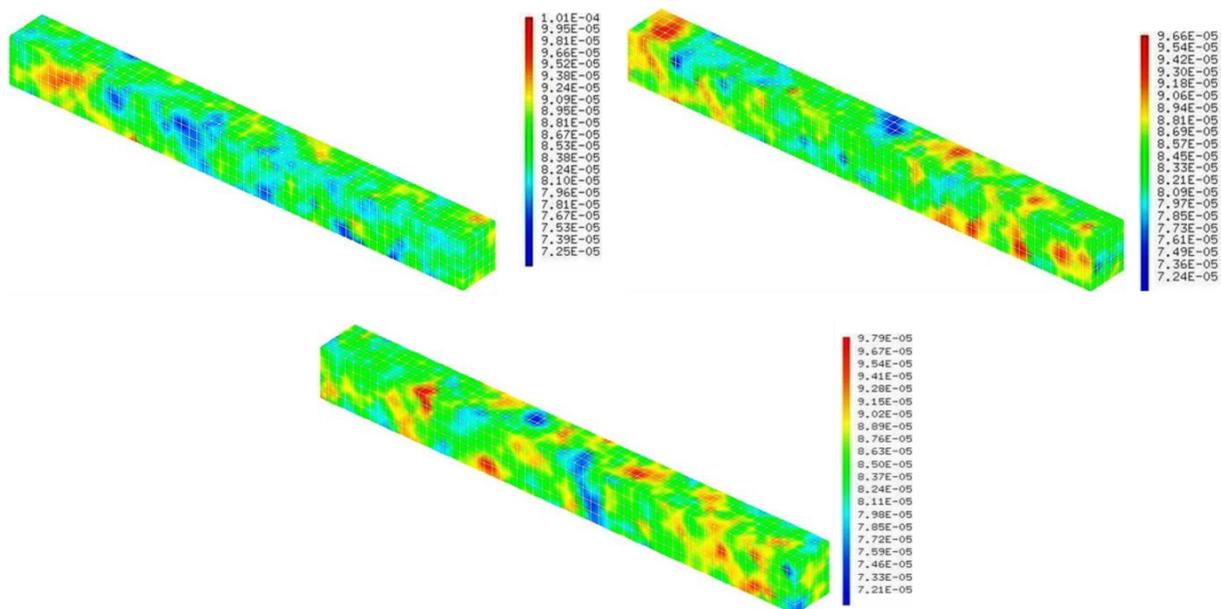


Figure 54. Distributions de la déformation seuil d'endommagement (Mang, 2015)

	Nombre de fissures (modèle de liaison)	Ouverture moyenne de fissure (modèle de liaison) ( $\mu\text{m}$ )	Nombre de fissures (liaison parfaite)	Ouverture moyenne de fissure (liaison parfaite) ( $\mu\text{m}$ )
1 <sup>er</sup> tirage	5	283	6	219
2 <sup>nd</sup> tirage	5	283	8	164
3 <sup>ème</sup> tirage	5	283	7	209

Tableau 7. Caractérisation de la fissuration obtenue avec le modèle de liaison ou l'hypothèse de liaison parfaite

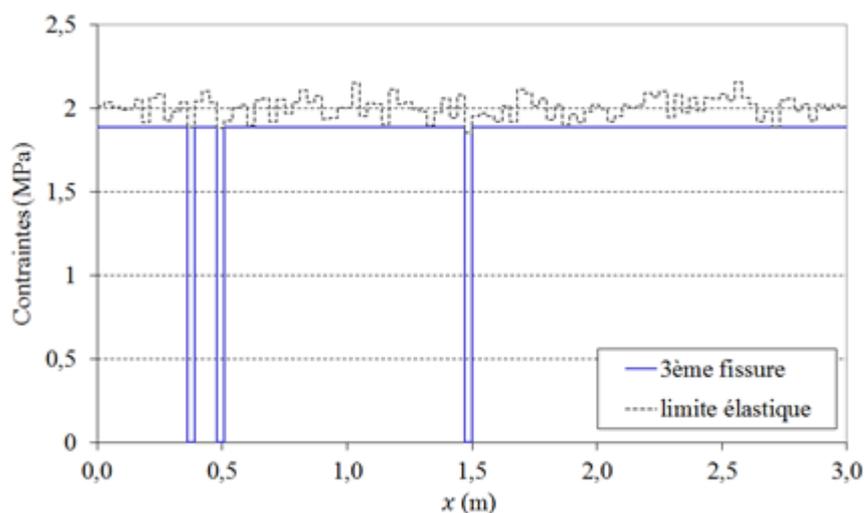


Figure 55. Exemple de distribution des contraintes dans le béton dans un tirant de trois mètres (hypothèse de comportement unidimensionnel) (Torre-Casanova, 2012)

### Effet du maillage de béton

Trois simulations, sur trois maillages de densité différente, sont réalisées avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite. La barre d'acier est systématiquement localisée au centre d'une maille de béton et sa densité de maillage longitudinale suit celle du béton. Le Tableau 8

illustre les propriétés de fissuration obtenues en fin de calcul. Le modèle de liaison développé permet d'obtenir un nombre de fissures en phase stabilisée indépendant de la densité du maillage, contrairement à l'hypothèse de liaison parfaite. Comme pour la distribution initiale des propriétés matériaux, le processus de redistribution des contraintes tend à « régulariser » la distribution de l'endommagement.

Effet de la position de la barre d'acier par rapport à l'élément de béton

Deux simulations sont réalisées avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite, en considérant la barre d'acier, soit au centre d'une maille de béton, soit confondue avec les nœuds de béton. La Figure 58 et la Figure 59 présentent les résultats obtenus en termes de distributions d'endommagement dans les deux cas. Une nouvelle fois, l'utilisation du modèle de liaison permet d'obtenir des résultats similaires et indépendants de la position de la barre. L'hypothèse de liaison parfaite tend elle à produire des résultats différents, tant par le nombre que par l'ordre d'apparitions des bandes localisées.

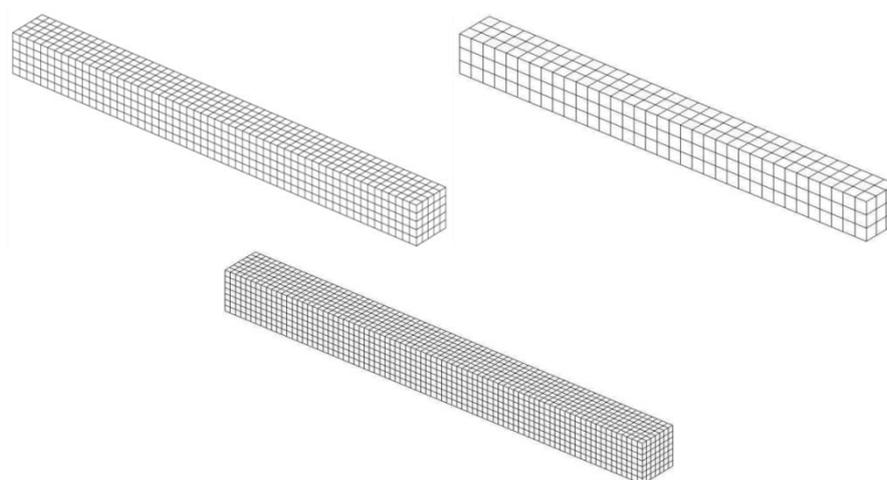


Figure 56. Maillages de béton utilisés pour l'étude paramétrique (Mang, 2015)

	Nombre de fissures (modèle de liaison)	Ouverture moyenne de fissure (modèle de liaison) (µm)	Nombre de fissures (liaison parfaite)	Ouverture moyenne de fissure (liaison parfaite) (µm)
1 <sup>er</sup> maillage	5	283	6	219
2 <sup>nd</sup> maillage	5	288	9	162
3 <sup>ème</sup> maillage	5	284	7	196

Tableau 8. Nombre de fissures et ouverture moyenne de fissure à la fin du chargement avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite. Influence de la densité de maillage.

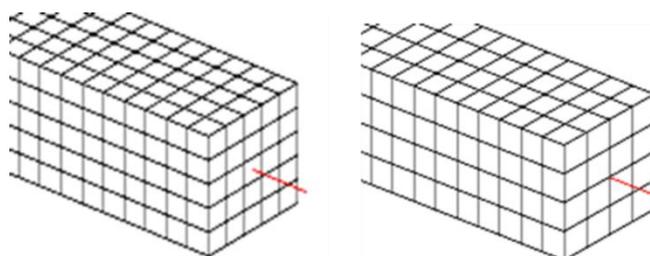


Figure 57. Configurations « barre au centre » (haut) et « barre coïncidente » (bas) utilisée pour l'étude paramétrique (Mang, 2015)

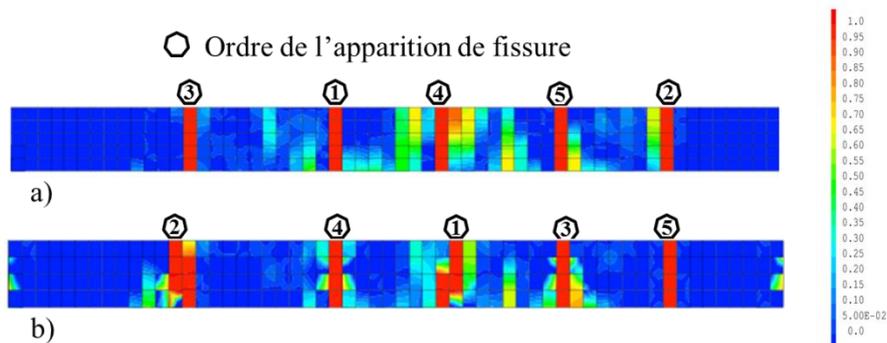


Figure 58. Distributions d'endommagement obtenues en fin de calcul avec le modèle de liaison acier-béton. Configurations « barre au centre » et « barre coïncidente » (bas)

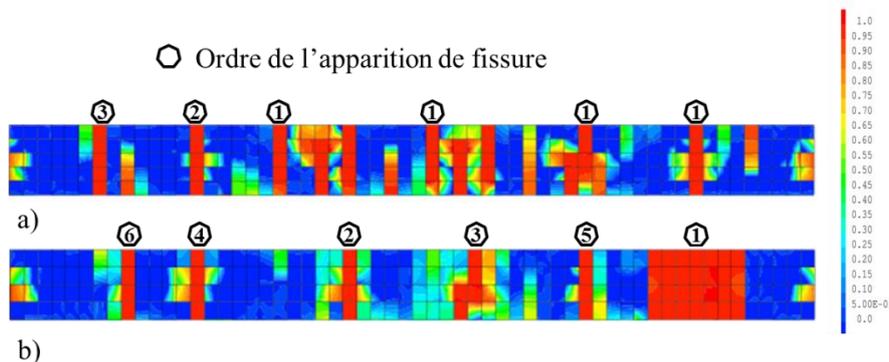


Figure 59. Distributions d'endommagement obtenues en fin de calcul avec l'hypothèse de liaison parfaite. Configurations « barre au centre » et « barre coïncidente » (bas)

Même si ces résultats restent qualitatifs, ils montrent une stabilité certaine des résultats avec le modèle de liaison acier-béton développé. Ce point, associé à la représentativité accrue démontrée précédemment, représente un point fort en faveur de son utilisation.

#### 2.4.2 Cas de la poutre (solicitations appliquées au béton avec fissuration localisée)

Un raisonnement identique est proposé sur la poutre en flexion quatre points. La simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton est comparée à celle retenant l'hypothèse de liaison parfaite. Comme dans le cas du tirant, peu de différences sont observées sur la courbe globale (force – flèche par exemple). En s'intéressant à des résultats plus locaux (évolution de l'ouverture cumulée sur la hauteur en face externe par exemple), des écarts apparaissent entre les deux simulations pendant la phase de fissuration active (Figure 60). Dans ce cas, l'introduction du modèle de liaison permet de reproduire plus fidèlement l'essai. Néanmoins, en phase de fissuration stabilisée, les deux modèles donnent sensiblement les mêmes évolutions (Figure 61).

Ainsi, dans une situation où le chargement imposé au béton pilote la fissuration et pour laquelle les glissements obtenus sont faibles (glissement maximal simulé de 50  $\mu\text{m}$  ici), l'utilisation du modèle de liaison n'apporte de réelles améliorations qu'en phase d'apparition active des fissures.

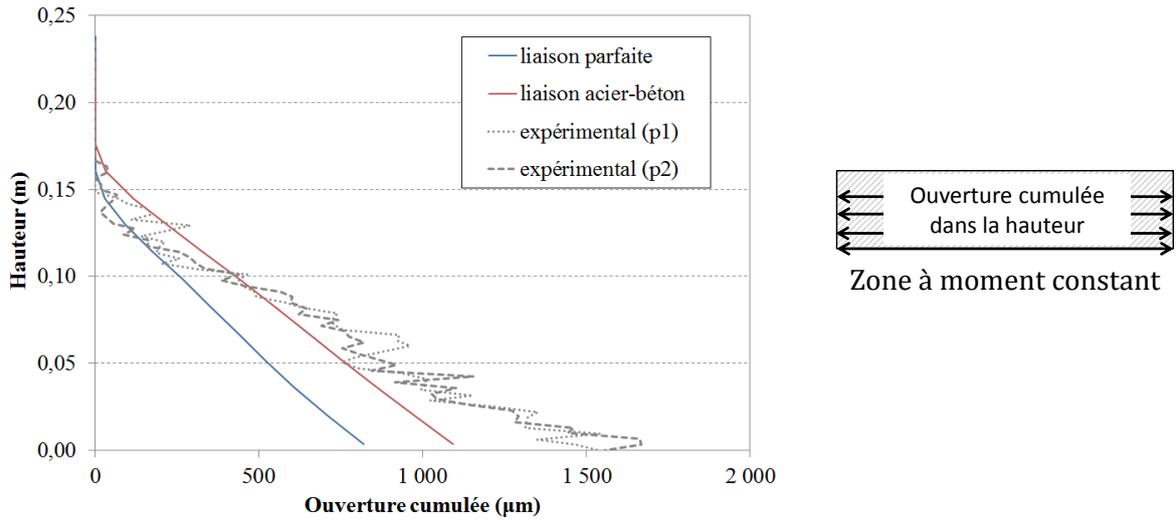


Figure 60. Evolution de l'ouverture de fissure cumulée avec la hauteur de la poutre. Post-traitement sur la face avant instrumentée. Force appliquée de 25 kN (fissuration active) (Torre-Casanova, 2012).

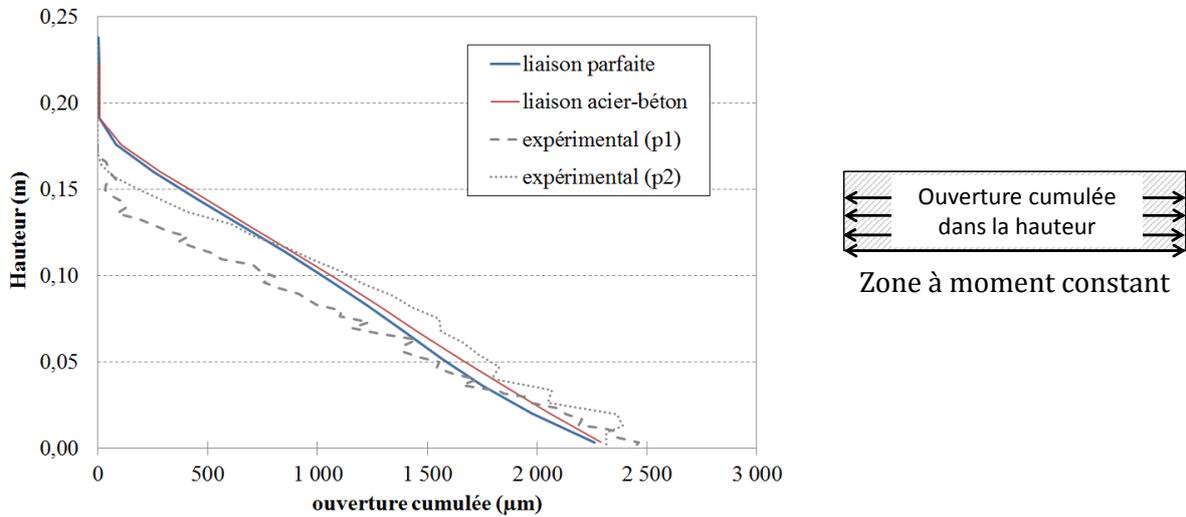


Figure 61. Evolution de l'ouverture de fissure cumulée avec la hauteur de la poutre. Post-traitement sur la face avant instrumentée. Force appliquée de 36 kN (fissuration stabilisée) (Torre-Casanova, 2012).

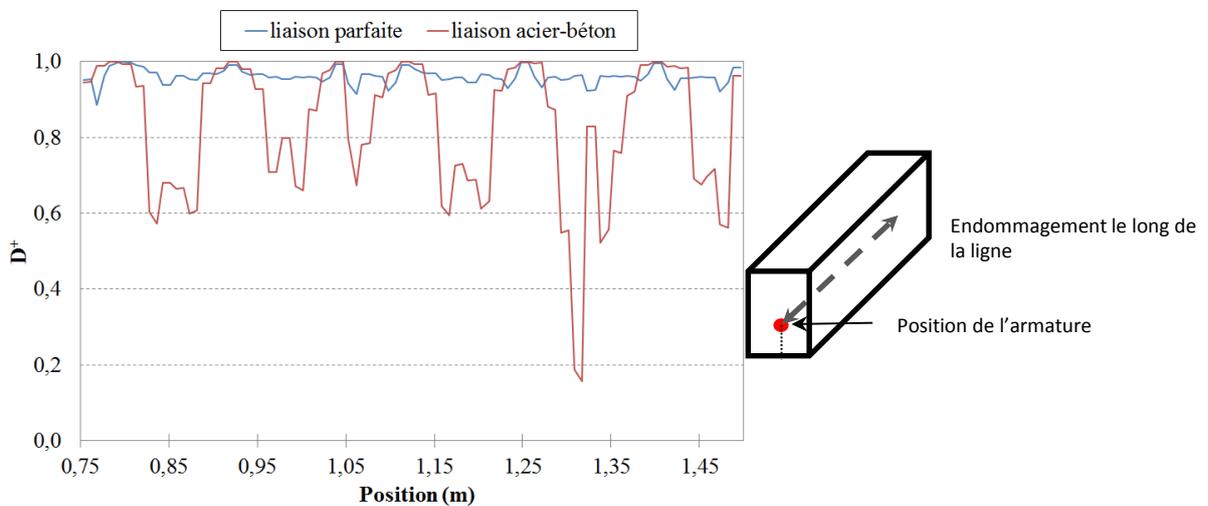


Figure 62. Evolutions de l'endommagement dans l'élément contenant la barre d'acier pour une force donnée (42 kN). Comparaison entre le modèle de liaison acier-béton et l'hypothèse de liaison parfaite

L'observation de la dégradation mécanique locale autour du renfort montre également que l'hypothèse de liaison parfaite entraîne un endommagement complet de l'élément de béton contenant l'acier (valeurs proches de 1) (Figure 62). Avec le modèle de liaison, l'endommagement reste plus localisé et certainement plus conforme à la réalité (sous réserve d'être capable de le caractériser expérimentalement). Ce point peut revêtir une certaine importance dans les situations où l'endommagement servirait à caractériser les chemins préférentiels de fuite.

### 2.4.3 Cas du voile (solicitations appliquées au béton avec fissuration répartie)

Dans le cas du voile, une fissuration répartie est obtenue (contrairement à la fissuration localisée de la poutre présentée précédemment). Dans cette nouvelle situation, une comparaison avec l'hypothèse de liaison parfaite est également engagée. Là encore, les différences observées sur le comportement global restent minimes (non présenté).

Au niveau local, les ouvertures simulées avec l'hypothèse de liaison parfaite ne peuvent être post-traitées avec la méthode du glissement (car, par définition, aucun glissement n'est produit). Une méthode de post-traitement par le déplacement est donc utilisée. Sous ces conditions, la Figure 63 illustre les distributions de la norme du déplacement relatif à la fin du chargement. Une forte concentration de la variable est observée à proximité de la zone d'application du chargement quand l'hypothèse de liaison parfaite est retenue. La liaison entre les deux matériaux étant rigidifiée, elle conduit à un endommagement important (contrainte en cisaillement). Avec le modèle de liaison acier-béton, cette concentration est significativement moins marquée.

Cette même quantité est ensuite comparée dans la zone d'intérêt (zone de caractérisation expérimentale par corrélation d'images) (Figure 64). La variable est répartie de manière quasi-homogène avec l'hypothèse de liaison parfaite. Avec le modèle de liaison acier-béton, les fissures sont localisées et plus représentatives de l'expérience.

En conclusion, la liaison parfaite induit une localisation des déplacements relatifs plus importante au niveau de la zone de chargement et une répartition quasi-uniforme dans la partie centrale (par effet de régularisation ou de « couture »).

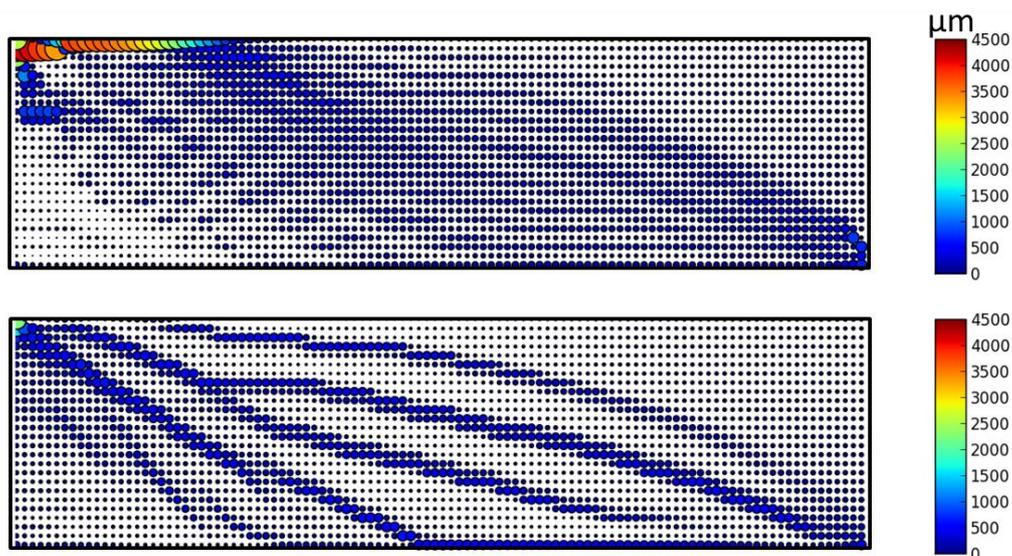


Figure 63. Comparaison des distributions de la norme du déplacement relatif avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite (haut) et le modèle de liaison acier-béton (bas) à la fin du chargement.

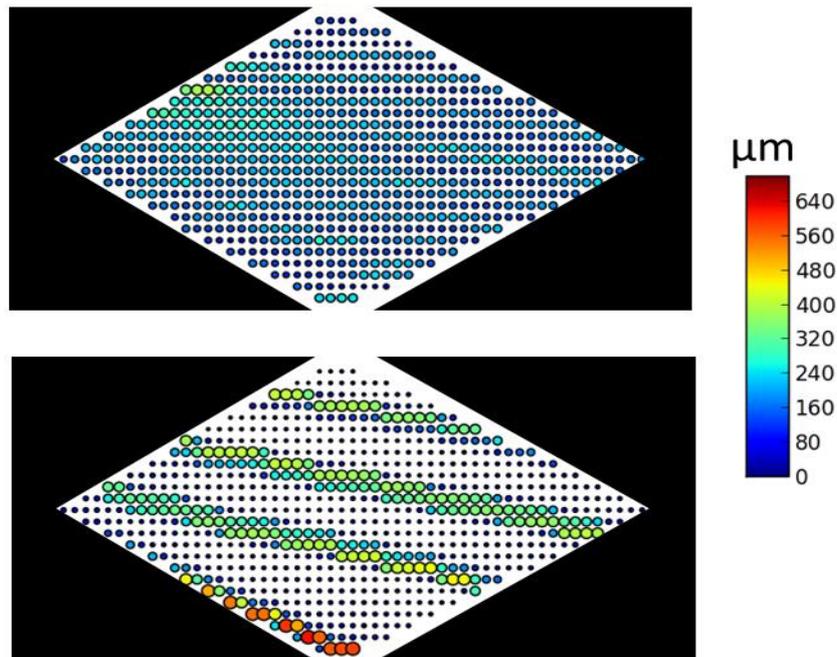


Figure 64. Comparaison des distributions de la norme du déplacement relatif avec la simulation utilisant l’hypothèse de liaison parfaite (haut) et le modèle de liaison acier-béton (bas) dans la zone d’intérêt à la fin du chargement.

Cette application met donc en évidence le rôle de la liaison acier-béton dans le cas de sollicitations conduisant à une distribution répartie de la fissuration. Dans ce cas, l’utilisation d’un modèle de liaison acier-béton adapté se révèle particulièrement utile pour déterminer les propriétés des fissures.

## 2.5 Conclusions et perspectives

Les développements autour de la liaison entre l’acier et le béton pour la simulation du comportement d’une structure en béton armé ont fait l’objet d’une méthodologie complète utilisant le triptyque « modélisation » (mise au point d’un modèle basé sur l’observation physique), « calibration » (détermination des paramètres du modèle) et « validation » (définition de la capacité du modèle à reproduire un comportement expérimental). Les résultats obtenus ont profité de la complémentarité entre analyse bibliographique, simulation numérique et campagne expérimentale, avec un souci de définir des essais complémentaires à ceux déjà existants (par exemple, utilisation de techniques de mesure récentes pour les poutres testées en flexion).

Le modèle de liaison acier-béton, basé sur le développement d’un élément d’interface 1D-3D, a ainsi été vérifié par comparaison avec une solution analytique sur le cas académique d’un tirant unidimensionnel élastique. Le transfert des contraintes entre les deux matériaux est correctement représenté.

Il a été ensuite validé par comparaison à des résultats expérimentaux sur trois structures de référence : un tirant en béton armé (sollicitation directe de l’adhérence par la nature du chargement), une poutre en flexion quatre points (fissuration pilotée par le chargement et la distribution des propriétés du béton) et un voile en cisaillement (fissuration répartie). Dans les trois cas, le modèle a été capable de reproduire les résultats expérimentaux tant globaux (courbe force-flèche par exemple) que locaux (ouverture et espacement de fissure).

Une nouvelle méthode de post-traitement de la fissuration à partir d'un calcul d'endommagement a été proposée qui s'appuie sur le changement de signe du glissement. Cette méthode permet de positionner directement la fissure, sans définir de seuil d'apparition ou de direction de post-traitement a priori (contrairement à certaines méthodes existantes). L'information étant limitée à la position des aciers, elle nécessite néanmoins des hypothèses sur la propagation de la fissure dans l'épaisseur de la structure. Elle représente en tout cas une alternative pertinente aux méthodes de post-traitement basées sur les déplacements ou la déformation de fissuration par exemple.

Enfin, une étude comparative a été menée avec l'hypothèse classique de liaison parfaite (absence de glissement). L'apport du modèle de liaison acier-béton est indéniable dans le cas du tirant en béton armé, en termes de représentativité et stabilité de la solution. En cas de fissuration répartie (voile en cisaillement), il aboutit à une localisation plus pertinente des bandes d'endommagement, la liaison parfaite exacerbant l'effet de « couture » associé aux renforts. Pour les situations pour lesquelles le chargement, appliqué sur le béton, conduit à une localisation marquée des fissures et limitée en nombre, le modèle de liaison acier-béton améliore sensiblement la reproduction de la phase de fissuration active. Le profil de fissuration stabilisée semble lui indépendant de l'hypothèse de liaison choisie.

En conclusion, le modèle développé est applicable à des structures de dimensions significatives pour lesquelles la modélisation explicite de l'interface est délicate. Il apporte des améliorations significatives par rapport à l'hypothèse de liaison parfaite.

Les travaux ont également mis en évidence les limites actuelles des dispositifs de mesure. Même si la corrélation d'images améliore sensiblement les résultats par rapport aux moyens conventionnels (jauges ou capteurs), elle ne permet d'obtenir que des informations en surface. Or la simulation a montré que des différences significatives apparaissent à l'intérieur du béton au voisinage de l'acier. A cet endroit, les mesures ne sont plus disponibles. Pourtant, quand on s'intéresse au trajet de fuite préférentiel (fuite le long des armatures par exemple), ces informations deviennent essentielles. Les méthodes de mesure non destructives, encore peu développées pour les applications du génie civil, pourraient donc devenir, à moyen terme, un complément appréciable (tomographie ou utilisation de fibre optique par exemple (Henault et al, 2012)).

Pour poursuivre ce travail, une des pistes envisagées est d'évaluer l'influence de la liaison acier-béton dans le cadre de chargement alterné. Des travaux ont déjà été engagés pour proposer une nouvelle loi d'adhérence (Figure 65) (Mang, 2015) permettant de prendre en compte le comportement cyclique de la liaison. Ils conduisent à la simulation de nouveaux phénomènes qui devront être analysés. A titre d'exemple, la Figure 66 donne la courbe force – déplacement simulée pour des cycles de charge-décharge sur le tirant de 1.15 m présenté précédemment. La non-linéarité de la liaison acier-béton associée à l'introduction d'une décharge non réversible dans la loi d'adhérence fait apparaître des phénomènes d'hystérésis et de dissipation d'énergie. Ceux-ci ne peuvent être expliqués par le modèle d'endommagement choisi qui ne prend pas en compte ce phénomène. Ces résultats encourageants devront être validés par des études complémentaires.

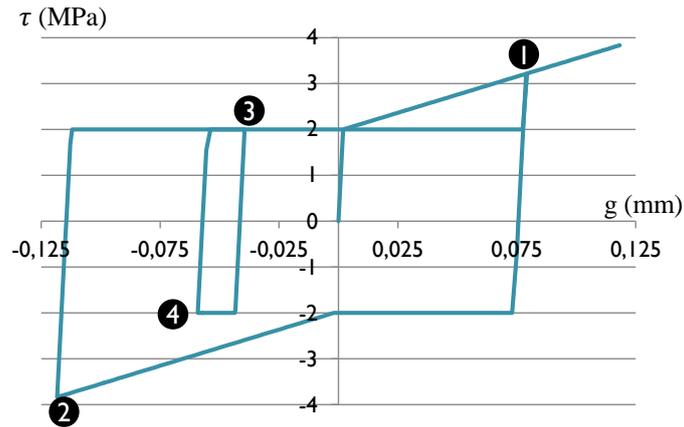


Figure 65. Illustration d'une loi de décharge simplifiée. Les numéros correspondent aux instants de décharge (Mang, 2015)

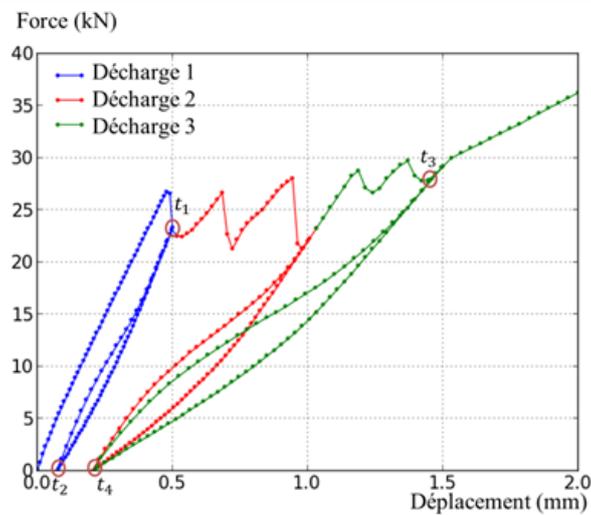


Figure 66. Courbe force-déplacement pour un tirant élastique utilisant la loi d'adhérence avec décharge (Mang, 2015)

Enfin, il est à noter que ce modèle ne s'intéresse actuellement qu'au comportement tangentiel de la liaison acier-béton (raideur normale constante et élevée). Physiquement, des phénomènes locaux apparaissent, qui ne sont pas simulés par notre approche. Ainsi, la fissuration liée à la mise en pression du béton au voisinage des nervures est ignorée. Pour y remédier, une modélisation plus fine peut être utilisée pour représenter l'effet de mise en compression en face avant des nervures et la fissuration orientée liée aux contraintes orthoradiales. Si elle donne des résultats prometteurs (Figure 67 – simulation avec une représentation simplifiée explicite des nervures – (Lu, 2013)), elle reste incompatible avec les contraintes actuelles des calculs industriels.

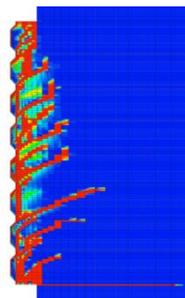


Figure 67. Distribution d'endommagement obtenue par simulation fine de l'essai de pull-out (Lu, 2013)

Cet effet pourrait aussi être reproduit à l'échelle structurelle par la prise en compte d'un comportement normal particulier dans le modèle de liaison développé. Cela représente une autre piste de recherche.

### 3 Représentation des hétérogénéités associées aux aciers (Jason et al, 2010) (Llau et al, soumis)

Les enceintes de confinement de centrales nucléaires contiennent une densité d'aciers importante, qu'ils soient passifs en faces interne et externe et surtout actifs sous forme de câbles de précontrainte. Comme évoqué précédemment, à l'échelle de la structure, ces aciers sont modélisés en utilisant des éléments unidimensionnels (« barres ») ou bidimensionnels (coques équivalentes). Ce choix, guidé par un souci d'équilibre entre représentativité et coût, peut néanmoins être questionné dans la mesure où ces éléments représentent autant d'hétérogénéités au sein du massif en béton. Or, si la modélisation « barre » permet de prendre en considération la sur-rigidité physique dans l'axe des renforts (hétérogénéité « matériau »), elle n'autorise pas la prise en compte de l'hétérogénéité géométrique (présence « physique » du câble). Compte tenu par exemple des dimensions des câbles de précontrainte (gaine équivalente de 84 mm dans un massif de 0.9 à 1.2 m d'épaisseur), on peut s'interroger sur l'influence de cette hypothèse. Les résultats présentés ici font partie des travaux de thèse d'A. Llau (Llau, 2015) (Llau et al, soumis).

#### 3.1 Mise en évidence des effets d'hétérogénéité

##### 3.1.1 Effet d'hétérogénéité passive

Pour mettre en évidence la problématique, on présente ici les principales conclusions issues de (Jason et al, 2010). Les résultats s'appuient sur la simulation d'un Volume Structurel Représentatif (VSR) dont les dimensions sont données dans la Figure 68. Il comprend du béton, deux nappes d'armatures passives dans deux directions, quatre câbles de précontrainte horizontaux et un câble vertical non tendu. La géométrie proposée s'appuie sur l'essai sur maquette présenté dans (Hermann et al, 2009). La simulation utilise le modèle de Mazars (1984) dans sa version locale. Deux configurations sont testées, la première dans laquelle les câbles horizontaux et vertical sont maillés avec des éléments barres (hypothèse classiquement retenue pour le calcul de ce type de structures) et la seconde où ils sont représentés explicitement par une modélisation 3D (Figure 69). Les conditions aux limites et de chargement sont indiqués schématiquement dans la Figure 70.

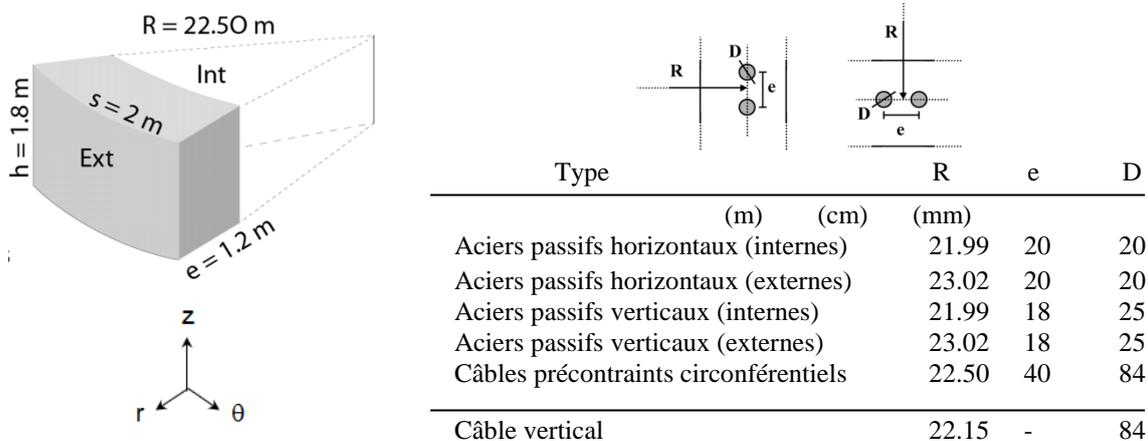


Figure 68. Géométrie du Volume Structurel Représentatif modélisé (à gauche) et caractéristiques des aciers (à droite)

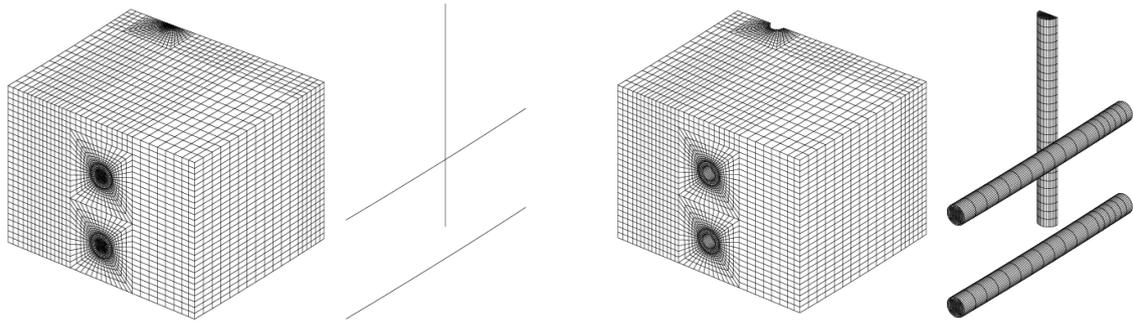


Figure 69. Modélisations 1D (à gauche) et 3D (à droite) des câbles de précontrainte

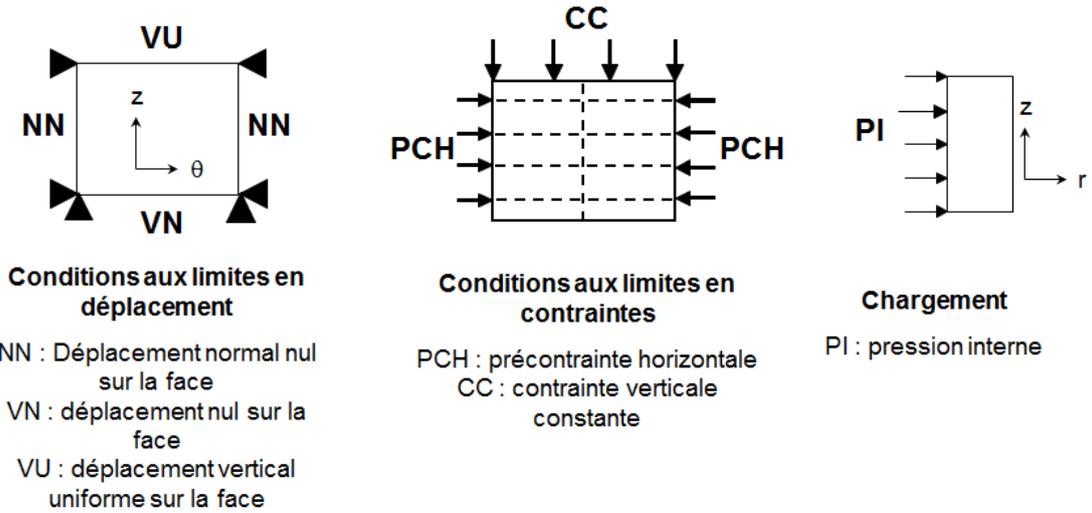


Figure 70. Conditions aux limites et chargement pour la simulation du comportement du VSR

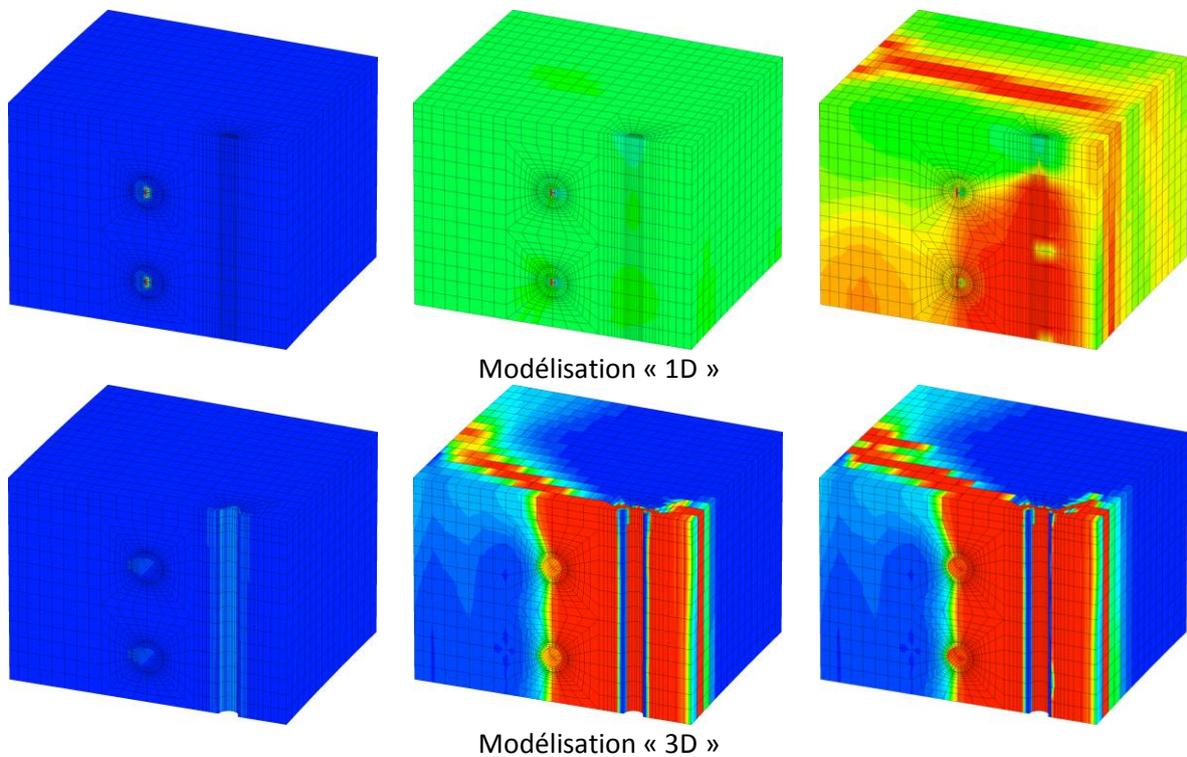


Figure 71. Evolutions de la distribution d'endommagement pour les modélisations "1D" et "3D". Les zones rouges sont les plus endommagées (Llau, 2015)

La Figure 71 donne l'évolution de l'endommagement pour les modélisations « 1D » et « 3D ». La modélisation « 3D » conduit à une apparition et une propagation de l'endommagement à partir du câble vertical qui joue le rôle d'hétérogénéité géométrique. Il représente un point dur de la structure autour duquel la variable interne se forme et se propage. Avec la modélisation filaire des câbles (modélisation « 1D »), l'endommagement reste quasiment homogène dans un premier temps. Le rôle du câble vertical dans l'apparition de la dégradation mécanique disparaît, celui-ci n'étant plus modéliser explicitement mais seulement en termes de rigidité additionnelle. Une localisation est ensuite observée mais avec un mode de rupture différent de celui obtenu avec la modélisation explicite des câbles de précontrainte. L'effet d'hétérogénéité géométrique passive (câble non tendu) est donc perdu et le choix de modélisation a un impact fort sur le mode de rupture simulé.

### 3.1.2 Effet d'hétérogénéité active

En plus de l'effet d'hétérogénéité passive (effet d'inclusion) lié à la présence d'un point dur dans la structure, on s'intéresse ici aux conséquences d'une modélisation unidimensionnelle d'un câble précontraint chargé (hétérogénéité « active »). Pour cela, un volume courbe de béton mis en précontrainte par un seul câble circonférentiel est considéré. Pour simplifier le problème, aucune perte de précontrainte n'est prise en compte (recul d'ancrage et frottements notamment). Le béton (section de 40 cm x 24 cm) est modélisé en trois dimensions avec un modèle élastique. Le câble circulaire (section 5.56 cm<sup>2</sup>) est représenté dans un premier cas par des éléments barre unidimensionnels (« accrochés » au béton par des relations cinématiques de type « liaison parfaite »), dans un second cas en le maillant explicitement (3D) (Figure 72). Les finesses de discrétisations spatiales sont variables. Les conditions aux limites sont précisées sur la Figure 73 (déplacement normal nul sur les faces latérales du béton, déplacement vertical nul en face basse).

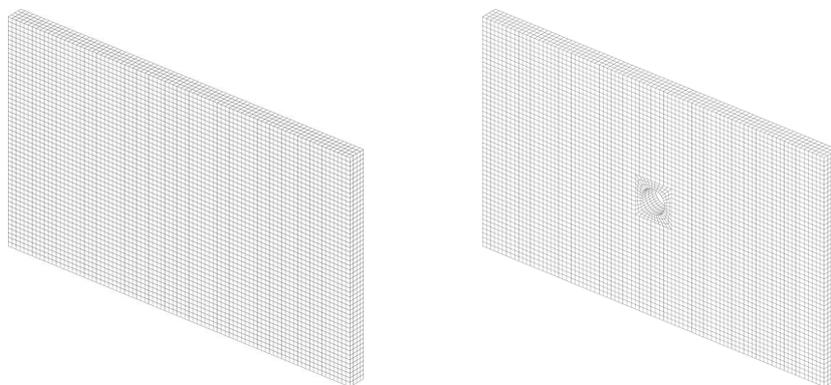


Figure 72. Maillages du béton dans le cas du câble unidimensionnel (gauche) ou maillé explicitement en 3D (droite)

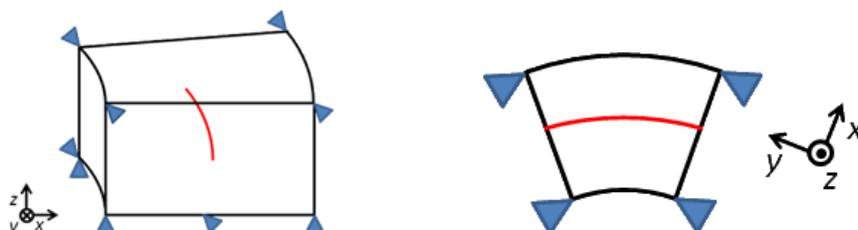


Figure 73. Conditions aux limites associées au volume de béton mis en précontrainte (vue de côté à gauche, vue de haut à droite)

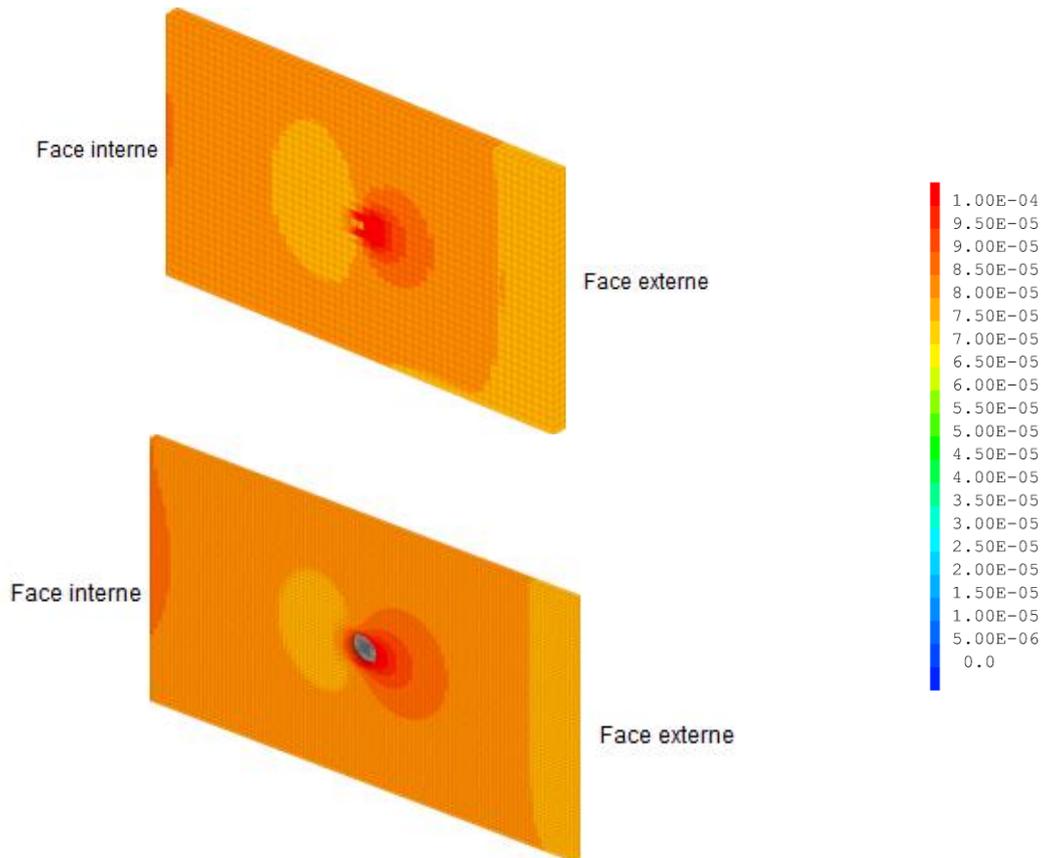


Figure 74. Distributions de la déformation équivalente après mise en précontrainte (en haut, câble 1D, en bas, câble 3D) (Llau, 2015)

Lors de la seule mise en précontrainte, en plus de la compression orthoradiale induite par le chargement, des effets locaux sont observés au voisinage du câble, liés à sa courbure. A titre d'exemple, la Figure 74 donne la distribution de la déformation équivalente  $\varepsilon_{eq}$  (  $\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2}$  avec  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  les déformations principales et  $\langle \cdot \rangle_+$  la partie positive (Mazars, 1984)) pour les cas 1D et 3D en fin de chargement. Dans les deux cas, des valeurs élevées de la variable sont observées au voisinage du câble, côté face externe. Le béton y est mis localement en traction radiale.

Pour quantifier les différences entre les choix de modélisation, la Figure 75 donne la valeur maximale de la déformation équivalente pour différentes tailles de maille de béton (au voisinage du câble). Trois configurations sont testées : câble 3D, câble 1D avec barres coïncidant avec le maillage béton (« coin de maille ») et câble 1D avec barres situées au centre des éléments béton (« centre de maille »). Contrairement à la Figure 74 qui tendait à montrer que les résultats étaient qualitativement identiques, la Figure 75 témoigne d'un effet de concentration dans le cas 1D, d'autant plus marqué que le maillage est fin au voisinage de l'acier. En 3D, cet effet de concentration disparaît et les résultats sont quasi-identiques quelle que soit la discrétisation spatiale retenue. Le phénomène mis en évidence ici est connu ((David, 2012) par exemple) et est lié à la représentation unidimensionnelle d'une hétérogénéité active dans un massif de béton tridimensionnel. Il est problématique dans la mesure où il peut conduire à une surestimation de la déformation équivalente qui pilote l'évolution de l'endommagement.

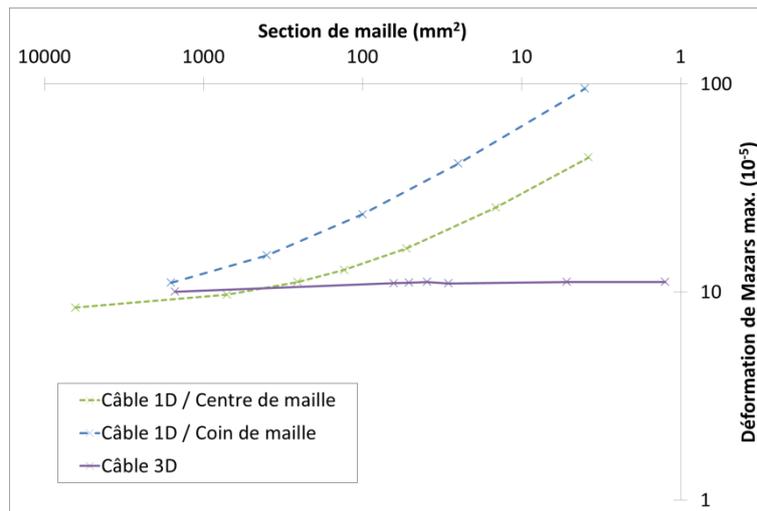


Figure 75: Evolution de la déformation équivalente maximale dans le béton pour différentes tailles de maille de béton. Modélisation 3D du câble, modélisation 1D du câble avec éléments coïncidents (« coin de maille ») et modélisation 1D du câble avec éléments au centre de la maille béton (« centre de maille ») (Llau, 2015)

### 3.2 Développement d'une nouvelle modélisation des hétérogénéités

Les paragraphes précédents ont montré que les effets d'hétérogénéité passive ou active peuvent avoir des conséquences tant sur la localisation que sur la quantification de la dégradation mécanique. On propose donc dans la suite une nouvelle modélisation, s'appuyant sur le formalisme des éléments barres. Elle vise à combiner la flexibilité des modélisations 1D des hétérogénéités (maillage simple et adapté aux contraintes des calculs de structure) avec la représentativité des modélisations 3D (stabilité au maillage et représentation des effets d'hétérogénéité passive).

Le modèle suit trois étapes :

- **Génération d'un cylindre équivalent.** En partant de la modélisation unidimensionnelle (Figure 76 gauche), un cylindre volumique équivalent est généré, de section et caractéristiques identiques à celles déclarées pour la barre 1D. Son centre suit en particulier les nœuds du maillage 1D. Le maillage associé est réalisé à partir d'éléments prismatiques (Figure 76 milieu). Le maillage béton n'est pas modifié.
- **Condensation statique** (Guyan, 1965) du cylindre. Les degrés de liberté des nœuds situés à l'intérieur du cylindre sont remplacés par leurs effets en termes de rigidité sur l'enveloppe. Les chargements éventuels (cas de la précontrainte par exemple) sont également condensés sous forme de forces nodales. Ceci permet de limiter le nombre de degrés de liberté supplémentaires à l'enveloppe du cylindre reconstitué. Le principe de la condensation statique sera précisé dans la partie relative au « zoom structural » et n'est donc pas développé ici. Il est à noter que cette étape est facultative dans la mesure où la condensation statique change la forme du système à résoudre. Suivant la configuration, ce changement peut s'avérer plus coûteux que la gain associé à la réduction du nombre de degrés de liberté
- **Accrochage des nœuds de l'enveloppe.** La liaison entre le cylindre (éventuellement condensé) et le béton est réalisée à l'aide de relations cinématiques de type « liaison parfaite ». Il est à noter qu'une amélioration pourra être envisagée ici en introduisant un modèle de liaison plus réaliste entre les deux matériaux.

En conclusion, l'approche proposée consiste à ajouter des nœuds sur lesquels sont appliqués des rigidités condensées, des forces nodales équivalentes aux contraintes à l'intérieur de l'acier (en cas de précontrainte par exemple) et des relations cinématiques avec les éléments de béton qui les contiennent.

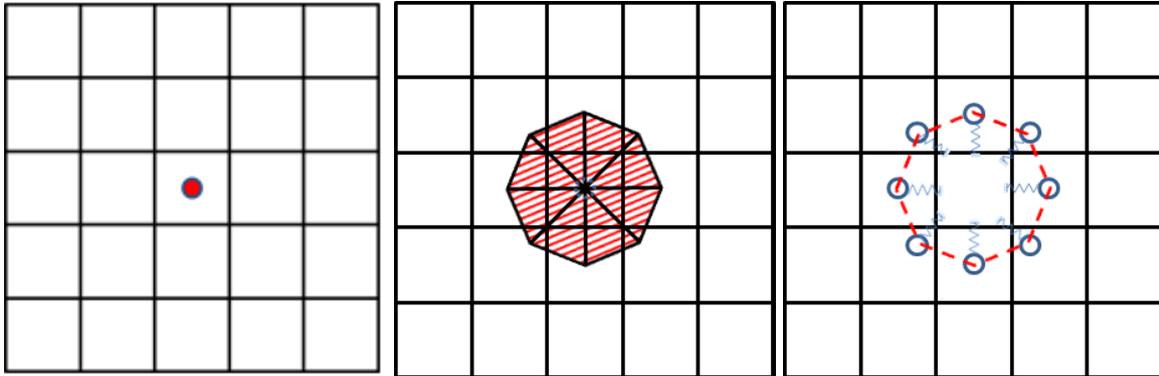


Figure 76: Schéma de principe en coupe de l'approche 3D équivalente. A gauche, acier 1D, au milieu, « cylindre » équivalent 3D, à droite cylindre condensé et relations cinématiques d'accrochage.

La simplicité d'utilisation par rapport à la méthode 1D est conservée puisque la génération de la géométrie 3D est automatique et ne nécessite aucune intervention de l'utilisateur. Elle est de plus réalisée indépendamment du maillage du béton. En contrepartie de cette simplicité, la superposition des rigidités de l'acier et du béton à l'emplacement géométrique du câble est conservée.

### 3.3 Applications

Le premier objectif (facilité d'utilisation) ayant été atteint, on cherche à présent à évaluer la représentativité de la nouvelle méthode par rapport à des représentations tridimensionnelles des hétérogénéités. Pour cela, les deux exemples du paragraphe 3.1 sont repris.

#### 3.3.1 Effet d'hétérogénéité active

La simulation du volume courbe de béton précontraint est reprise ici. La méthode développée est appliquée dans les mêmes conditions que dans le paragraphe 3.1.2. La Figure 77 donne la valeur maximale de la déformation équivalente pour différentes finesses du maillage du béton (modélisations 3D équivalente « CP-3DC » et 3D). Contrairement au cas unidimensionnel, l'utilisation de l'approche équivalente permet d'éviter la concentration des déformations et par conséquent la dépendance au maillage en comportement élastique. Par ailleurs, les résultats des deux simulations sont quasi-identiques, les écarts pouvant s'expliquer par une différence sur les modèles (sur-rigidité locale par exemple).

La Figure 78 propose une comparaison des trois méthodes disponibles. Pour une taille de mailles autour de l'hétérogénéité supérieure à sa dimension caractéristique (ici sa section égale à  $556 \text{ mm}^2$ ), les trois approches donnent des résultats similaires. Dans cette configuration, le recours à une modélisation 3D n'est plus pertinent dans la mesure où elle nécessite un nombre supérieur de degrés de liberté pour conserver une discrétisation satisfaisante de la géométrie du câble. Pour une taille de mailles autour de l'hétérogénéité inférieure à sa dimension caractéristique, le recours à la modélisation 1D introduit l'effet de concentration de contraintes introduit précédemment. Au contraire, dans les deux situations, la nouvelle approche donne des résultats satisfaisants. Elle représente donc une amélioration par rapport à l'existant dans la mesure où elle combine les domaines d'applicabilité des approches 1D et 3D.

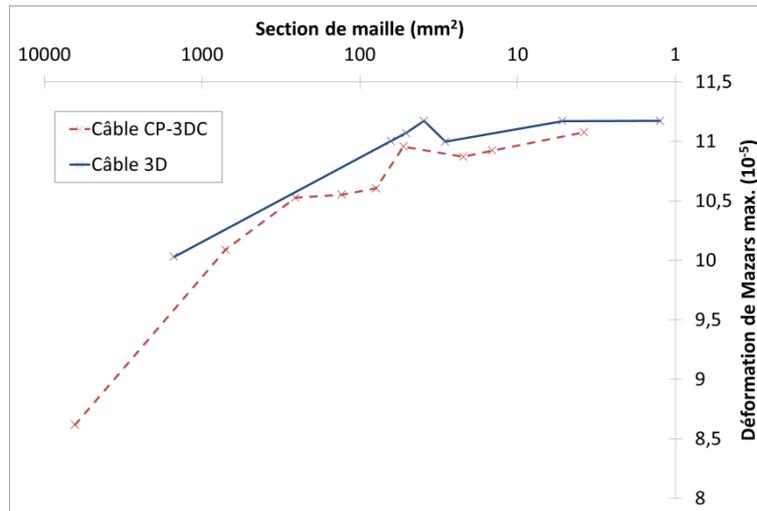


Figure 77: Valeurs maximales de la déformation équivalente de Mazars dans le béton en fonction de la section minimale de maille béton pour une modélisation du câble en 3D et la modélisation équivalente (« CP-3DC ») (Llau et al, soumis).

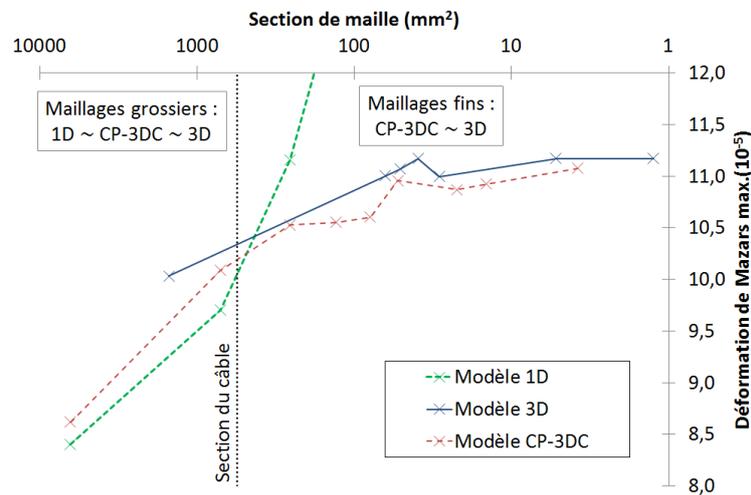


Figure 78. Valeurs maximales de la déformation équivalente de Mazars dans le béton en fonction de la section minimale de maille béton pour une modélisation du câble en 3D, la modélisation équivalente (« CP-3DC ») et la modélisation 1D (Llau et al, soumis).

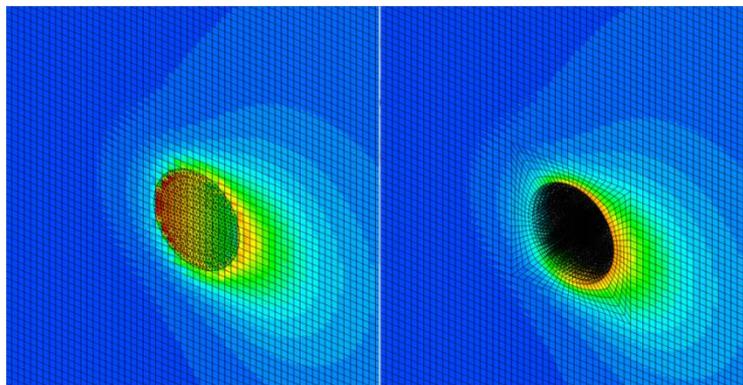


Figure 79 Profils d'endommagement pour un maillage de béton de 2 mm en fin de précontrainte. A gauche, approche équivalente, à droite approche 3D (Llau, 2015)

La représentativité des résultats est confirmée dans le régime non linéaire. Pour cela, la même simulation est réalisée en utilisant le modèle d'endommagement de Mazars associée à une régularisation « stress – based » (Giry et al, 2011) pour éviter la dépendance au maillage due au comportement adoucissant. La Figure 79 donne les profils d'endommagement obtenus autour du câble pour une valeur de précontrainte entraînant une dégradation mécanique. Les distributions sont quasi-identiques, concluant ainsi sur la représentativité de la nouvelle approche. En particulier, il est à noter que l'endommagement apparaissant à l'intérieur du câble n'engendre aucune perturbation du comportement en dehors du câble.

### 3.3.2 Effet d'hétérogénéité passive

On reprend ici les simulations sur le Volume Structurel Représentatif présenté précédemment. La nouvelle approche de représentation des hétérogénéités est utilisée pour les câbles de précontrainte horizontaux ainsi que pour le câble passif vertical. Pour cela, on s'appuie dans un premier temps sur le maillage de la configuration 3D (Figure 69). Quelle que soit la configuration retenue, le comportement global de la structure est identique (non présenté ici). Concernant le comportement local, la Figure 80 illustre les endommagements obtenus. L'effet d'hétérogénéité géométrique, mise en évidence dans la Figure 71, est retrouvé, contrairement au cas 1D.

L'un des intérêts de l'approche est la possibilité d'utiliser des maillages réguliers qui s'affranchissent de la contrainte de maillage associée à une modélisation 3D des câbles. A titre d'exemple, la Figure 81 donne les distributions d'endommagement obtenues avec un maillage régulier, correspondant à la discrétisation classiquement retenue avec une modélisation unidimensionnelle. Alors que l'effet d'hétérogénéité passive liée au câble vertical n'est pas reproduite par l'approche unidimensionnelle, celle-ci est parfaitement illustrée dans l'approche équivalente, y compris dans le cas de ce maillage régulier.

L'objectif fixé est donc rempli : conserver une utilisation simple et compatible avec les contraintes d'un calcul sur structures (utilisation d'éléments unidimensionnels et d'un maillage du béton régulier) et obtenir la représentativité d'un calcul 3D pour l'apparition et la propagation de l'endommagement.

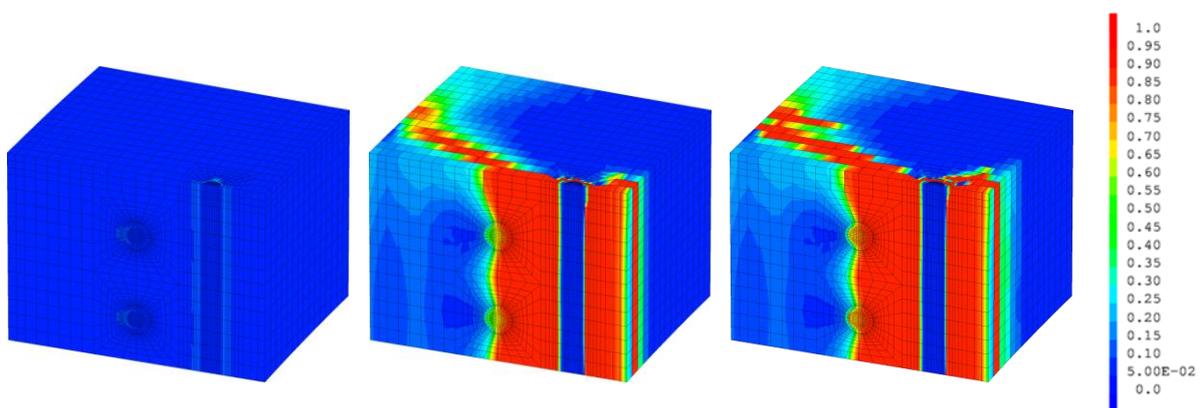


Figure 80. Evolution de la distribution d'endommagement sur le Volume Structurel Représentatif avec la simulation utilisant l'approche équivalente (Llau, 2015)

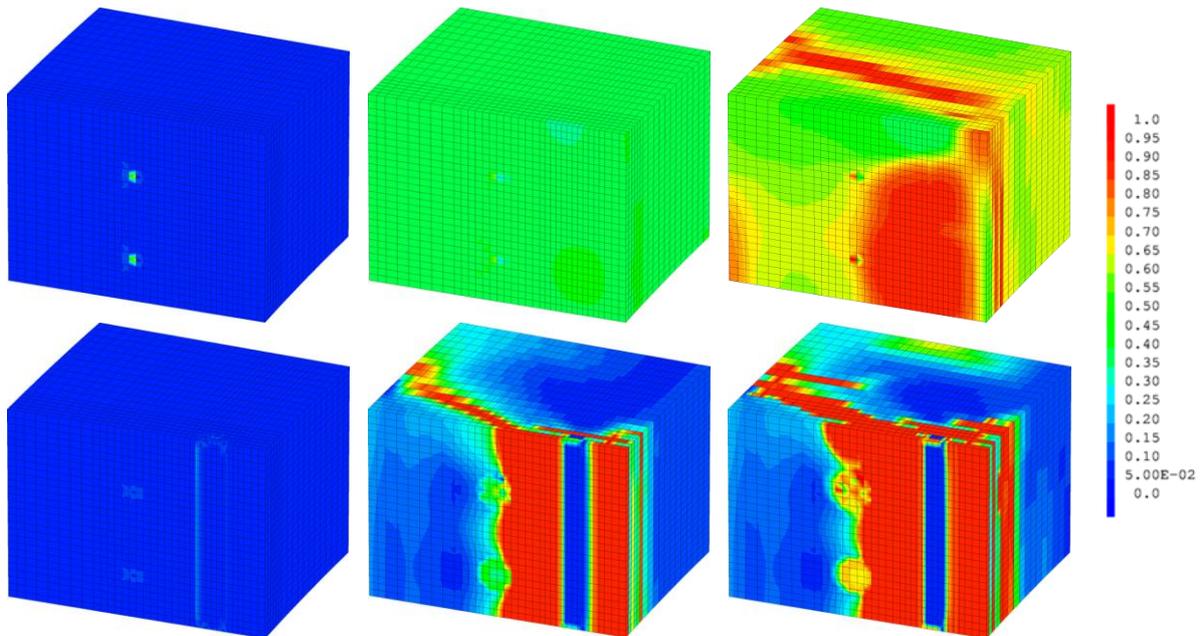


Figure 81. Evolution de la distribution d'endommagement sur le Volume Structurel Représentatif avec un maillage régulier. En haut, approche 1D classique, en bas, nouvelle approche (Llau, 2015)

### 3.4 Conclusions et perspectives

Les effets d'hétérogénéités active et passive, liés à la présence d'armatures en acier ou de câbles de précontrainte, ont été mis en évidence. Concernant les câbles de précontrainte, une concentration des déformations a été observée et quantifiée. Elle aboutit à une dépendance au maillage des résultats, y compris en régime élastique. Par ailleurs, les aciers (câbles ou renfort) peuvent être responsables de l'apparition et de la propagation de l'endommagement. C'est le cas pour le Volume Structurel Représentatif étudié. La modélisation unidimensionnelle classique de ces hétérogénéités ne parvient pas à reproduire cet effet contrairement à une simulation utilisant des éléments tridimensionnels. Cette dernière est néanmoins incompatible avec les contraintes d'un calcul d'éléments de structure (complexité du maillage notamment).

Une nouvelle approche a été proposée, basée sur la reconstruction d'une géométrie tridimensionnelle, éventuellement condensée sur son enveloppe pour limiter le surcoût de calcul. D'utilisation simple et automatique, elle permet de reproduire les effets tridimensionnels sans en avoir les inconvénients. En ce sens, elle représente une alternative tout à fait pertinente aux simulations classiques.

En s'éloignant de la problématique des enceintes de confinement, la thématique est également d'importance pour caractériser la fissuration d'une structure en béton armé. En effet, il n'est pas rare que les aciers soient les points d'apparition des désordres mécaniques. C'est le cas par exemple pour les poutres en flexion, pour lesquelles les cadres peuvent être à l'origine de l'endommagement. C'est ce qui est observé par exemple par Makhoulouf et Malhas (1996) ou Caldentey et al (2013) sur des essais de poutre en flexion quatre points. Ainsi, Caldentey et al (2013) évoquent un lien entre la position des fissures et celle des cadres pour de faibles enrobages (20 mm) mais un phénomène moins systématique pour des enrobages plus conséquents (70 mm dans son cas). Ceci peut être expliqué par l'effet d'inclusion géométrique mis en évidence sur le Volume Structurel Représentatif, d'autant plus marqué que l'enrobage est faible.

Numériquement, les cadres sont généralement traités comme les aciers passifs, en utilisant des éléments unidimensionnels. Leur rigidité est donc prise en considération dans le calcul mais leur « présence géométrique » est négligée. Ainsi, l'apparition de l'endommagement par effet d'inclusion ne peut être reproduite, quelles que soient les conditions (faibles ou forts enrobages). Une solution consisterait alors à représenter explicitement les cadres avec des éléments tridimensionnels. Mais cela engendrerait les difficultés de maillage et un surcoût de calcul que l'on peut imaginer. Par exemple, la Figure 83 donne les discrétisations spatiales associées à une représentation 1D ou 3D des aciers. L'utilisation de la nouvelle approche de représentation des hétérogénéités devrait permettre de résoudre cette difficulté. Ce point constitue une des perspectives du travail.

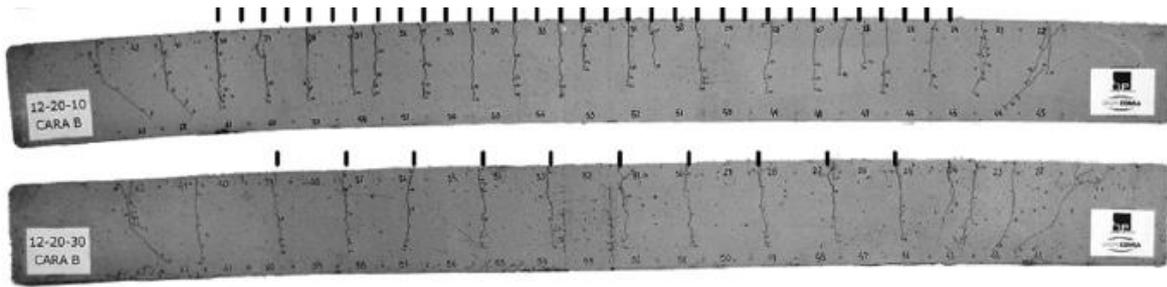


Figure 82. Position des fissures dans deux poutres en béton armé sollicitées en flexion quatre points. Les traits noirs au-dessus des poutres correspondent à la position des cadres (d'après (Caldentey et al, 2013)).

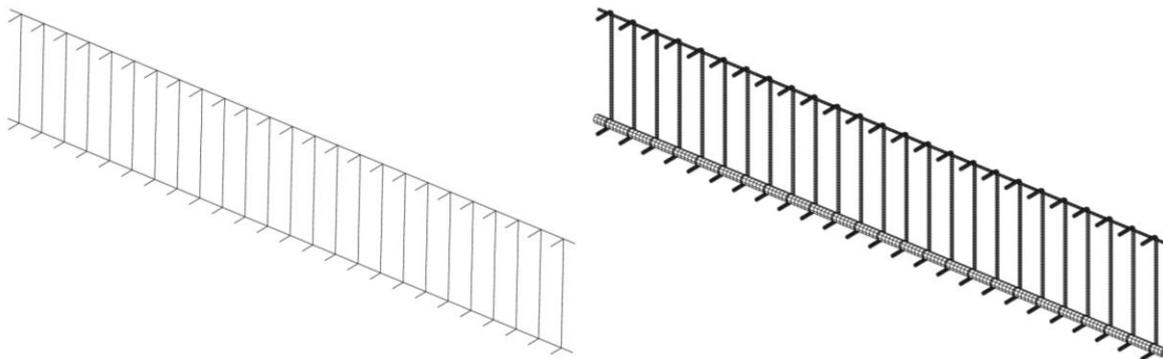


Figure 83. Exemples de maillage des aciers dans une poutre en flexion. Utilisation d'éléments unidimensionnels (à gauche) ou tridimensionnels (à droite)

#### 4 Condensation statique adaptative (Llau et al, 2015) (Llau et al, soumis)

Les chapitres précédents (chapitres 1, 2 et 3 de la partie) ont apporté des éléments de réponse concernant la simulation des comportements mécaniques global et local (caractéristiques de la fissuration notamment) de structures en béton armé. En ce sens, ils représentent chacun autant de briques élémentaires à associer (en fonction de la configuration étudiée) pour aboutir à l'objectif fixé. L'échelle considérée est au mieux le Volume Structurel Représentatif dont les dimensions permettent une représentation adaptée aux caractéristiques locales recherchées (ouverture de fissure). Une étape est néanmoins encore à franchir pour la modélisation d'une enceinte de confinement complète ou de sa maquette représentative (maquette Vercors par exemple (Vercors, 2015)) (Figure 84).

On s'attache dans ce chapitre à présenter une méthode de condensation statique adaptative permettant de concentrer l'effort de simulation sur les zones à comportement non linéaire.

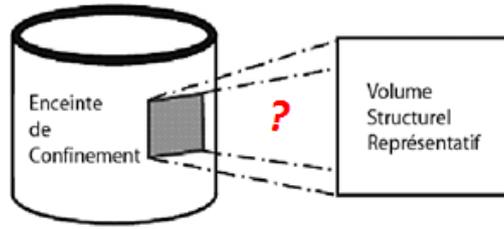


Figure 84. Principe d'un Volume Structurel Représentatif

Le reste de la structure (élastique) est « condensé » en le remplaçant par son effet en termes de rigidité et de chargement. Ce travail fait partie de la thèse d'A. Llau et a fait l'objet d'une publication ([Llau et al, 2015](#)).

#### 4.1 Rappel sur la condensation statique

L'objectif est ici de se ramener à la simulation d'un ou plusieurs Volumes Structurels Représentatifs sur lesquels un comportement non linéaire est attendu et où les « ingrédients » présentés dans les chapitres précédents deviendraient applicables. Plus précisément, on cherche à limiter l'effort de simulation (par rapport à un calcul d'enceinte complet) aux zones à comportement non linéaire, en traduisant les effets des zones environnantes en termes de rigidité et de chargements additionnels. Pour cela, le principe de condensation statique (Guyan, 1965) est choisi. Contrairement à d'autres méthodes, il ne nécessite en effet ni la simulation de la structure complète (comme pour la décomposition de domaines (Mandel, 1993)) ni la résolution d'un schéma itératif entre plusieurs échelles (approche globale-locale (Feyel et Chaboche, 2000)).

Classiquement, le point de départ de la méthode est l'équation du problème discrétisé complet qui s'écrit :

$$KU = F$$

avec  $K$  la matrice de rigidité,  $U$  les déplacements nodaux et  $F$  les forces nodales externes.

La structure est ensuite divisée en deux sous-domaines : le premier (noté « m ») sur lequel on cherche à calculer les inconnues nodales (les VSR à comportement non linéaire dans notre cas) et le second (noté « s ») qui sera « condensé » (ici les zones à comportement élastique).

Sous ces conditions, le système précédent est réécrit de la manière suivante :

$$\begin{pmatrix} K_{s,s} & K_{s,m} \\ K_{m,s} & K_{m,m} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_s \\ U_m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_s \\ F_m \end{pmatrix}$$

La méthode consiste alors à éliminer les inconnues nodales de la zone condensée (Figure 85). En s'intéressant uniquement au sous-domaine « m » et en introduisant une raideur équivalente  $\hat{K}$  :

$$\hat{K}U_m = \hat{F}$$

avec

$$\begin{cases} \hat{K} = K_{m,m} - K_{m,s} K_{s,s}^{-1} K_{s,m} \\ \hat{F} = F_m - K_{m,s} K_{s,s}^{-1} F_s \end{cases}$$

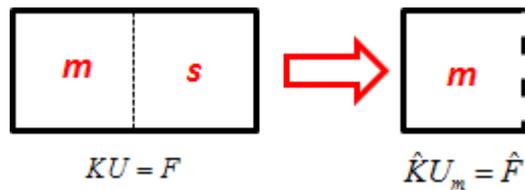


Figure 85. Principe de la condensation statique sur deux sous-domaines

Ce système permet d'obtenir les inconnues nodales de la zone « zoomée ». Il ne fait pas intervenir d'inconnues nodales du sous-domaine « s » ni dans la rigidité, ni dans le chargement équivalents. En ce sens, l'approche permet de découpler le système en termes de degré de liberté. Elle réduit donc la « charge » de calcul en se limitant uniquement au premier sous-domaine. La contrepartie est que les matrices de rigidité et de chargement équivalents doivent rester indépendantes des degrés de liberté du second sous-domaine. C'est pour cette raison que le second sous-domaine n'inclut que des zones à rigidité constante (élastique dans notre cas).

Cette approche, classique bien que peu répandue pour les applications du génie civil, fait néanmoins face à deux « verrous » : comment détecter les zones pour lesquelles un comportement non linéaire est attendu (le sous-domaine « m ») et comment faire évoluer ce sous-domaine en cas d'apparitions de nouvelles zones à comportement non linéaire (actualisation du sous-domaine « m »). C'est pour répondre à ces deux questions qu'une méthode de condensation statique adaptative a été développée.

#### 4.2 Méthode de condensation statique adaptative

Ce paragraphe reprend les principales étapes de la méthode, telles que décrites dans (Llau et al, 2015) (Figure 86).

- **Décomposition en sous-zones.** La structure est tout d'abord découpée en  $n$  sous-zones prédéfinies. Chacune de ces zones sera soit calculée, soit condensée au cours du calcul. Le découpage est réalisé manuellement (si des zones sont a priori à risque de comportement non linéaire – exemple des ouvertures dans les cas des enceintes de confinement) ou automatiquement. Le choix d'un découpage en sous-zones fixes (c'est-à-dire n'évoluant pas au cours du chargement) est fait ici afin de limiter les temps de calcul des rigidités équivalentes. La contrepartie est une dépendance à la qualité du découpage initial (Llau et al, 2015).

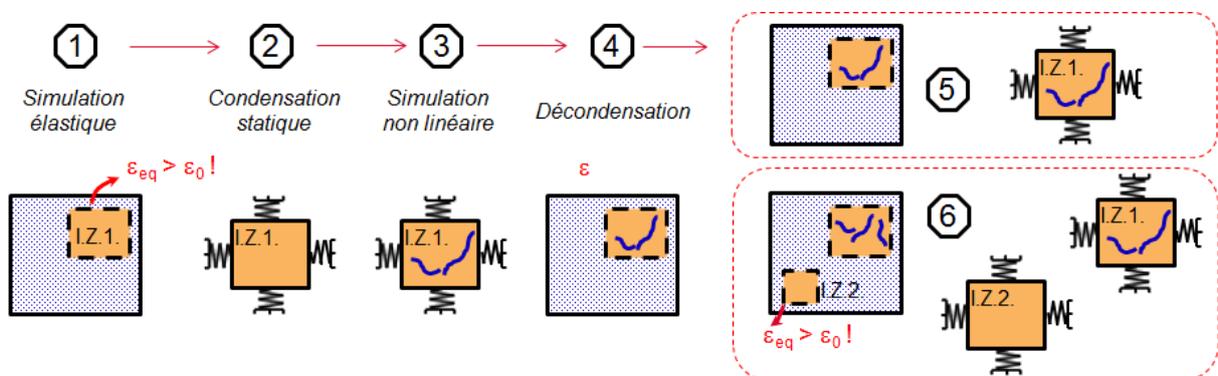


Figure 86. Principales étapes de la méthode de condensation statique

- **Détermination des zones zoomées initiales.** La détermination des zones zoomées initialement se fait sur la base d'un calcul élastique sur la structure complète. Les champs de déformation sont calculés et un critère en déformation est utilisé pour identifier les zones à risque de fissuration. Dans notre cas, le critère porte sur la déformation équivalente non locale de Mazars.
- **Condensation aux frontières de la zone zoomée.** Les degrés de liberté des zones condensés sont « éliminés » en utilisant la méthode précédemment présentée. Des rigidités et chargements équivalents sont ainsi calculés aux frontières de la zone zoomée.
- **Simulation non linéaire de la zone zoomée.** Une simulation non linéaire classique est réalisée sur la zone zoomée.
- **Vérification de la non-propagation de la zone zoomée.** A la fin de chaque pas de chargement, un critère de distance sur l'endommagement est vérifié. Si la plus petite distance de l'élément endommagé à la frontière de la zone zoomée devient inférieure à un critère donné (par exemple fonction de la longueur caractéristique en cas d'utilisation d'une méthode de régularisation non locale), la zone adjacente est « décondensée » et ajoutée au système non linéaire pour le reste du calcul.
- **Vérification de la non-apparition d'une nouvelle zone zoomée.** Périodiquement (tous les n pas de chargement au choix de l'utilisateur), le système est décondensé et le champ de déformation est reconstruit sur la structure complète. Le critère sur les déformations utilisé pour la détermination des zones initiales est réutilisé. Si en un point d'une zone condensée, les déformations sont telles que ce critère est dépassé, alors celle-ci doit être ajoutée au système non linéaire. Dans ce cas, la simulation est recalculée au nième pas de chargement précédent, en incluant la zone zoomée nouvellement identifiée. Le processus s'itère jusqu'à résolution du problème complet.

Cette description schématique de la méthode repose en fait sur un double niveau de condensation statique (Figure 87) décrite dans (Llau et al, 2015) et dont le formalisme ne sera pas repris ici. La première est réalisée sur les nœuds frontières de toutes les sous-zones. La seconde intervient sur les bornes des zones zoomées. Cette double condensation permet de limiter les calculs de rigidités équivalentes, notamment lors de la mise à jour des zones zoomées.

	Partition de la structure (6 zones)	Condensation aux bornes de chaque sous-zone	Définition de la zone zoomée
Phase préliminaire			
Condensation adaptative	Second niveau de condensation	Vérification des critères d'apparition / propagation	Poursuite du calcul condensé
	▲ Conditions aux limites	→ chargement	— rigidité

Figure 87. Principe du double niveau de condensation (d'après (Llau et al, 2015))

La méthode fait donc intervenir quatre données d'entrée. Les deux premières peuvent être directement reliées aux paramètres du modèle mécanique :

- critère en déformations pour la détection des zones initiales et l'apparition de nouvelles zones zoomées. Ce critère est basé sur le calcul de la déformation équivalente non locale, associée, dans le cas du modèle de Mazars, au paramètre de la déformation seuil d'apparition de l'endommagement
- critère de distance pour la propagation des zones zoomées, associé à la valeur de la longueur caractéristique non locale (deux fois la longueur non locale par exemple)

Les deux paramètres suivants sont numériques et impactent principalement le temps de calcul :

- découpage initial des zones. Il peut se faire, comme indiqué précédemment soit manuellement, soit automatiquement. Un équilibre est à trouver entre ajout fréquent de nouvelles zones zoomées (coût élevé dans le cas d'un grand nombre de zones) et inclusion de zones à comportement élastique dans la simulation non linéaire (coût potentiellement élevé en cas d'un petit nombre de zones).
- fréquence de vérification de la non-apparition de nouvelles zones zoomées. Un compromis est ici à trouver entre coût de la décondensation du système (faible si la fréquence de vérification est faible) et coût de la rétroaction (faible si la fréquence de vérification est forte).

### 4.3 Application

Pour illustrer le principe de la méthode et la qualité des résultats obtenus, le comportement d'une poutre en flexion trois points entaillée est simulé en utilisant le modèle d'endommagement de Mazars (1984) régularisé par une approche « stress-based » (Giry et al, 2011). Le cas test est issu de (Dufour et al, 2012) (Figure 88). La structure est décomposée en 16 zones identiques (Figure 89) et la méthode de condensation adaptative est utilisée comme présentée précédemment. La Figure 90 illustre le comportement global. La simulation utilisant la méthode de condensation statique aboutit à un résultat identique à la simulation éléments finis classique (calcul non linéaire sur la totalité de la structure).

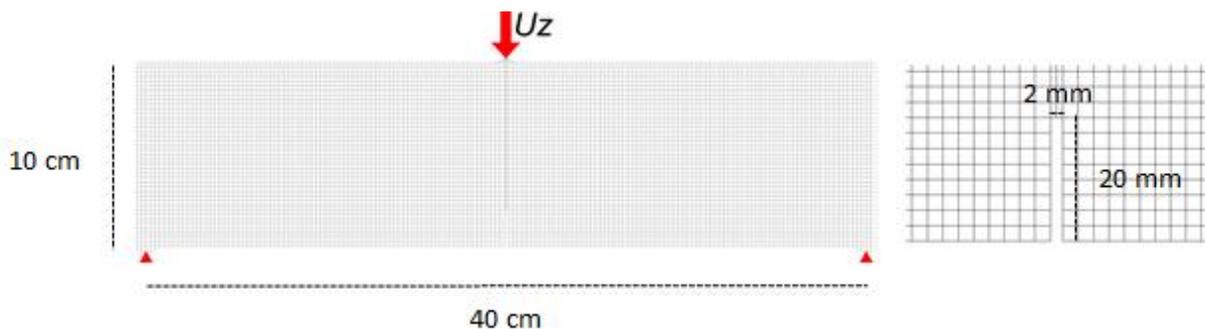


Figure 88. Principe de la poutre en flexion trois points entaillée (Llau et al, 2015)

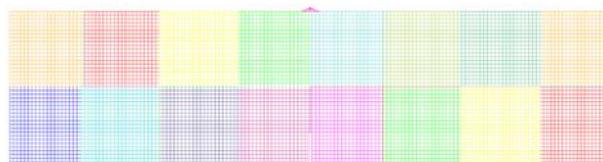


Figure 89. Décomposition de la poutre en 16 sous-zones (Llau et al, 2015)

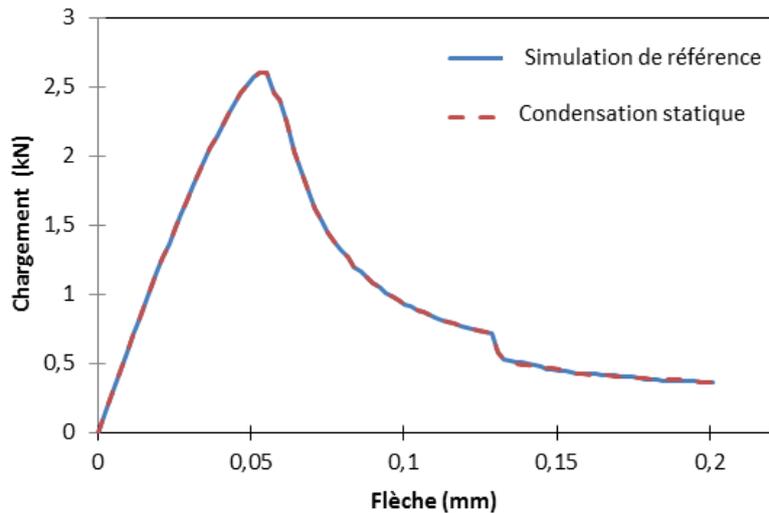


Figure 90. Comportement global de la poutre entaillée. Comparaison entre la simulation de référence et la condensation statique (Llau et al, 2015)

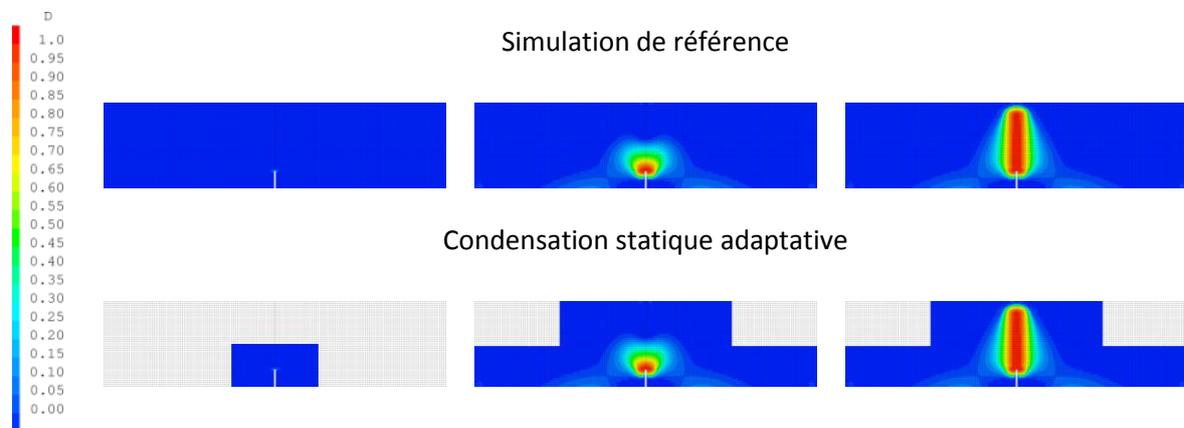


Figure 91. Distributions d'endommagement en trois niveaux de chargement. Comparaison entre la simulation de référence et la condensation statique. Pour la condensation statique, les zones « grises » représentent les zones condensées.

La Figure 91 donne l'évolution des distributions d'endommagement dans les deux cas. Là encore les résultats sont similaires et valident la capacité de la méthode de condensation statique à reproduire à la fois les comportements global et local. Il est à noter qu'en fin de calcul, quatre zones restent condensées car aucun des deux critères (propagation et apparition) n'est activé. Enfin, le Tableau 9 illustre les gains en temps de calcul liés à l'utilisation de la condensation statique. L'influence du découpage initial en sous-zones est également étudiée. La condensation statique permet un gain en temps de calcul minimal de 25 % environ. Compte tenu de la nature localisée du profil d'endommagement, l'utilisation d'un nombre de sous-zones plus grand permet d'amplifier le gain jusqu'à 50 %.

Si cet exemple permet de vérifier la capacité de la méthode de condensation statique adaptative développée à représenter le comportement de la structure tout en minimisant la charge de calcul, l'ordre de grandeur des gains en temps de calcul ne peut être généralisé. En effet, il devra s'évaluer sur une structure de référence de type enceinte de confinement ou maquette représentative. Le gain associé à la diminution de la charge de calcul devra alors être confronté au surcoût du prétraitement et des calculs préalables des rigidités des zones condensées.

Simulation	Simulation de référence	Condensation statique (16 sous-zones)	Condensation statique (32 sous-zones)	Condensation statique (64 sous-zones)
Temps de calcul processeur (s)	8590	6378	5578	4117
Gain (par rapport à la simulation de référence)	-	26 %	35 %	52 %

Tableau 9. Illustration des temps de calcul pour la simulation de référence et pour la méthode de condensation statique avec différents découpages initiaux.

#### 4.4 Conclusions et perspectives

Ce chapitre a présenté une méthode de condensation statique adaptative permettant de limiter la charge de calcul en remplaçant les zones élastiques d'une structure par leurs effets en termes de rigidité et de chargement aux frontières des zones à comportement non linéaire. Par rapport aux méthodes existantes ((Guyan, 1965) par exemple), elle permet de mettre à jour les zones condensées en fonction du développement de la dégradation mécanique. Pour cela, deux critères sont utilisés, un de propagation et un d'apparition.

La méthode a été appliquée avec succès à une poutre en flexion trois points entaillée sur laquelle résultats global et local ont été reproduits (par rapport à une simulation classique éléments finis). Un gain en temps de calcul a été observé. Ce gain, d'autant plus significatif que la structure présente un endommagement localisé, est encourageant par rapport aux perspectives de travail.

Par ailleurs, le développement de la méthode dans un contexte probabiliste (pour évaluer l'influence de variables aléatoires de type matériaux par exemple) a mis en avant toute la puissance de la méthode pour la construction de réponses de type courbe de fragilité. Ce travail, qui fait l'objet d'une publication (Llau et al, soumis), n'a pas été abordé ici.

Au-delà du simple gain en temps de calcul, cette méthode permet d'envisager la simulation d'une enceinte de confinement (ou de sa maquette) en identifiant les conditions aux limites de chaque Volume Structurel Représentatif. Un calcul non linéaire utilisant les ingrédients présentés dans les paragraphes précédents pourra alors être réalisé. La mise en place de cette chronologie de calcul est en cours de réalisation et constitue donc les perspectives de ce travail. En ce sens, les résultats de (Llau et al, 2015) constituent un préliminaire.

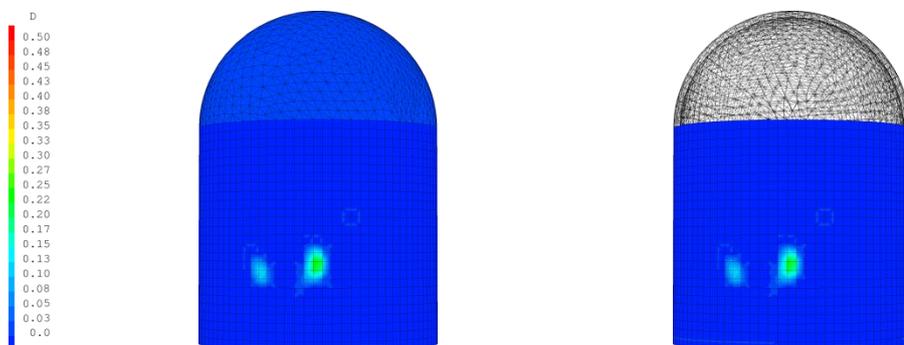


Figure 92. Distributions d'endommagement sur une maquette d'enceinte de confinement. A gauche, simulation de référence, à droite condensation statique (Llau et al, 2015)

## Partie 3. Caractérisation du comportement hydraulique

Après le comportement mécanique des structures en béton armé, pour lequel des outils ont été développés et validés, c'est sur la simulation des transferts (appelé « comportement hydraulique » dans la suite du document) que des activités ont été engagées. Compte tenu de la priorité accordée dans ce document aux développements autour du comportement mécanique, seuls les principaux résultats concernant le comportement « hydraulique » seront présentés ici.

Les enceintes de confinement de centrales nucléaires sont soumises tous les dix ans à des tests d'intégrité qui consistent en une mise en pression de l'intérieur de la structure en air sec (0.53 MPa), puis à un maintien en pression. Les débits sortants sont mesurés et doivent rester dans une enveloppe donnée pour que la structure soit déclarée « intègre » (c'est-à-dire capable de garantir son étanchéité pour dix années supplémentaires). L'objectif fixé dans les travaux présentés est de quantifier numériquement, pour un état de dégradation mécanique donné, les fuites à travers la paroi en béton. On se placera dans le cas où le fluide circulant est de l'air sec (contexte des tests d'intégrité) et où la dégradation mécanique du béton est obtenue par un modèle d'endommagement (contexte des travaux présentés dans les paragraphes précédents).

Deux familles de méthodes sont classiquement utilisées pour caractériser les transferts dans le béton. Dans le premier cas (régime diffus), des équations thermo-hydro (et/ou hygro) mécaniques (THM) sont classiquement résolues. Les propriétés de transfert (la perméabilité notamment) sont alors fonction de la dégradation mécanique (loi endommagement-perméabilité (Gawin et al, 2003) ou relation entre la perméabilité et la densité de microfissuration (Bary et al, 2008)). Ces techniques sont particulièrement adaptées lorsque l'endommagement reste diffus, c'est-à-dire avant que des fissures localisées n'apparaissent. Une fois ce stade atteint, des approches discrètes sont généralement préférées qui définissent le flux comme une fonction des caractéristiques de la macrofissure (loi de Poiseuille en cube de l'ouverture de fissure par exemple (Simon et al, 2007)). Il est à noter que pour étendre le domaine de validité des approches diffuses, des modèles ont été proposés qui décrivent l'évolution de la propriété de transfert du régime diffus vers le régime localisé (évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Ozbolt et al, 2010) ou relation endommagement-perméabilité applicable aux deux régimes (Pijaudier-Cabot et al, 2009)).

Dans ce document, on présentera les choix retenus pour caractériser les transferts dans une structure en béton armé, tant en régime diffus qu'en régime localisé. La facilité de mise en œuvre (calibration et signification physique des paramètres) et l'applicabilité à un calcul de structure (avec un objectif sur le Volume Structurel Représentatif d'enceinte de confinement notamment) seront une nouvelle fois les critères guidant le choix de modélisation.

### **1 Modèles de transfert au travers d'une paroi en béton armé (Jason et al, 2007) (Jason et Masson, 2014)**

Deux familles de modèles sont proposées : une pour le régime diffus (basé sur (Jason et al, 2007)) et une pour le régime localisé (relations « d'ingénierie » prenant en compte l'écoulement dans une fissure identifiée). Elles sont décrites dans la suite du document.

#### **1.1 Approche diffuse (modèle développé dans la thèse (Jason, 2004))**

Pour calculer les transferts en régime diffus, la méthodologie proposée dans (Jason et al, 2007) est reprise ici. Comme pour les modèles THM ((Granet, 2009) par exemple), elle s'appuie sur la résolution des équations de conservation de la masse (Bear, 1991). Mais contrairement aux modèles couplés (et

complexes par le nombre de paramètres à calibrer et de phénomènes représentés), on suppose ici que la phase gazeuse ne contient pas de vapeur. Cette hypothèse semble acceptable dans le cas des tests d'intégrité pour lesquels une injection en air sec est réalisée. De plus, on suppose qu'aucune interaction n'existe entre le liquide et l'air. Le système d'équations est alors simplifié pour se résumer à l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi \rho_g (1 - S_l)) = -\nabla \cdot (\phi (1 - S_l) \rho_g v_g)$$

où  $\phi$  est la porosité totale du matériau,  $S_l$  le degré de saturation,  $\rho_g$  et  $v_g$  la densité massique et la vitesse du gaz. Celle-ci est calculée à partir de la loi de Darcy qui s'écrit :

$$\phi (1 - S_l) v_g = -\frac{K_g}{\eta_g} \nabla (P_g)$$

avec  $K_g$  la perméabilité totale du gaz et  $\eta_g$  la viscosité dynamique associée.  $P_g$  définit la pression de gaz.

En introduisant l'hypothèse de gaz parfait dans les équations précédentes, on obtient :

$$(1 - S_l) \phi \frac{\partial P_g}{\partial t} = -\nabla \cdot (-\lambda_p(P_g) \nabla (P_g))$$

Cette équation s'apparente à une équation de diffusion dans laquelle la "diffusivité hydraulique" prend pour forme :

$$\lambda_p(P_g) = \frac{K_g}{\eta_g} P_g$$

La dépendance à l'état mécanique du béton est introduite dans la perméabilité qui peut être décomposée de la manière suivante :

$$K_g = k_{rg}(S_l) K_D(K_0; D)$$

avec  $k_{rg}$  la perméabilité relative fonction du degré de saturation (comprise entre 0 et 1),  $K_0$  la perméabilité initiale et  $K_D$  la perméabilité fonction de l'endommagement et de  $K_0$ . Ces trois coefficients (ou lois d'évolution) sont des paramètres du modèle.

Il est à noter que l'approche proposée ici est chaînée, dans la mesure où elle nécessite la connaissance de l'état d'endommagement et de saturation qui sont des données d'entrée de la simulation du comportement hydraulique. Sous ces conditions, le schéma de la Figure 93 est appliqué pour le calcul complet. Le débit sortant est ensuite obtenu à partir de la vitesse du gaz par application de la loi de Darcy. On dispose ainsi d'une méthode simple à mettre en œuvre (résolution d'une équation analogue dans sa forme à une équation de thermique non linéaire). Le domaine de validité de cette approche est lié à celui de la relation endommagement-perméabilité.

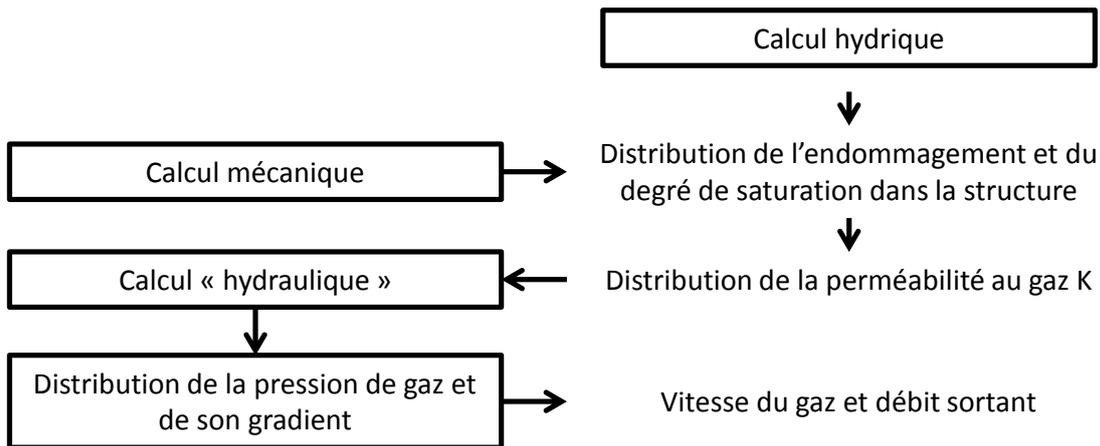


Figure 93. Principe de la simulation du comportement hydraulique par l'approche diffuse

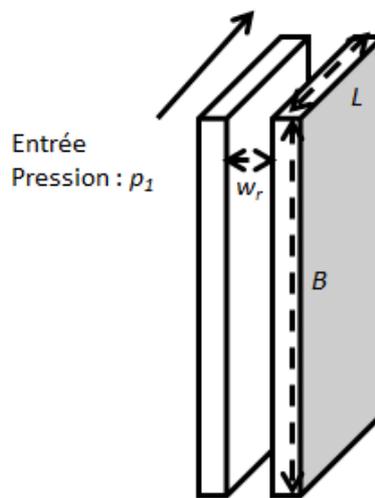


Figure 94. Géométrie de la fissure considérée pour le calcul du débit

## 1.2 Approche localisée

Quand des fissures localisées se forment, les approches discrètes, prenant en compte explicitement l'ouverture de fissure, sont généralement préférées aux approches diffuses.

En reprenant les bases théoriques proposées par Rizkalla et al (1984), le débit volumique sortant  $q_2$  peut s'écrire en fonction des caractéristiques de l'écoulement et de la fissure :

$$P_1^2 - P_2^2 = \frac{fL}{2} \frac{P_2^2}{rT} \frac{q_2^2}{B^2 w^3}$$

avec  $P_1$  et  $P_2$  respectivement les pressions d'entrée et de sortie,  $L$  la longueur de la fissure dans la direction de l'écoulement,  $B$  la largeur de la fissure (ou « étendue ») (Figure 94),  $f$  le coefficient de perte par frottement,  $T$  la température et  $r$  la constante des gaz parfaits.

Cette équation est obtenue en considérant les hypothèses suivantes :

- le fluide est de l'air sec sans interaction avec le milieu environnant
- le régime permanent est établi

- l'écoulement est isotherme (pas d'évolution de la température le long du trajet de la fissure) et unidirectionnel (parallèle au trajet de la fissure)
- l'ouverture de fissure  $w$  est constante le long du trajet de l'écoulement

Il est à noter que cette formule permet de retrouver celle, plus classique, du débit de Poiseuille pour lequel le coefficient de perte par frottement est pris égal à :

$$f = \frac{96}{\text{Re}}$$

avec  $\text{Re}$  le nombre de Reynolds, caractéristique de l'écoulement (rapport des forces d'inertie sur les forces visqueuses) et donné par la relation :

$$\text{Re} = \frac{2Q}{\eta_g B}$$

avec  $\mu$  la viscosité dynamique et  $Q$  le débit massique.

On obtient alors :

$$Q_2 = \frac{(P_1^2 - P_2^2) B w^3}{24 \eta_g r T L}$$

ou, en posant l'hypothèse d'un fluide incompressible :

$$q_2 = \frac{(P_1 - P_2) B w^3}{12 \eta_g L}$$

L'équation générale fait intervenir le coefficient de perte par frottement  $f$ . Il tend notamment à représenter les effets de tortuosité et de rugosité de la fissure qui diminuent le débit sortant par rapport à l'hypothèse de plans lisses. Pour le déterminer, des formules empiriques sont généralement établies sur la base de résultats d'essais à gammes de pression et d'ouverture de fissure données. A titre d'illustration, la Figure 95 donne l'évolution du débit normalisé (débit volumique par unité d'étendue) en fonction de l'ouverture d'une fissure localisée pour un gradient de pression de 0.4 MPa et pour différentes formules du coefficient  $f$  (Gelain, 2012) (Gelain et al, 2008) (Greiner et Ramm, 1995) (Simon et al, 2007) (Suzuki et al, 1992). En fonction de l'intervalle d'ouverture de fissure considéré, le choix du coefficient de perte par frottement peut induire des différences jusqu'à plus d'un ordre de grandeur sur le débit. Cette thématique est donc d'importance et représente une des perspectives possibles de notre travail (détermination d'une formule du coefficient de perte par frottement pour le domaine d'étude des enceintes de confinement).

Les équations présentées jusqu'à présent supposent que l'ouverture de fissure reste constante dans la direction de l'écoulement. C'est rarement le cas, notamment pour des structures en béton armé pour lesquelles l'armature peut diminuer localement l'ouverture.

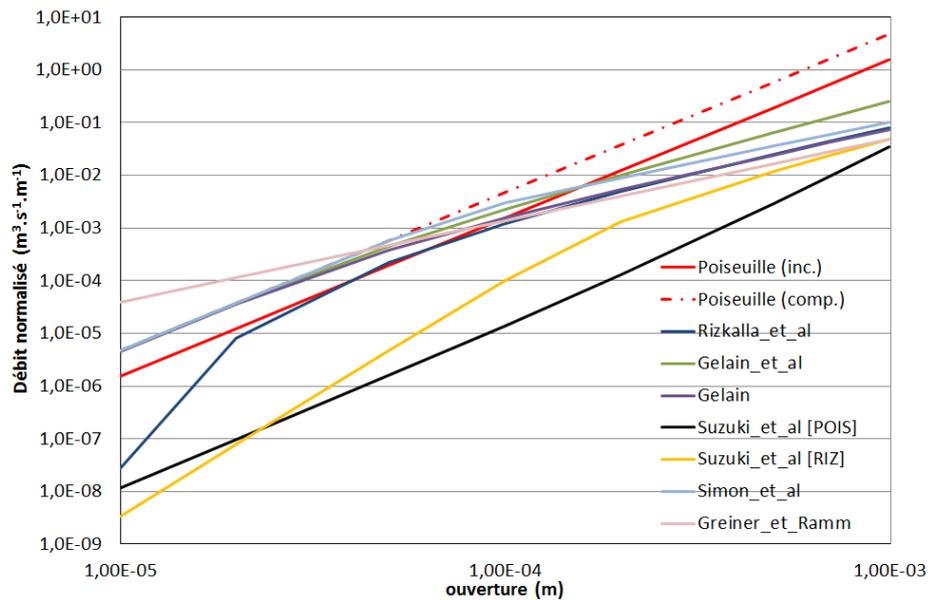


Figure 95. Evolution du débit normalisé (débit volumique par unité d'étendue) en fonction de l'ouverture de fissure pour un gradient de pression de 0.4 MPa (Jason et al, 2014)

Dans le cas où l'ouverture évolue le long du trajet de la fissure, il est possible de réécrire l'équation proposée par Rizkalla et al (1984) :

$$P_1^2 - P_2^2 = \frac{LP_2^2 q_2^2}{2rTB^2} \cdot \left( \frac{1}{L} \int_{trajet} \frac{1}{w(x)^3} f(x) dx \right)$$

Cette équation fait intervenir la moyenne de  $\frac{f}{w^3}$  le long du trajet de fissuration. En simplifiant et en considérant  $f$  constant dans la direction de l'écoulement, une « ouverture de référence »  $w_r$  peut être définie :

$$w_r = \left( \frac{1}{\frac{1}{L} \int_{trajet} w(x)^3 dx} \right)^{1/3}$$

Sous ces conditions:

$$P_1^2 - P_2^2 = \frac{fL}{2} \frac{P_2^2}{rT} \frac{q_2^2}{B^2 w_r^3}$$

On retrouve le formalisme de l'équation proposée dans (Rizkalla et al, 1984) dans laquelle l'ouverture de référence « moyenne » remplace l'ouverture de fissure constante.

Il est à noter que l'utilisation de ces formules est compatible avec un calcul mécanique d'endommagement. Comme présenté dans la partie consacrée au modèle de liaison acier-béton, une technique de post-traitement est alors nécessaire pour calculer les ouvertures de fissure.

On dispose donc à ce stade de deux méthodes (une diffuse et une discrète) pour caractériser le débit sortant dans une structure en béton armé. Dans la suite, elles sont appliquées au Volume Structurel Représentatif.

## 2 Application à une section de Volume Structurel Représentatif

L'objectif visé ici est d'appliquer les deux méthodes précédemment développées au Volume Structurel Représentatif. Ce travail a fait l'objet d'une publication (Jason et Masson, 2014).

Pour simplifier l'analyse des résultats, seule une section du volume est considérée. La géométrie est donnée dans la Figure 96. Elle inclut du béton et un câble vertical non précontraint modélisé en 3 dimensions avec sa gaine et son coulis (Figure 97). La structure repose sur un support en élastomère également modélisé. Cette configuration correspond à celle testée expérimentalement dans (Herrmann et al, 2009). La méthodologie appliquée est résumée dans la Figure 98.

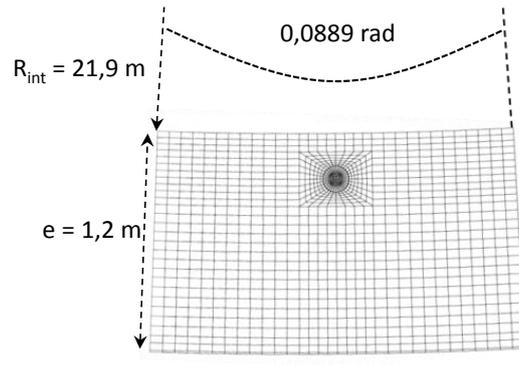


Figure 96. Géométrie de la section du Volume Structurel Représentatif

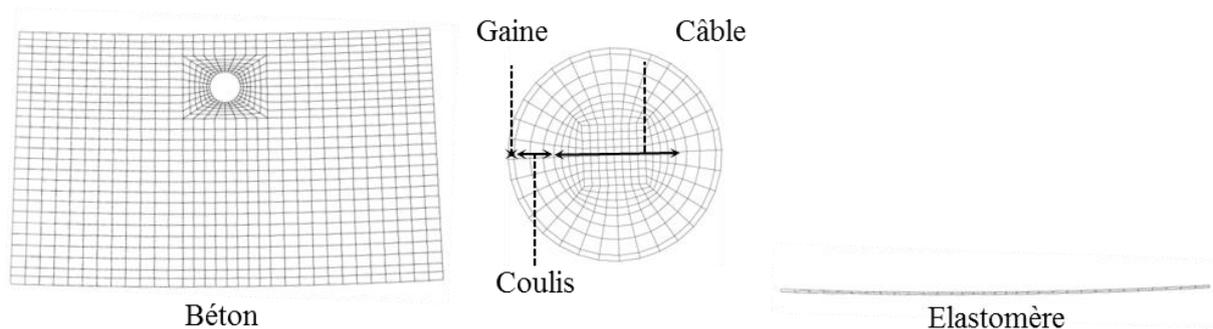


Figure 97. Maillage du spécimen modélisé

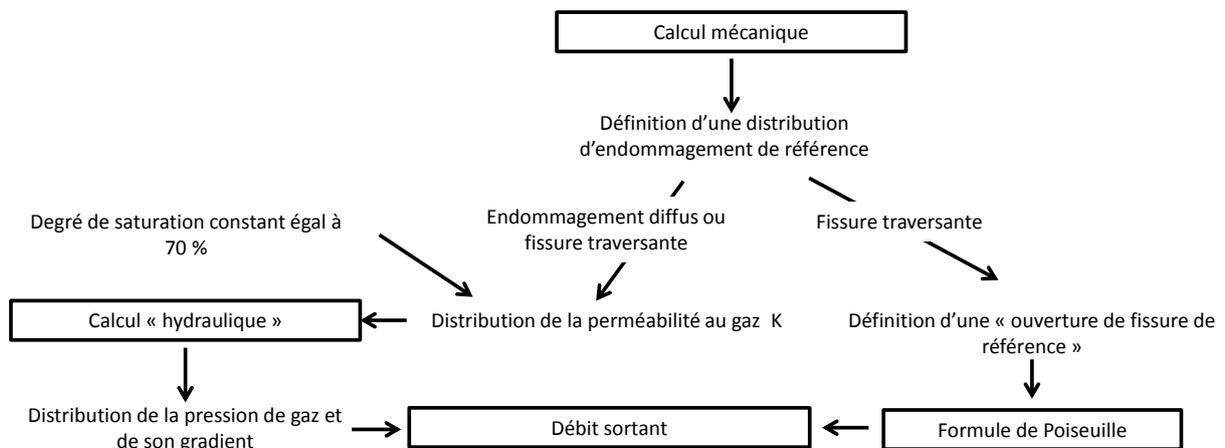


Figure 98. Méthodologie de calcul du débit sortant

Elle suppose dans tous les cas un calcul mécanique pour définir des niveaux d'endommagement de référence. Pour l'approche diffuse, le calcul hydrique est évité en considérant un degré de saturation constant, égal à 70 %, valeur en accord avec les résultats de simulation de (Granger, 1995) ou (Jason et al, 2007).

## 2.1 Définition de l'état mécanique

Dans cette partie, il s'agit de définir différentes distributions d'endommagement à partir desquelles seront réalisées les simulations du comportement hydraulique. Pour cela, la structure présentée précédemment est sollicitée de la manière suivante (Figure 99) :

- application d'une pression de précontrainte pour simuler l'action des câbles horizontaux précontraints ( $P_{pre} = 6.75$  MPa)
- puis, application d'une pression interne  $P_{int}$  croissante, associée à une « pression de traction » sur les côtés, proportionnelle à  $P_{int}$ , afin de simuler les contraintes orthoradiales engendrées par la mise en pression :  $P_{p_{int}} = \frac{P_{int} \cdot R_{int}}{e}$

Pour les conditions aux limites, la face basse de l'élastomère est considérée encastree avec des liaisons parfaites entre l'élastomère et le béton, le béton et la gaine, la gaine et le coulis, le coulis et le câble vertical. Sous ces conditions, trois distributions d'endommagement, obtenues avec le modèle de Mazars (1984) dans sa version locale, sont retenues pour trois niveaux de pression différents.

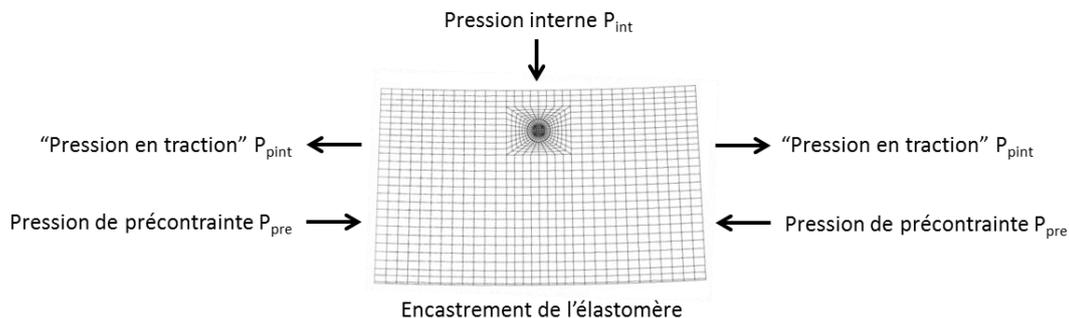


Figure 99. Chargements mécaniques et conditions aux limites pour la section modélisée

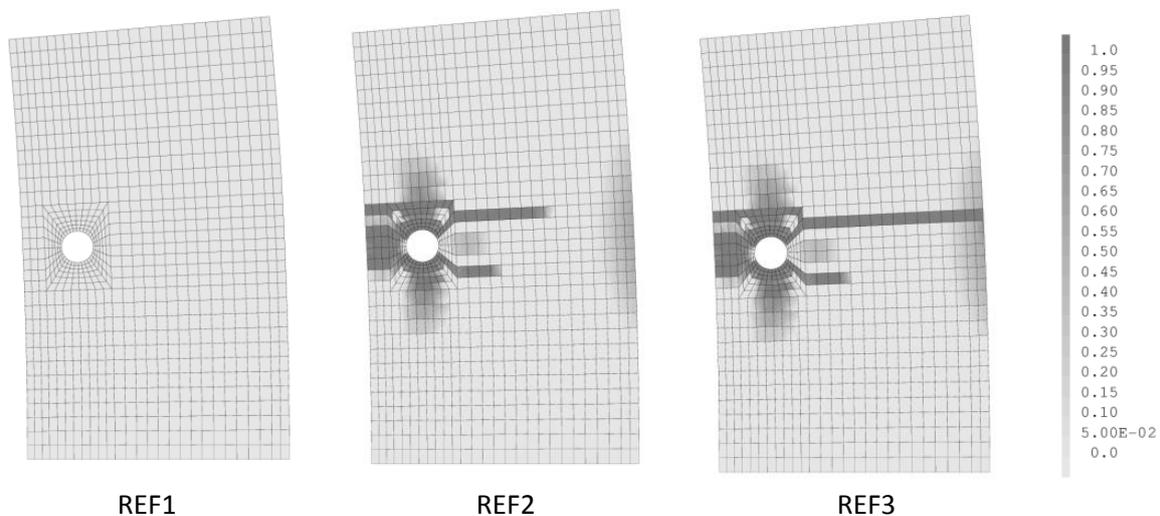


Figure 100. Définition des trois distributions d'endommagement de référence (Jason et Masson, 2014)

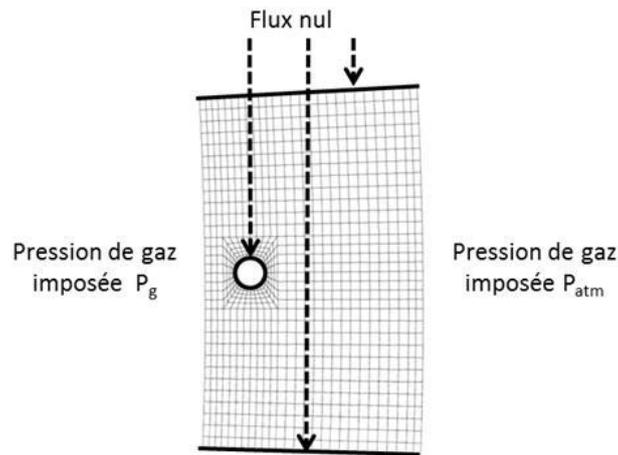


Figure 101. Conditions aux limites et chargement pour la simulation hydraulique

La situation « REF1 » correspond à un état totalement sain, la situation « REF2 » à une apparition de l'endommagement sans bande localisée traversante et la situation « REF3 » à l'apparition d'une fissure traversante. On retrouve dans les deux derniers cas l'influence du câble vertical déjà mis en évidence précédemment (représentation des hétérogénéités). Ces trois distributions correspondent aux trois situations d'endommagement pour lesquelles une simulation du comportement hydraulique sera réalisée (trois distributions de référence donc trois calculs hydrauliques indépendants pour trois valeurs de débit associées).

## 2.2 Application de l'approche diffuse

Dans ce paragraphe, on applique la méthode diffuse développée précédemment. Pour cela, le chargement et les conditions aux limites hydrauliques de la Figure 101 sont considérés. Le chargement en pression interne  $P_g$  suit la chronologie suivante : augmentation linéaire, de la pression atmosphérique à 0.53 MPa, en 24 heures, puis un maintien à 0.53 MPa pendant 24h supplémentaires (temps de simulation total égal à 48h).

La perméabilité initiale est choisie égale à  $10^{-19} \text{ m}^2$ , en tenant compte de l'effet du degré de saturation égal à 70 % sur la perméabilité relative au gaz  $k_{rg}$  (Monlouis-Bonnaire et al, 2003) ou (Jason et al, 2007). La porosité est ici fixée à 0.15.

L'un des points clés de la méthode est la détermination de la loi d'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement mécanique. Trois lois sont donc comparées :

- une loi en puissance de 10 (Jason et al, 2007) introduisant un seuil d'endommagement (cas 1) :

$$K_g = K_0 \text{ si } D < 0.035$$

$$K_g = K_0 \cdot 10^{8.67D-0.3} \text{ si } D \geq 0.035$$

- une loi exponentielle (Picandet et al, 2001) (cas 2) :

$$K_g = K_0 \exp((11.3D)^{1.64})$$

- une seconde loi en puissance de 10 (Bary, 1996) (cas 3) :

$$K_g = K_0 10^{4D}$$

La Figure 102 illustre les évolutions endommagement-perméabilité obtenues pour les trois cas. Les différences sont essentiellement observables pour les forts endommagements.

Pour chaque distribution d'endommagement de référence de la Figure 100, la Figure 103 donne les distributions de pression de gaz obtenues en fin de calcul (temps simulé de 48 h) pour la première relation endommagement-perméabilité (cas 1). Elles montrent clairement l'impact de la dégradation mécanique. Sur la structure saine, la « diffusion » de la pression est fortement limitée par la faible valeur de la conductivité hydraulique. Au contraire, avec le développement de l'endommagement, la pression à l'intérieur des bandes endommagées tend à augmenter rapidement. Dans les deux premières situations de référence, le régime permanent n'est pas atteint au bout de 48 heures alors que pour la troisième situation, une distribution plus progressive de la pression est observée, caractéristique du régime permanent avec une évolution de type parabolique (Figure 104).

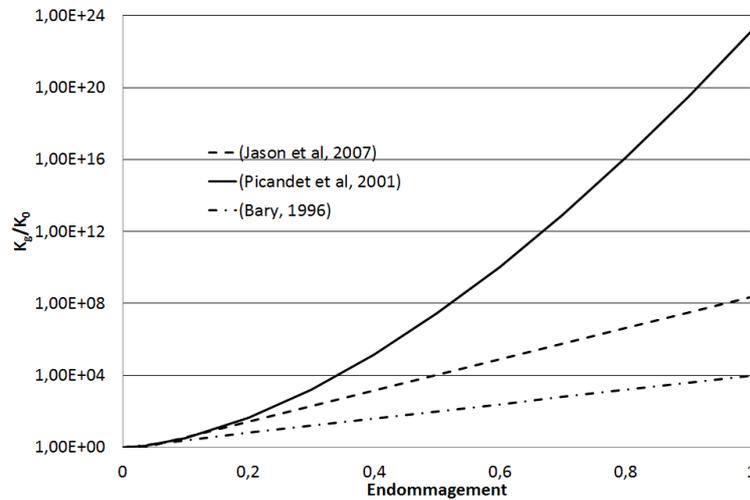


Figure 102. Lois endommagement-perméabilité retenues pour la simulation hydraulique

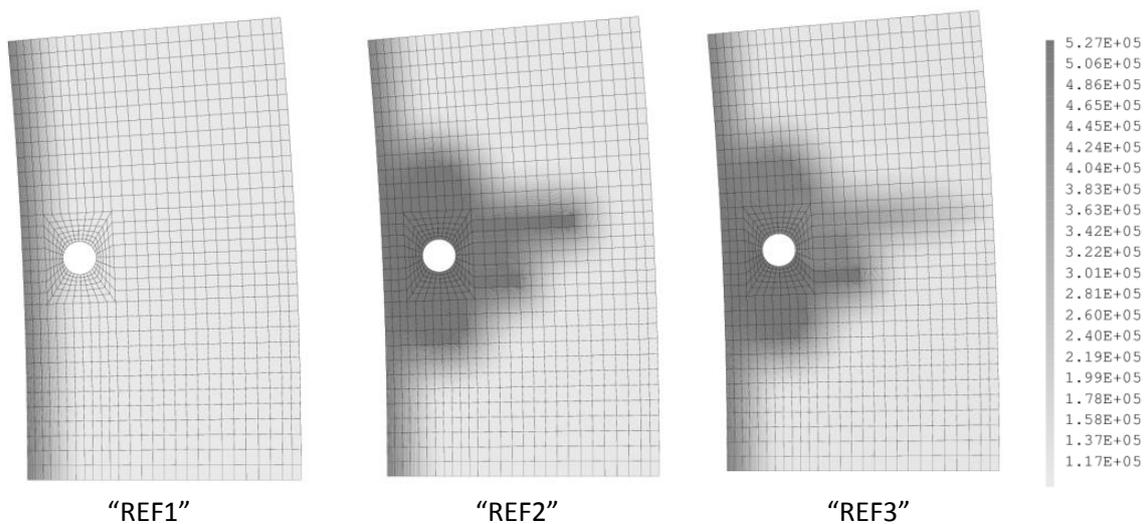


Figure 103. Distributions de pression obtenues en fin de calcul (t=48h) pour le cas 1 de la loi endommagement – perméabilité et pour les trois situations de référence de l'endommagement (« REF1 », « REF2 », « REF3 ») (Jason et Masson, 2014)

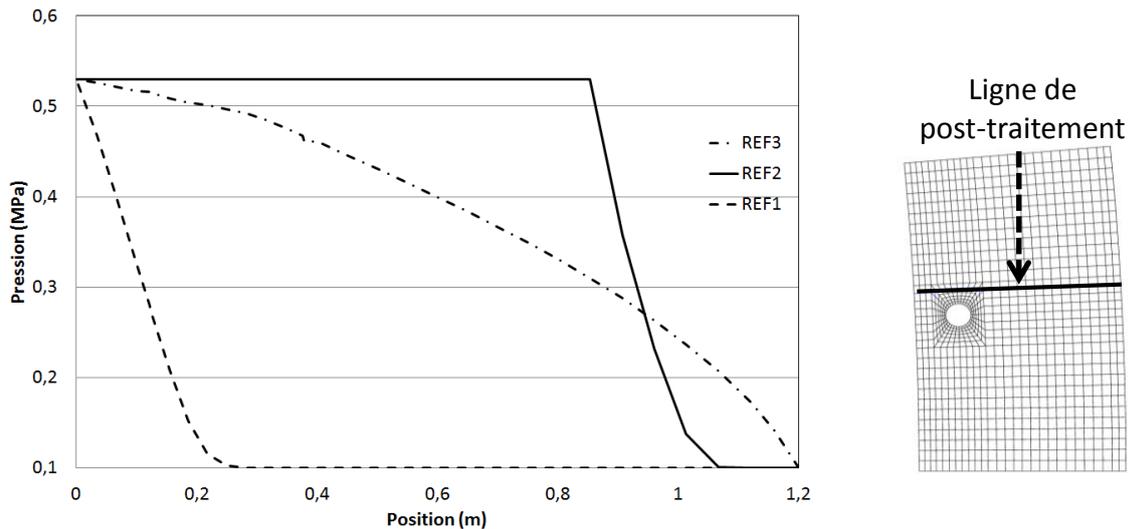


Figure 104. Evolution de la pression de gaz en fin de calcul ( $t = 48h$ ) le long d'une ligne particulière de la section pour les trois cas de références de l'endommagement (« REF1 », « REF2 », « REF3 ») et pour le cas 1 de la loi endommagement-perméabilité (Jason et Masson, 2014)

Distribution d'endommagement		« REF1 »	« REF2 »	« REF3 »
Débits sortants ( $m^3 \cdot s^{-1} \cdot ml^{-1}$ )	Cas 1	$1.47 \cdot 10^{-23}$	$1.47 \cdot 10^{-9}$	$6.55 \cdot 10^{-2}$
	Cas 2	$1.47 \cdot 10^{-23}$	$1.18 \cdot 10^{-9}$	0.167
	Cas 3	$1.47 \cdot 10^{-23}$	$2.81 \cdot 10^{-10}$	$2.64 \cdot 10^{-6}$

Tableau 10. Débits sortants à  $t = 48h$  pour les trois distributions d'endommagement de référence et les trois lois d'évolution de la perméabilité

Le débit sortant par unité de hauteur (ou d'étendue) est ensuite calculé pour les trois distributions d'endommagement et les trois lois de perméabilité (9 simulations au total) (Tableau 10). Tant que la zone endommagée n'est pas traversante, le débit sortant reste extrêmement faible. En effet, dans les cas « REF1 » et « REF2 », les zones non endommagées limitent significativement le débit. Même en interpolant la valeur obtenue au volume complet d'une enceinte (hauteur de 60 m et section angulaire égale à  $2\pi$ ), la fuite reste inférieure aux critères autorisés. Cette conclusion est liée au temps de maintien en pression (24 h) qui ne permet pas d'atteindre le régime permanent d'écoulement. A titre de confirmation, le débit attendu en régime permanent  $Q_{statio}$  est calculé dans le cas « REF1 » (Picandet et al, 2001) :

$$q_{statio} = \frac{K_g}{2\eta_g} \frac{(P_{int}^2 - P_{atm}^2)}{eP_{atm}} l$$

où  $l$  est la longueur de la ligne interne ( $0.0889 R_{int}$ ). La formule précédente donne  $q_{statio} = 1.18 \cdot 10^{-8} m^3 \cdot s^{-1} \cdot ml^{-1}$  bien supérieure au  $10^{-23} m^3 \cdot s^{-1} \cdot ml^{-1}$  simulé. Cela confirme, en complément des distributions de pression de la Figure 104, que le régime permanent n'est pas atteint dans le cas « REF1 ».

Ainsi, l'approche diffuse, dans cette situation particulière, ne donne des débits significatifs que si la fissure est traversante. Cette conclusion est vérifiée quelle que soit la loi entre l'endommagement et la perméabilité, puisque, dans tous les cas, seule la distribution d'endommagement « REF3 » conduit à des débits élevés. Les différences entre les résultats fournis par les trois lois deviennent alors prononcées.

Il est à noter que l'utilisation d'une loi ne prenant en compte que l'endommagement et la perméabilité pose une difficulté supplémentaire. En effet, l'endommagement étant borné à 1, une fois cette borne atteinte, la perméabilité n'évolue plus, même si la fissure continue de s'ouvrir. La prise en compte d'un paramètre additionnel, comme la déformation, ou l'état de chargement, pourrait alors s'avérer judicieux, même si elle complique encore un peu plus la calibration de la loi déjà difficile à obtenir, notamment pour les forts endommagements.

On retiendra donc que, dans la configuration des tests d'intégrité des enceintes de confinement, le recours à une approche diffuse ne donne des débits significatifs que lorsque l'endommagement est traversant. Dans ces conditions, l'utilisation d'une approche localisée peut paraître pertinente.

### 2.3 Approches localisées : définition d'une ouverture de référence

La méthode proposée dans le paragraphe 1.2 de cette partie est appliquée à la distribution d'endommagement « REF3 » qui est la seule à présenter une « fissure » traversante. Le premier objectif est d'obtenir l'évolution de l'ouverture de la fissure principale à l'intérieur de la section. Pour cela, et compte tenu du trajet de la fissure jusqu'au câble de précontrainte, une méthode de post-traitement du déplacement normal est utilisée (Figure 105). L'ouverture tend à augmenter au fur et à mesure qu'elle se propage vers l'extérieur de la section.

Pour la détermination du débit sortant en régime localisé, la formule simplifiée de Poiseuille sera retenue :

$$\frac{q}{B} = \frac{1}{24RT\eta_g\rho_g} \frac{(P_1^2 - P_2^2)}{L} w_r^3$$

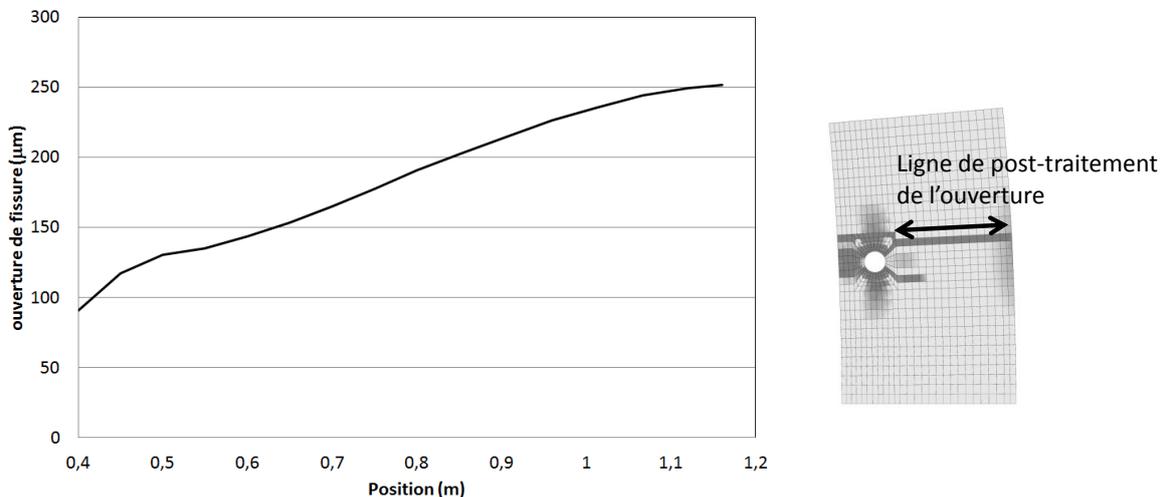


Figure 105. Evolution de l'ouverture de fissure dans le cas de la distribution d'endommagement « REF3 »

Ouverture de référence	Maxi.	Moyenne	"Effective"	Mini.
Débits sortants (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> .ml <sup>-1</sup> )	9.13 10 <sup>-2</sup>	3.54 10 <sup>-2</sup>	2.03 10 <sup>-2</sup>	4.2 10 <sup>-3</sup>

Tableau 11. Débits sortants calculés en fonction de la définition de l'ouverture de référence

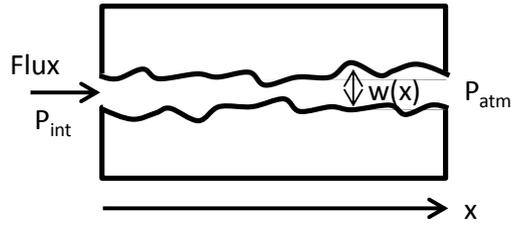


Figure 106. Configuration pour le calcul du débit utilisant l'approche plus élaborée

Pour évaluer l'influence de la définition de  $w_r$ , plusieurs solutions sont testées : les ouvertures de fissure maximale (251  $\mu\text{m}$ ), moyenne (183  $\mu\text{m}$ ), minimale (90  $\mu\text{m}$ ) ou « effective », calculée selon la

définition obtenue précédemment ( $w_r = (\frac{1}{\frac{1}{L} \int_{\text{trajet}} w(x)^3 dx})^{1/3}$ )(152  $\mu\text{m}$ ). Les débits associés sont

présentés dans le Tableau 11. Comme attendu, la définition de l'ouverture de référence a un impact direct sur les valeurs de débit.

Pour apporter un éclairage complémentaire, une comparaison avec une approche plus raffinée est proposée. Celle-ci permet de prendre explicitement en compte l'évolution de l'ouverture de fissures dans l'épaisseur de la structure ((Simon et al, 2007), (Caroli et al, 1995)). Elle est appliquée dans la configuration simplifiée où seul le transport de l'air sec est considéré, conformément aux hypothèses retenues pour le modèle diffus. Sous ces conditions, les équations constitutives sont les suivantes (équation de conservation de masse et de quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q v_g}{\partial x} = -w \frac{\partial P_g}{\partial x} - f \frac{\rho_g v_g^2}{4}$$

où  $x$  correspond à la coordonnée dans l'axe de l'écoulement (Figure 106),  $q$  le débit massique par unité de longueur,  $v_g$  la vitesse moyenne du gaz,  $f$  le coefficient de frottement et  $w$  l'ouverture de fissure.

En se plaçant dans le cadre d'un écoulement de type Poiseuille, le débit calculé est de  $2.24 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ . Celui-ci est proche de la valeur obtenue avec l'ouverture  $w_r = (\frac{1}{\frac{1}{L} \int_{\text{trajet}} w(x)^3 dx})^{1/3}$  et valide

donc par le calcul le choix de cette ouverture de référence pour caractériser de manière simple l'évolution de l'ouverture le long du trajet de fissure.

Enfin, cette approche plus raffinée permet de mettre en avant l'influence du coefficient de perte par frottement.

Une seconde simulation est réalisée, en choisissant pour le coefficient de perte par frottement l'expression suivante (conformément à (Simon et al, 2007)) :

$$f = \text{Max}(\frac{96}{\text{Re}}; f_c)$$

avec  $Re$  le nombre de Reynolds et  $f_c$  le coefficient de perte par frottement calculé par la formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{f_c}} = -2 \log\left(\frac{\lambda}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f_c}}\right)$$

où  $\lambda$  est la rugosité relative égale à :

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{2w}$$

avec  $\varepsilon$  la rugosité de la fissure.  $\varepsilon$  est ici prise égale à 100  $\mu\text{m}$  pour être du même ordre de grandeur que l'ouverture (Simon et al, 2007).

Le débit obtenu est alors de  $9.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ml}^{-1}$ . Il est significativement plus faible que celui calculé avec la loi de Poiseuille et témoigne de l'importance d'une étude plus approfondie sur le coefficient de perte par frottement. Cela fait partie des perspectives de notre travail.

### 3 Conclusions

Pour l'estimation des transferts dans une structure en béton, deux approches ont été développées et testées. L'objectif d'applicabilité à des structures a conduit à choisir des modèles, soit directement applicables (loi de Poiseuille fonction d'une ouverture de fissure de référence pour le régime localisé), soit basés sur des hypothèses simplificatrices (transfert d'air sec sans interaction avec le liquide). Ces méthodes ont été appliquées à une section de Volume Structurel Représentatif.

Pour les conditions des tests d'intégrité des enceintes de confinement, l'approche diffuse, s'appuyant sur une relation endommagement-perméabilité, n'a fourni des débits significatifs que dans le cas d'une bande d'endommagement traversante. Dans les autres situations, les zones non endommagées ont des diffusivités hydrauliques suffisamment faibles pour empêcher l'apparition du régime permanent et limitent donc très fortement le débit. Une fois la fissure localisée, l'application de la loi de Poiseuille, associée à la comparaison avec un modèle prenant en compte l'évolution de l'ouverture dans l'épaisseur, a permis de calculer des débits sortants et de proposer la définition d'une ouverture de fissure de référence.

Néanmoins, l'application de la formule de Poiseuille suppose la connaissance de l'évolution de l'ouverture de fissures le long de son trajet (calcul de l'ouverture « significative »). La seule donnée de l'ouverture de fissure en surface n'est pas suffisante et peut conduire, comme dans le cas présenté ici, à une surestimation des transferts (puisque l'ouverture en face externe est égale à l'ouverture maximale). Cela renvoie donc, soit au développement de méthodes non destructives de caractérisation de la fissuration dans l'épaisseur, soit à l'utilisation de l'approche numérique comme outil prédictif des caractéristiques de la fissuration. Mais, même dans ce cas, une confrontation à des résultats expérimentaux sera nécessaire pour valider la méthodologie employée. Cela représente une des perspectives des travaux engagés aujourd'hui.

## Partie 4. Conclusions et perspectives

Ce document a présenté une partie des travaux réalisés depuis 2004 au Commissariat à l’Energie Atomique sur la thématique des enceintes de confinement de centrales nucléaires. La première thématique concerne le comportement mécanique des structures en béton armé. La seconde partie aborde la quantification des transferts. Une attention particulière a été portée à la proposition, autant que possible, d’outils utilisables à l’échelle de la structure. En ce sens, tous les développements réalisés peuvent être rattachés à la **mécanique des structures**.

### Méthodologie

Concernant la méthodologie, les travaux se sont appuyés sur le triptyque classique « modélisation » - « calibration » - « validation ». Ils intègrent donc la mise au point de modèles construits à partir de l’observation du phénomène physique, leur calibration, c’est-à-dire la définition de leurs paramètres d’entrée à partir de mesures physiques, et leur validation, c’est-à-dire la confrontation aux résultats expérimentaux. Cette approche apparaît particulièrement sur la thématique de la liaison acier-béton, comme illustré dans la Figure 107. Le recours à des résultats expérimentaux est alors indispensable, qu’ils soient disponibles dans la littérature ou obtenus directement par des campagnes expérimentales.

Les essais de pull-out et de poutres en flexion pour la validation du modèle de liaison ont été l’occasion de réfléchir à des montages « originaux » supposant la conception (dimensionnement), la vérification (calculs préliminaires) et la réalisation (instrumentation, réalisation et exploitation de l’essai). Par exemple, un montage a été proposé, conjointement avec le LMT Cachan, pour étudier l’influence du confinement actif sur la courbe d’adhérence (Figure 108). Sa pertinence a été vérifiée à l’aide d’un calcul éléments finis préliminaire (état de contraintes conforme à l’objectif visé). Les résultats de l’essai (Figure 109), qui n’ont pas été abordés dans ce document, ont fait l’objet d’une publication ([Torre-Casanova et al, 2013](#)).

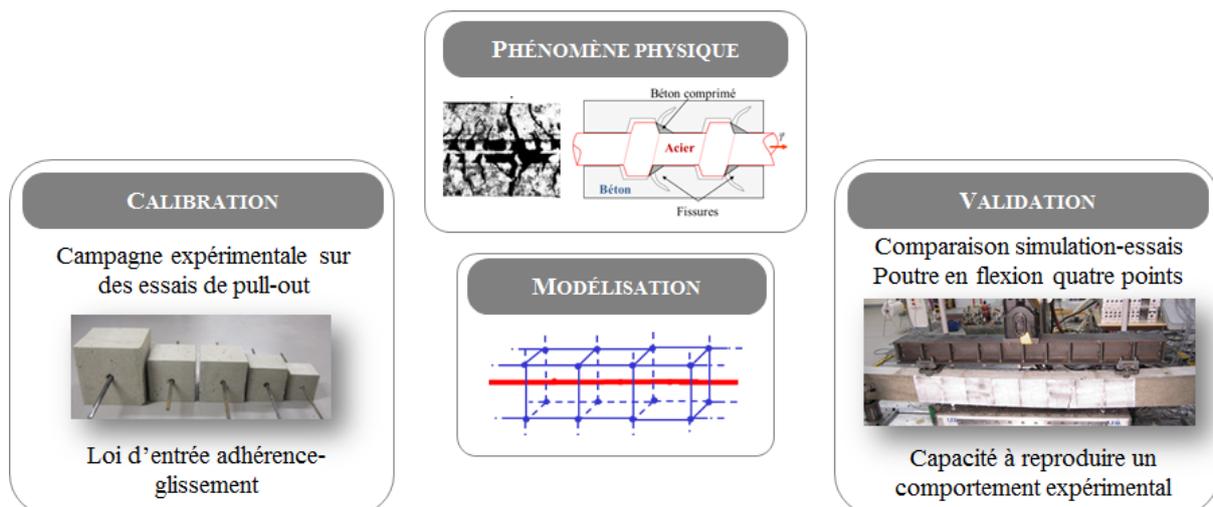


Figure 107. Triptyque “Modélisation” – “Calibration” – “Validation” mis en œuvre dans les travaux sur la liaison acier-béton (Torre-Casanova, 2012)

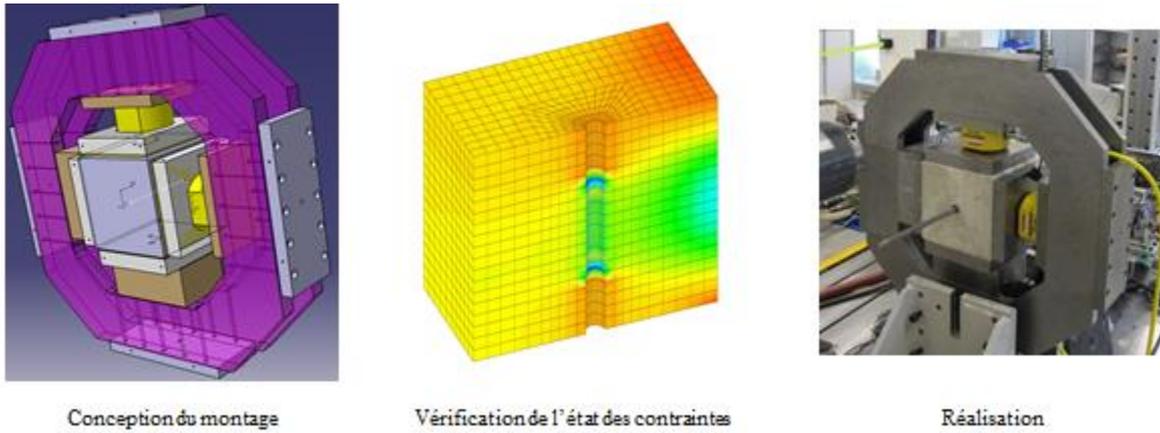


Figure 108. Etape dans la réalisation du montage de confinement pour la campagne expérimentale de pull-out (Torre-Casanova, 2012)

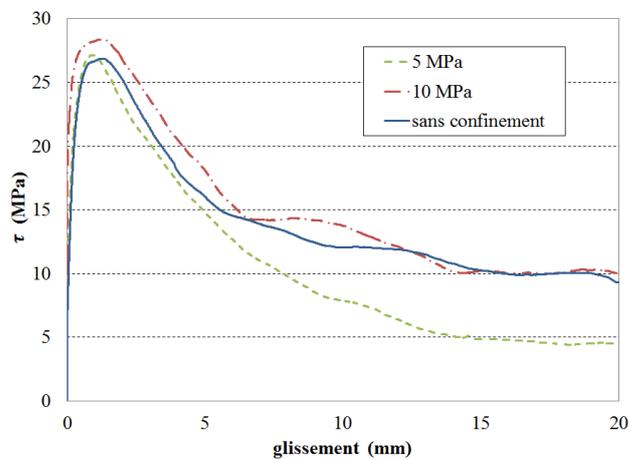


Figure 109. Exemple de résultats sur les essais de pull-out confinés (Torre-Casanova, 2012)

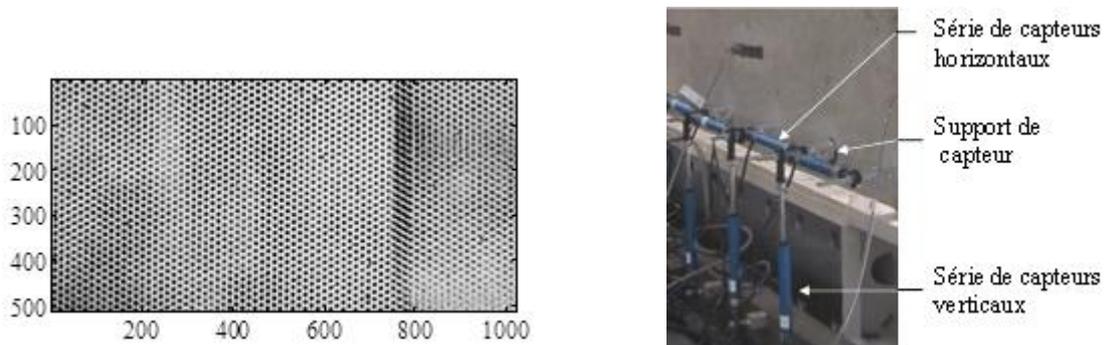


Figure 110. Poutre en flexion quatre points. Mouchetis pour la corrélation d'images (à gauche) et capteurs conventionnels (à droite) (Torre-Casanova, 2012)

Les campagnes expérimentales ont également été l'occasion de s'interroger sur l'instrumentation dont la qualité conditionne l'exploitabilité des résultats. Le choix se fait là encore en fonction des objectifs visés. Dans notre cas (poutre en flexion quatre points notamment), où la caractérisation de l'ouverture et de l'espacement des fissures était recherchée, le recours à une instrumentation fine (corrélation d'images) apparaissait pertinente. Afin de garantir la représentativité de la méthode, une analyse croisée des résultats a été entreprise en comparant les informations données par la technique de corrélation d'images à celles fournies par des capteurs de déplacement plus classiques (Figure 110 et Figure 111).

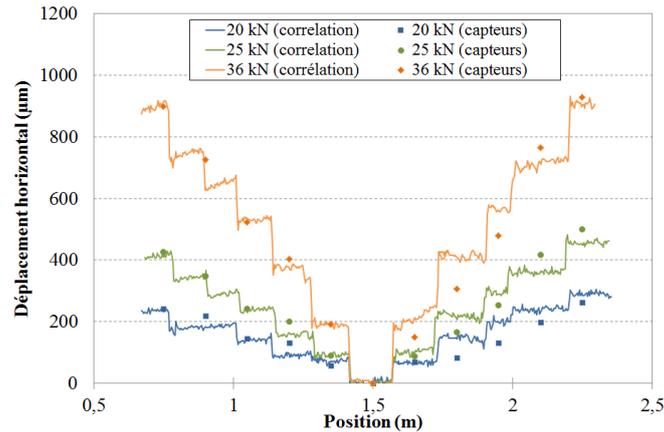


Figure 111. Comparaison des résultats fournis par les capteurs de déplacement et la corrélation d'images sur la poutre en flexion quatre points (Torre-Casanova, 2012)

Enfin, concernant la modélisation numérique, l'applicabilité aux structures en béton armé a été systématiquement recherchée. Cet objectif a conduit à certaines hypothèses (représentation par des éléments barres des aciers pour la liaison acier-béton, ...) ou simplifications (hypothèse du transfert d'air sec pour le régime diffus, ...). Ces hypothèses ont fait l'objet d'études complémentaires afin d'évaluer, au moins qualitativement, leur impact sur le comportement recherché (mise en évidence des effets des hétérogénéités géométriques liées aux aciers, définition de l'ouverture de fissure de référence dans la loi de Poiseuille, ...).

### Principaux résultats

Les travaux engagés ont permis le développement de modèles et la mise en évidence de certains phénomènes :

- **Deux lois de comportement** ont été développées et/ou implémentées dans le code de calcul Cast3M (2015). De complexité différente, tant du point de vue de leur calibration (nombre de paramètres) que de leur représentativité (modélisation de la triaxialité, du comportement dilatant, ...), elles représentent une alternative intéressante dans l'offre conséquente des modèles existants (facilité d'utilisation pour le modèle de plasticité, représentativité pour le modèle élasto-endo-plastique),
- **Un modèle de liaison acier-béton**, compatible avec les contraintes d'un calcul structurel, a été proposé. S'appuyant sur une représentation unidimensionnelle des armatures, il inclut un élément joint intégrant l'évolution de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement. En ce sens, il représente une amélioration certaine par rapport à l'hypothèse de liaison parfaite (sans glissement). Il introduit en effet la dégradation de l'adhérence. L'implémentation du modèle a été vérifiée par comparaison avec une **solution analytique** sur un tirant.
- Une méthodologie de **calibration de la loi d'adhérence** (donnée d'entrée du modèle de liaison) a été proposée. Elle repose sur l'évolution de la contrainte d'adhérence maximale en fonction des paramètres géométriques (rapport enrobage sur diamètre) et des propriétés du béton (résistance en traction et en compression). Cette loi, d'utilisation simple, a été validée à partir de résultats expérimentaux (campagne de pullout et littérature). Elle permet de différencier les deux modes de rupture classiquement retrouvés dans les essais pullout : la rupture par fendage pour les enrobages faibles et la rupture par glissement.

- **Le modèle a été validé** sur trois structures complémentaires. La première est un tirant en béton armé sur lequel l'adhérence transmet directement les sollicitations de l'acier vers le béton. La seconde est une poutre en flexion quatre points pour laquelle le chargement est appliqué au béton et induit une fissuration localisée. Enfin, le voile en cisaillement présente une fissuration distribuée. Dans chaque configuration, le modèle de liaison a été capable de reproduire à la fois les comportements global et local (espacement et ouverture fissure)
- **Une analyse critique a été engagée** pour identifier les situations dans lesquelles l'introduction du modèle de liaison apporte une plus-value significative par rapport à l'hypothèse de liaison parfaite. De manière générale, lorsque seules des informations globales sont recherchées, les deux approches donnent des résultats satisfaisants. Quand on s'intéresse à la fissuration, le modèle de liaison est indispensable :
  - dans tous les cas, pour le tirant (espacement et ouverture de fissure)
  - en phase de fissuration active pour la poutre en flexion (régime stabilisé identique) ou si le comportement au voisinage de l'acier est recherché
  - pour le voile (localisation plus représentative des zones endommagées)
- Le développement du modèle de liaison a été l'occasion de proposer une nouvelle **méthode de post-traitement de la fissuration** à partir du glissement entre les deux matériaux. Elle part du principe que la position des fissures correspond aux changements de signe du glissement. Cette technique a été associée à un post-traitement des déplacements normaux au trajet de fissure, permettant de calculer leurs ouvertures, y compris dans le cas de l'utilisation d'une méthode de régularisation des déformations. La méthodologie complète représente une alternative intéressante aux méthodes de post-traitement actuellement disponibles. Elle est en effet directe d'application et n'introduit aucun paramètre numérique supplémentaire (taille de l'élément fini par exemple). Elle devra néanmoins être automatisée pour gagner en efficacité.
- **L'influence des hétérogénéités** liées aux aciers a été mise en évidence à la fois qualitativement (Volume Structurel Représentatif) et quantitativement (câble de précontrainte). L'utilisation d'une modélisation unidimensionnelle classique conduit à une concentration des déformations au voisinage de l'acier (effet d'hétérogénéité active) et/ou à une perte de représentativité sur le mode de rupture (effet d'hétérogénéité passive). Pour y remédier, un nouveau modèle a été proposé. Il associe la reconstruction d'un volume tridimensionnel et une condensation à sa frontière. Le nouveau modèle permet de conserver la simplicité d'utilisation des éléments 1D (pas de complexification au niveau de l'utilisateur, notamment pour le maillage) tout en retrouvant la représentativité des modélisations tridimensionnelles. Il a été appliqué avec succès à deux cas représentatifs.
- **Une méthode de condensation statique adaptative a été développée** qui consiste à remplacer les zones élastiques par leurs effets en termes de rigidités et de chargement aux bornes des zones à comportement non linéaire. Cette méthode, qui a conduit à améliorer les techniques de condensation statique classiques, diminue la charge de calcul et permet de suivre l'évolution du système mécanique non linéaire. Elle représente également une solution pertinente pour déterminer, à partir d'une structure de grandes dimensions, les conditions aux limites représentatives d'extractions de plus petites dimensions. En ce sens, elle constitue la passerelle manquante entre l'enceinte de confinement et ses Volumes Structurels Représentatifs.
- Concernant les transferts, pour le cas particulier des tests d'intégrité des enceintes de confinement de centrales nucléaires, l'application de **l'approche diffuse** (loi endommagement-perméabilité) à une section du Volume Structurel Représentatif tend à montrer que les débits

sortant calculés ne sont significatifs que lorsque la bande d'endommagement devient traversante. Le choix de la relation endommagement-perméabilité a alors une influence cruciale dans la valeur du débit obtenu.

➤ Pour les **régimes localisés**, la loi de Poiseuille, en cube de l'ouverture de fissures, a été appliquée et comparée à une approche plus raffinée prenant en considération l'évolution de l'ouverture de fissures dans l'épaisseur de la structure. La comparaison a permis de définir une ouverture de référence, prenant notamment en compte l'effet des petites ouvertures dans le calcul du débit. Là encore, l'applicabilité directe de la loi proposée en fait un outil intéressant pour le calcul des débits des structures de grandes dimensions.

### Perspectives

Les travaux engagés ont également mis en évidence des limites et des besoins qui correspondent à autant de perspectives pour nos travaux.

➤ Concernant les **lois de comportement** pour le béton, l'inventaire commencé ces dernières années témoigne d'une offre conséquente de modèles, directement utilisables (c'est-à-dire déjà implémentés dans des codes accessibles) ou non (modèles de la littérature). Une réflexion est certainement à poursuivre pour définir le meilleur candidat en fonction des besoins identifiés (domaines de validité, représentativité, coût, ...). Ce travail devra s'appuyer sur l'utilisation d'une base de résultats expérimentaux communs de manière à pouvoir procéder à une comparaison pertinente des résultats.

➤ Le **modèle de liaison acier-béton** a permis d'évaluer l'influence du phénomène dans le cas de trois structures représentatives. Même si les résultats sont satisfaisants, des améliorations sont encore à envisager. Elles concernent notamment le comportement normal de l'élément joint (considéré « parfait ») et la confirmation de la capacité du modèle à dissiper de l'énergie en cas de sollicitations cycliques. Enfin, même s'il est moins coûteux que des éléments d'interface tridimensionnels classiques, il nécessite encore un niveau de raffinement assez élevé. Il pourra donc être envisagé le développement d'éléments structurels de type coque équivalente par exemple. Ces travaux seront complémentaires de ceux de David et al (2012) et poursuivront l'analyse comparative engagée dans (Jason, 2012) (Figure 112).

➤ Le développement de la méthodologie de **représentation des hétérogénéités** a donné des résultats très prometteurs. Pour les confirmer, une application est envisagée à court-terme afin d'étudier l'influence des cadres dans l'apparition de la fissuration, notamment pour des poutres en flexion. Il s'agira, en paramétrant certaines données géométriques (espacement, enrobage, ...) d'apporter des éléments de compréhension sur la corrélation entre la distance entre renforts transversaux et la position des fissures. L'une des conséquences directes serait d'intégrer ce paramètre dans les formules d'ingénierie servant à déterminer les caractéristiques des fissures.

➤ Concernant les **transferts dans les bétons**, les conclusions sur la représentativité des approches diffuses concernent uniquement les tests d'intégrité pour lesquels la pression d'air est maintenue pendant 24 heures. En situation d'accident grave sont ajoutés une température de 140 °C et un maintien en pression sur plusieurs jours. Les conclusions seront donc certainement différentes (effet de la température, du fluage et de la durée de sollicitation permettant, dans certaines configurations, l'établissement du régime permanent). La prédiction des conséquences d'un accident fait l'objet du projet Investissement d'Avenir MACENA, dont le CEA est partie prenante.

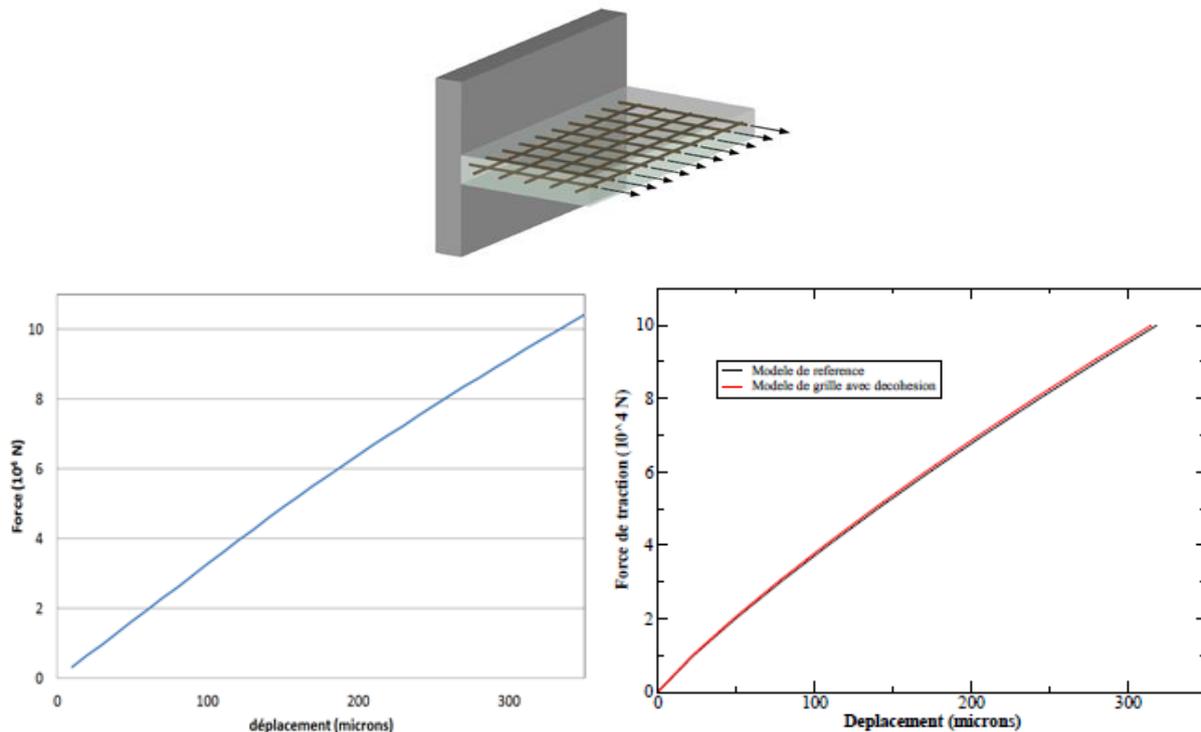


Figure 112. Comparaison des modèles de liaison acier-béton (Torre-Casanova, 2012) et (David, 2012). En haut, présentation du cas test, en bas à gauche réponse par le modèle issu de (Torre-Casanova, 2012), à droite réponse des modèles issus de (David, 2012). D'après (Jason, 2012).

Il inclut notamment le développement de modèles en température et l'étude des transferts dans le béton (approches couplées ou simplifiées). Pour les régimes localisés, une réflexion sur la définition du coefficient de perte par frottement est également à engager, en associant différentes échelles. Une comparaison avec une approche raffinée, de type éléments joints THM, pourrait être la première étape.

➤ Mais la principale perspective des travaux présentés ici est la réalisation d'un **démonstrateur** incluant tous les ingrédients développés dans ce document. En ce sens, la maquette VERCORS (2015) représente une réelle opportunité d'évaluer la capacité des méthodes développées à être appliquées à un cas représentatif. Ce travail mettra vraisemblablement à jour certaines limites de notre travail qui nécessiteront des développements complémentaires. Parallèlement, de nouvelles thématiques devront être étudiées, pour rendre plus représentatif le calcul non linéaire. On pourra citer le comportement différé du béton, le couplage avec la fissuration ou la prise en compte du jeune âge pour la détermination de l'état initial de la structure. Ces phénomènes pourront être modélisés, soit par l'utilisation directe de méthodes disponibles, soit par le développement de méthodes et d'outils dédiés. C'est le cas du comportement au jeune âge pour lequel de premiers développements ont déjà été réalisés.

En conclusion, l'objectif affiché pour les prochaines années reste d'aller vers la structure cible que représente la maquette d'enceintes de confinement, soit en utilisant les ingrédients développés dans ce document associés à la méthode de condensation statique, soit en développant des outils propres à cette échelle (éléments coques équivalents incluant la liaison acier-béton).

## Références

- L. Adelaide, B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, Thermodynamic admissibility of a set of constitutive equations coupling elasticity, isotropic damage and internal sliding, *Comptes Rendus de Mécanique*, 338, 1, 158-163, 2010
- A.H. Barbat, M. Cervera, A. Hanganu, C. Ciriaqui, E. Onate, Failure pressure evaluation of the containment building of a large dry nuclear power plant, *Nuclear Engineering and Design*, 180, 251–270, 1998
- BARC. Containment Model Round Robin Analysis, Model Documents, Mumbai India, 2007
- G.I. Barenblatt, The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture, *Advanced Applied Mechanics*, 7, 55–129, 1962
- B. Bary, Etude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé, Thèse de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1996
- B. Bary, G. Ranc, S. Durand, O. Carpentier, A coupled thermo-hydro-mechanical-damage model for concrete subjected to moderate temperatures, *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 51, 2847-2862, 2008
- Z.P. Bazant, Instability, ductility and size effect in strain softening concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 102, 331-344, 1976
- J. Bear, Mathematical modelling of transport in porous media, Modeling and applications of transport in porous media, J. Bear and J-M. Buchlin, eds., Kluwer Academic, Boston, USA, 1991.
- G. Besnard, F. Hild, S. Roux, Finite element displacement field analysis from digital images: application to Portevin-Le Chatelier bands, *Experimental Mechanics*, 46, 789-803, 2006
- L. Bouzaoui, A. Li, Analysis of steel-concrete interfacial shear stress by means of pull out tests, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 28, 101-108, 2008
- A. Boulkertous, Interaction feu/ouvrage en béton armé dans le cas d'un incendie confiné: prédiction de la fissuration. Application de la problématique des installations nucléaires, Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, 2009
- H.D. Bui, Mécanique de la rupture fragile, Masson, Paris, 1978
- A.P. Caldentey, H.C. Peiretti, J.P. Iribarren, A.G. Soto, Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/\rho_{s,ef}$  and stirrup spacing – an experimental and theoretical study, *Structural Concrete*, 14, 1, 69-78, 2013
- C. Caroli, N. Coulon, D.A.V. Morton, M.M.R. Williams, Theoretical and experimental investigations on the leakage of steam, gas and aerosols through narrow cracks and capillaries, FISA 95-EU research on severe accidents, 1995

A. Casanova, L. Jason, L. Davenne, Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures, *Engineering Structures*, 39, 66-78, 2012

Cast3M, <http://www-cast3m.cea.fr/>, 2015

A. Castel, T. Vidal, K. Viriyametanon, R. François, Effect of reinforced bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete, *ACI Structural Journal*, 103, 4, 559-567, 2006

S. Cattaneo, G. Rosati, Bond between steel and self-consolidating concrete: experiments and modeling, *ACI Structural Journal*, 106, 540-550, 2009

CEOS.FR, Comportement et Evaluation des Ouvrages Spéciaux. Fissuration et Retrait, [www.ceosfr.org](http://www.ceosfr.org), 2015

CHEOPS, <http://cheops.necs.fr/>, 2013

J.L. Clément, Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé. Caractérisation-Modélisation, Thèse de doctorat de l'Université de Paris 6, 1987

C. Comi, S. Mariani, U. Perego, An extended FE strategy for transition from continuum damage to mode I cohesive crack propagation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31, 2, 213-238, 2007

C. Costa, P. Pegon, A. Arede, J. Castro, Implementation of the damage model in tension and compression with plasticity in cast3M, Rapport JRC, 2004

J.L. Costaz, Confinement. Enceintes. Dossier Techniques de l'Ingénieur, 1997

A. Daoud, M. Lorrain, M. Elgonnoui, Résistance à l'arrachement d'armatures ancrées dans le béton autoplaçant, *Materials and Structures*, 35, 395-401, 2002

M. David, Approche multi-échelle du comportement mécanique des structures en béton armé - Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires, Thèse de l'École Polytechnique, 2012

M. David, J.J. Marigo, C. Pideri, Homogenized interface model describing inhomogeneities located on a surface, *Journal of Elasticity*, 109, 2, 153-187, 2012

C.T. Davie, C.J. Pearce, N. Bicanic, Aspects of permeability in modeling of concrete exposed to high temperatures, *Transport in Porous Medium*, 95, 627-646, 2012

B. De Mersseman, A. Millard, Modèle Ottosen de comportement du béton en fissuration, Rapport interne CEA, DMT / 94-697, 1994

R. Desmorat, F. Gatuingt, F. Ragueneau, Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspect for quasi-brittle materials, *Engineering Fracture Mechanics*, 74, 10, 1539-1560, 2007

N. Dominguez, Etude de la liaison acier-béton: de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "béton armé", Thèse de doctorat de l'ENS de Cachan, 2005

F. Dufour, G. Pijaudier-Cabot, M. Choinska, A. Huerta, Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models, *Computers and Concrete*, 5, 4, 375-388, 2008

F. Dufour, G. Legrain, G. Pijaudier-Cabot, A. Huerta, Estimation of crack opening from a two-dimensional continuum-based finite element computation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36, 16, 1913-1830, 2012

M.R. Esfahani, B.V. Rangan, Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high strength concrete (HSC), *ACI Structural Journal*, 95, 96-106, 1998

Eurocode 2, Calcul des structures en béton, NF-EN-1992, 2007

R. Faria, J. Oliver, M. Cervera, A strain based plastic viscous-damage model for massive concrete structures, *International Journal of Solids and Structures*, 35, 1533-1558, 1998

B. Farra, Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1995

P.H. Feenstra, R. de Borst, A composite plasticity model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 33, 5, 397-424, 1996

F. Feyel, J.-L. Chaboche, FE2 multiscale approach for modelling the elastoviscoplastic behaviour of long fibre SiC/Ti composite materials, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 183, 309–330, 2000

S. Fichant, C. La Borderie, G. Pijaudier-Cabot, Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 4, 339-359, 1999

D. Gawin, F. Pesavento, B.A. Schrefler, Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192, 1731–1771, 2003

T. Gelain, An original method to assess leakage through cracked reinforced concrete walls, *Engineering Structures*, 38, 11-20, 2012

T. Gelain, J. Vendel, Research works on contamination transfers through cracked concrete walls, *Nuclear Engineering and Design*, 238, 1159-1165, 2008

S. Ghavamian, A. Delaplace, Modèles de fissuration de béton, projet MECA, *Revue Française de Génie Civil*, 7, 2003

C. Giry, F. Dufour, J. Mazars, Stress-based nonlocal damage model, *International Journal of Solids and Structures*, 48, 3431-3443, 2011

V.S. Gopalaratnam, S.P. Shah, Softening response of plain concrete in direct tension, *ACI Journal*, 310-323, 1985

S. Granet, Modélisations THHM. Généralités et algorithmes, Manuel de référence du Code\_Aster, 2009

L. Granger, Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation, Thèse de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 1995

- P. Grassl, K. Lundgren, K. Gylltoft, Concrete in compression: a plasticity theory with a novel hardening law, *International Journal of Solids and Structures*, 39, 5205-5223, 2002
- U. Greiner, W. Ramm, Air leakage characteristics in cracked concrete, *Nuclear Engineering and Design*, 156, 167-172, 1995
- R.J. Guyan, Reduction of stiffness and mass matrices, *AIAA Journal*, 3, 380, 1965
- M.H. Harajli, Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber-reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, 91, 5, 511-520, 1994
- J.-M. Henault, M. Quiertant, S. Delepine-Lesoille, J. Salin, G. Moreau, F. Taillade, K. Benzarti, Quantitative strain measurement and crack detection in RC structures using a truly distributed fiber optic sensing system, *Construction and Building Materials*, 37, 916-923, 2012
- N. Herrmann, L. Gerlach, H.S. Müller, Y. Le Pape, C. Bento, C. Niklasch, D. Kiefer, PACE-1450 - Experimental investigation of the crack behaviour of prestressed concrete containment walls considering the prestressing loss due to aging, 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20), Espoo, Finland, 2009
- A. Hillerborg, M. Modeer, P.E. Peterson, Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, 6, 773-782, 1976
- H.T. Hu, Y.H. Lin, Ultimate analysis of PWR prestressed concrete containment subjected to internal pressure, *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 83, 161-167, 2006
- L. Jason, Relation endommagement – perméabilité pour les bétons. Application aux calculs de structures. Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Nantes et de l'Université de Nantes, 2004
- L. Jason, Comparaison des lois de comportement pour le béton dans Cast3M. Benchmarks élémentaire et structurel, Rapport interne CEA, SEMT/LM2S/RT/06-020/A, 2006
- L. Jason, A. Huerta, G. Pijaudier-Cabot, S. Ghavamian, An elastic plastic damage formulation for concrete. Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model, *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, 52, 7077-7092, 2006
- L. Jason, G. Pijaudier-Cabot, S. Ghavamian, A. Huerta, Hydraulic behaviour of a Representative Structural Volume for containment buildings, *Nuclear Engineering and Design*, 237, 1259-1274, 2007
- L. Jason, S. Durand, A two-surface plastic model for concrete behaviour, *Revue Européenne de Génie Civil*, 11, 5, 579-602, 2007
- L. Jason, S. Ghavamian, A. Courtois, Truss vs solid modelling of tendons in concrete structures : Consequences on mechanical capacity of a Representative Structural Volume, *Engineering Structures*, 32, 1779-1790, 2010
- L. Jason, S. Ghavamian, Simulation of BARCOM 1:4 scale Indian concrete containment building, SMiRT 21, Delhi, Proceedings CD-ROM, 8 pages, 2011

- L. Jason, Liaison acier-béton. Etude de cas structurels. Rapport interne CEA, DEN/DANS/DM2S/SEMT/LM2S/RT/12-016/A, 2012
- L. Jason, A. Llau, A. Millard, Projet MACENA : bilan des activités 2014, Rapport interne CEA, DEN/DANS/DM2S/SEMT/LM2S/NT/14-023/A, 2014
- L. Jason, B. Masson, Comparison between continuous and localized methods to evaluate the flow rate through containment concrete structures, Nuclear Engineering and Design, 277, 146-153, 2014
- L. Jason, A. Torre-Casanova, L. Davenne, X. Pinelli, Cracking behavior of reinforced concrete beams. Experiment and simulations on the numerical influence of the steel-concrete bond, International Journal of Fracture, 180, 2, 243-260, 2013
- A. Krayani, Contributions à la modélisation non linéaire du comportement mécanique du béton et des ouvrages en béton armé et précontraint, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'Université de Nantes, 2007
- C. La Borderie, Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable, Thèse de doctorat de l'université de Paris VI, 1991
- C. Le Bellego, JF Dubé, G. Pijaudier-Cabot, B. Gérard, Calibration of non local damage model from size effect tests, European Journal of Mechanics A/Solids, 22, 33-46, 2003
- H.P. Lee, Shell finite element of reinforced concrete for internal pressure analysis of nuclear containment building, Nuclear Engineering and Design, 241, 515–525, 2011
- A. Llau, L. Jason, J. Baroth, F. Dufour, Adaptive zooming method for the analysis of large structures with localized nonlinearities, Finite Elements in Analysis and Design, 106, 73-84, 2015
- A. Llau, Modélisation des aciers et incertitudes dans le calcul de grandes structures: Rapport de deuxième année de thèse, Rapport interne CEA, DEN/DANS/DM2S/SEMT/LM2S/NT/15-035/A, 2015
- A. Llau, L. Jason, F. Dufour, J. Baroth, Finite Element modelling of 1D inclusions in 3D domains: Application to steel components in concrete structures, Engineering Structures, soumis
- A. Llau, J. Baroth, L. Jason, F. Dufour, A condensed SFEM for nonlinear mechanical problems, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, soumis
- S. Lu, Caractérisation numérique de la liaison acier-béton pour le calcul de structures en béton armé, Rapport de stage ingénieur de l'Ecole Centrale de Nantes, 2013
- L.A. Lutz, P. Gergely, Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete, ACI Journal, 64, 711-721, 1967
- S.Y.A. Ma, I.M. May, The Newton-Raphson method used in the non-linear analysis of concrete structures, Computers and Structures, 24, 2, 177-185, 1986
- H.M. Makhlof, F.A. Malhas, The effect of thick concrete cover on the maximum flexural crack width under service load, ACI Structural Journal, 93, 3, 257-265, 1996

- J. Mandel, Balancing domain decomposition, *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 9, 233–241, 1993
- C. Mang, Liaison acier-béton pour le calcul de structures, Thèse de l'Université de Paris Ouest Nanterre La Défense, 2015
- C. Mang, L. Jason, L. Davenne, A new bond slip model for reinforced concrete structures: Validation by modelling a reinforced concrete tie, *Engineering Computations*, 32, 7, 1934-1958, 2015
- C. Mang, L. Jason, L. Davenne, Crack opening estimate in reinforced concrete walls using a steel-concrete bond model, *Archives of civil and mechanical engineering*, in press, 2016
- M. Matallah, C. La Borderie, O. Maurel, A practical method to estimate crack opening in concrete structures, *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 34, 1615-1633, 2009
- J. Mazars, Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure, Thèse d'Etat, Université Pierre et Marie Curie, 1984
- J. Mazars, G. Pijaudier-Cabot, From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach, *International Journal of Solids and Structures*, 33, 3327-3342, 1996
- J.P. Monlouis-Bonnaire, J. Verdier, B. Perrin, Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials, *Cement and Concrete Research*, 23, 33, 1-8, 2003
- J. Oliver, A.E. Huespe, M.D.G Pulido, E. Chaves, From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach, *Engineering Fracture Mechanics*, 69, pp. 113-136, 2002
- J. Ozbolt, G. Balabanic, G. Periškić, M. Kušter, Modelling the effect of damage on transport processes in concrete, *Construction and Building Materials*, 24, 1638–1648, 2010
- R.H.J. Peerlings, R. de Borst, W.A.M. Brekelmans, J.H.P. de Vree, I. Spee, Some observations on localization in non-local and gradient damage models, *European Journal of Mechanics A/Solids*, 15, 937-953, 1996
- A. Perez-Foguet, A. Rodriguez-Ferran, A. Huerta, Numerical differentiation for non-trivial consistent tangent matrices: an application to the MRS – Lade model, *International Journal for numerical methods in engineering*, 48, 159-184, 2000
- V. Picandet, A. Khelidj, G. Bastian, Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high performance concrete, *Cement Concrete Research*, 31, 1525–1532, 2001
- G. Pijaudier-Cabot, Z.P. Bazant, Nonlocal damage theory, *Journal of Engineering Mechanics*, 113, 1512-1533, 1987
- G. Pijaudier-Cabot, K. Haidar, JF. Dubé, Non local damage model with evolving internal length, *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 28, 633 – 652, 2004

- G. Pijaudier-Cabot, F. Dufour, M. Choinska, Permeability due to the increase of damage in concrete: From diffuse to localized damage distributions, *Journal of Engineering Mechanics*, 135, 1022-1028, 2009
- M. Raous, M.A. Karray, Model coupling friction and adhesion for steel-concrete interfaces, *International Journal of Computer Applications in Technology*, 34, 1, 41-50, 2009
- B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, L. Adélaïde, J.L. Tailhan, A three-dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects, *Engineering Fracture Mechanics*, 77, 6, 951-973, 2010
- Rilem, Essai portant sur l'adhérence des armatures de béton – Essai par traction, *Matériaux et Constructions*, 3, 15, 175-178, 1970 a
- Rilem, Essais portant sur l'adhérence des armatures de béton – Essai par flexion, *Matériaux et Constructions*, 3, 15, 169-174, 1970 b
- S. Rizkalla, B. Lau, S. Simmonds, Air Leakage Characteristics in Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 110, 1149–1162, 1984
- G. Ruocci, D. Chebl, S. Erlicher, P. Bisch, Experimental Investigation and engineering interpretation on shear cracking in RC walls due to cyclic loading, *Proceedings de la conférence SMIRT*, 2013
- D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, G. Etse, Study of the behavior of concrete under triaxial compression, *Journal of Engineering Mechanics*, 128, 2, 156-163, 2002
- H. Simon, G. Nahas, N. Coulon, Air–steam leakage through cracks in concrete walls, *Nuclear Engineering and Design*, 237, 1786–1794, 2007
- A. Simone, G. N. Wells, L. J. Sluys, From continuous to discontinuous failure in a gradient – enhanced continuum damage model, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192, 4581-4607, 2003
- B.P. Sinha, K.H. Gerstle, L.G. Tulin, Stress strain relations for concrete under cyclic loading, *ACI Journal*, 195-211, 1964
- T. Suzuki, K. Takiguchi, H. Hotta, Leakage of gas through concrete cracks, *Nuclear Engineering and Design*, 133, 121-130, 1992
- R. Tepfers, Cracking of concrete along anchored deformed reinforcing bars, *Magazine of Concrete Research*, 31, 106, 3-12, 1979
- A. Torre-Casanova, Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles, Thèse de doctorat de l'École Normale Supérieure de Cachan, 2012
- A. Torre-Casanova, L. Jason, L. Davenne, X. Pinelli, Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure, *Engineering Fracture Mechanics*, 97, 92-104, 2013
- B.H. Tran, Y. Berthaud, F. Ragueneau, Essai PIAF: Pour Identifier l'Adhérence et le Frottement, *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, 2009

M. Valcuende, C. Parra, Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes, *Constructions and Building Materials*, 23, 162-170, 2009

Vercors, <https://fr.amiando.com/EDF-vercors-project.html>, 2015

T. Wang, T.C. Hutchinson, Gas leakage rate through reinforced concrete shearwall: numerical study, *Nuclear Engineering and Design*, 235, pp. 2246-2260, 2005

# Annexe 1. Activités d'enseignement, d'encadrement et d'intérêt collectif

## Activités d'enseignement (48 h depuis 2010)

- Cours « Pathologie des ouvrages » à l'Ecole des Mines d'Alès (6 h), option nucléaire (niveau M2) (depuis 2010)
- Cours « Pathologie des ouvrages » (2h) et T.P « Introduction à l'utilisation de Cast3M (4h) à l'Ecole Centrale de Nantes, option Génie Civil (niveau M2) (en 2013)

## Activités d'encadrement

### Doctorants (2 thèses soutenues et 2 en cours depuis 2009)

- 2015 – prev. 2018 : **C. Turgut**. Prise en compte de la liaison acier béton dans le comportement d'éléments de structures en béton armé (directeur de thèse L. Davenne – Université Paris – Ouest)
- 2013 – prev. 2016 : **A. Llau**. Méthodes de calcul de structures en béton armé de grandes dimensions. Régularisation et zoom structural. Thèse de l'Université de Grenoble (directeur de thèse F. Dufour – INP Grenoble)
- 2012 - 2015 : **C. Mang**. Liaison acier-béton pour le calcul de structures. Thèse de l'Université de Paris Ouest Nanterre La Défense, soutenue le 20 Novembre 2015 (directeur de thèse L. Davenne – Université Paris Ouest)
- 2009 – 2012 : **A. Torre-Casanova**. Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles, Thèse de l'ENS Cachan soutenue le 02 Octobre 2012 (directeur de thèse L. Davenne). Doctorante lauréate du Prix Jeune Chercheur de l'Association Universitaire de Génie Civil (2012)

### Stagiaires (12 stagiaires encadrés depuis 2005)

- 2016 : **L. Tourigny** (M2 – ESILV – 6 mois) Simulation du comportement mécanique d'une maquette d'enceinte de confinement de centrale nucléaire
- 2015 : **H. Moustacas** (M2 – UPMC – 6 mois) Modélisation et simulation du comportement du béton au jeune âge avec application à une maquette d'enceinte de confinement
- 2014 : **A. Dalle** (M1 – ECN – 4 mois) Simulation du comportement mécanique d'une maquette d'enceinte de confinement de centrale nucléaire
- 2013 : **S. Lu** (M1 - ECN – 4 mois) Caractérisation numérique de la liaison acier-béton pour le calcul de structures en béton armé
  - A. Llau** Comparaison de méthodes numériques pour la simulation du comportement de structures en béton armé
- 2011 : **A. Gauthier** (M2 – ENSMA – 4 mois) Etude numérique de la liaison acier-béton
  - M. Guyonnet** (M1 – ENS – 4 mois) Modélisation expérimentale de la liaison acier-béton

- 2009 : **Z. Benmouloud** (M1 – ENSMA – 4 mois) Comportement mécanique d’une enceinte de confinement de centrale nucléaire
  - 2007 : **A. Chaussard** (M2 – ENSMA – 5 mois) Implémentation d’une loi de comportement dans Cast3M
  - 2006 : **A. Merdzanovski** (M1 – ENSMA – 3 mois) Etude numérique d’un volume structurel représentatif d’une enceinte de confinement de centrale nucléaire
  - 2005 : **F. Devillers** (M1 – ENSMA – 4 mois) Etude d’un volume structurel représentatif d’une enceinte de confinement de centrale nucléaire
- B. Donette** (M1 – ENSMA – 4 mois) Etudes et simulations sur une enceinte de confinement de centrale nucléaire

### **Activités d’intérêt collectif**

#### Reviewing

- Reviewer pour des revues à comité de lecture (16 articles depuis 2009)
  - Engineering Computations: 1 article (2013)
  - Engineering Fracture Mechanics : 2 articles (2015)
  - Engineering Structures : 2 articles (2012, 2015)
  - European Journal of Environmental and Civil Engineering: 3 articles (1 en 2009 et 2 en 2011)
  - Indian Journal of Engineering & Materials Sciences : 1 article (2014)
  - Journal of Engineering Mechanics : 1 article (2015)
  - Nuclear Engineering and Design : 2 articles (2012 et 2015)
  - Mechanics of Time-Dependent Materials : 3 articles (2012, 2013, 2015)
  - Journal of Reinforced Plastics and Composites : 1 article (2015)
- Reviewer pour l’ANR pour la campagne d’appel à projets 2015 (1 proposition évaluée) et 2016 (15 pré-propositions évaluées)
- Membre du jury du prix de thèse CSMA (2016)

#### Expertises

- Expert niveau 2 du CEA : réalisation d’expertises ponctuelles en soutien aux installations du site du CEA Saclay (vérification de dimensionnement, avis d’expert sur résultats)
- Participation au groupe d’experts « Vieillissement des enceintes » pour EDF (2010-2011)

#### Projets externes : Participation et pilotage

- 2008 – 2014 : projet national CEOS.FR (Comportement et Evaluation des ouvrages Spéciaux. Fissuration et Retrait)
  - Membre du comité de pilotage du projet, Axe « modélisation statique monotone »
  - Participation au benchmark CEOS.FR « fissuration sous chargement statique monotone »
  - Participation à la réalisation de la synthèse du benchmark international « Concrack »

- Participation à l'expérimentation numérique sur la fissuration sous chargement monotone
- 2013 – 2017 : projet FIA MACENA (Maîtrise du Confinement d'une Enceinte en Accident).
  - Membre du comité de pilotage, Axe « Analyse structurale en accident ». Responsable du suivi des livrables et interaction avec comité de pilotage.
  - Participation au Work Package 2 (développement du modèle de représentation des hétérogénéités), 3 (expertise sur les formules de débit simplifiées) et 4 (méthode de condensation statique adaptative)

#### Vie du laboratoire et du service

- 2005 – aujourd'hui : Correspondant formation du service (gestion du budget formation pour 100 personnes, prévision du plan de formation, inscription des salariés,...)
- 2012 – aujourd'hui : Directeur adjoint de l'IMSIA (Institut des Sciences de la Mécanique et Applications Industrielles) UMR CNRS-EDF-CEA-ENSTA : animation scientifique, définition et proposition des programmes de recherche en accord avec les tutelles, gestion des collaborations entre les deux organismes impliqués (CEA et EDF)
- 2014 – aujourd'hui : Assistant scientifique du Service d'Etudes Mécaniques et Thermiques (SEMT) du CEA Saclay : coordination et réalisation de documents scientifiques (plaquette, ...), animation de séminaires, ...

## Annexe 2. Publications, communications, rapports techniques

### Revue avec comité de lecture

- **Llau A., Jason L., F. Dufour, J. Baroth,** *1D-3D FE model for steel components in concrete*, Engineering Structures, soumis
- **Llau A., Baroth J., Jason L., Dufour F.,** *A condensed SFEM for nonlinear mechanical problems*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, soumis
- **Mang C., Jason L., Davenne L.,** *Crack opening estimate in reinforced concrete walls using a steel-concrete bond model*, Archives of civil and mechanical engineering, in press, 2016
- **Llau A., Jason L., Baroth J., Dufour F.,** *Adaptive zooming method for the analysis of large structures with localized nonlinearities*, Finite Elements in Analysis and Design, 106, pp. 73-84, 2015
- **Mang C., Jason L., Davenne L.,** *A new bond slip model for reinforced concrete structures: Validation by modelling a reinforced concrete tie*, Engineering Computations, 32, 7, pp. 1934-1958, 2015
- **Jason L., Masson B.,** *Comparison between continuous and localized methods to evaluate the flow rate through containment concrete structures*, Nuclear Engineering and Design, 277, pp. 146-153, 2014
- **Jason L., Torre-Casanova A., Davenne L., Pinelli X.,** *Cracking behavior of reinforced concrete beams. Experiment and simulations on the numerical influence of the steel-concrete bond*, International Journal of Fracture, 180, 2, pp. 243-260, 2013
- **Torre-Casanova A., Jason L., Davenne L., Pinelli X.,** *Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure*, Engineering Fracture Mechanics, 97, pp. 92-104, 2013
- **Casanova A., Jason L., Davenne L.,** *Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures*, Engineering Structures, 39, pp.66-78, 2012
- **Ghavamian S., Jason L., Bonenfant J.,** *Damage mechanics applied to the seismic behavior of concrete structures*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol.14, no. 6-7, pp. 839-854, 2010
- **Jason L., Ghavamian S., Courtois A.,** *Truss vs solid modelling of tendons in concrete structures : Consequences on mechanical capacity of a Representative Structural Volume*, Engineering Structures, 32, pp.1779-1790, 2010
- **Saiyouri N., Jason L., Chupin O., Hicher P.Y.,** *Modelling and acoustic monitoring of grout propagation in sands*, Ground Improvement, 161, 3, pp. 143-152, 2008
- **Jason L., Durand S.,** *A two-surface plastic model for concrete behaviour*, Revue Européenne de Génie Civil, 11, 5, pp. 579-602, 2007
- **Jason L., Pijaudier-Cabot G., Ghavamian S., Huerta A.,** *Hydraulic behaviour of a Representative Structural Volume for containment buildings*, Nuclear Engineering and Design, 237, pp. 1259-1274, 2007
- **Jason L., Huerta A., Pijaudier-Cabot G., Ghavamian S.,** *An elastic plastic damage formulation for concrete. Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model*, Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 52, pp. 7077-7092, 2006

### Ouvrages et chapitres d'ouvrages

- **Pijaudier-Cabot G., Jason L., Huerta A., Dubé J.F.,** *Continuum damage modelling in Geomechanics*, Degradation and instabilities in Geomaterials, F. Darve and I. Vardoulakis Eds. Springer, pp 77-106, 2004

### Revue nationale scientifique et technologique

- **Jason L.,** *Modèle de plasticité et d'endommagement pour le comportement du béton*, Revue Française de Génie Civil, 8, pp.1177-1189, 2004
- **Jason L., Ghavamian S., Pijaudier-Cabot G., Huerta A.,** *Benchmarks for the validation of a non local damage model*, Revue Française de Génie Civil, 8, pp. 303-328, 2004
- **Pijaudier-Cabot G., Jason L.,** *Continuum damage modelling and some computational issues*, numéro spécial de la Revue Française de Génie Civil, Ecole d'été ALERT, Numerical modelling in Geomechanics, pp 991-1017, 2002

### Conférences internationales avec actes

- **LLau A., Jason L., Baroth J., Dufour F.,** *Adaptive zooming method for the simulation of quasi-brittle materials*, ICDM2, Troyes, Proceedings CD-ROM, 8 pages, 2015
- **LLau A., Jason L., Baroth J., Dufour F.,** *Structural zooming method for the simulation of large reinforced concrete structures*, SMIRT 23, Manchester, Proceedings CD-ROM, 7 pages, 2015
- **Mang C., Jason L., Davenne L.,** *Shear-wall mock-up simulation subjected to monotonic loading with concrete-steel bond slip model*, PANACM, Buenos Aires, Proceedings CD-ROM, 2015
- **Jason L., Masson B.,** *Simulation of cracking for reinforced concrete structures. Application on a large RC beam and a shearing wall*, ASEM11, Seoul, Proceedings CD-ROM, 18 pages, 2011
- **Casanova A., Jason L., Davenne L.,** *Steel concrete bond model for the simulation of industrial structures*, ASEM11, Seoul, Proceedings CD-ROM, 20 pages, 2011
- **Jason L., Ghavamian S.,** *Simulation of BARCOM 1 : 4 scale Indian concrete containment building*, SMIRT 21, Delhi, Proceedings CD-ROM, 8 pages, 2011
- **Casanova A., Jason L., Davenne L.,** *Development and validation of a bond slip model for the simulation of industrial structures*, SMIRT 21, Delhi, Proceedings CD-ROM, 8 pages, 2011
- **Ghavamian S., Jason L., Bonenfant J.,** *Damage mechanics applied on the seismic behavior of concrete structures*, AGS 2010, Proceedings CD ROM, 10 pages
- **Jason L., Malo JY., Planck D., Galle C., Ghavamian S.,** *Mechanical behaviour of prestressed reinforced concrete vessels as an option to replace GFR reference primary circuit*, ESOPE 2010
- **Jason L., La Borderie C., Giry C., Richard B., Chambart M., Thillard G.,** *Benchmark on the cracking simulation of reinforced concrete ties*, FRAMCOS 7, 2010, Proceedings CD ROM, 6 pages
- **Jason L., Ghavamian S., Courtois A.,** *1D vs 3D modelling of the tendons in a Representative Structural Volume of a concrete containment building*, 8<sup>th</sup> World Congress on Computational Mechanics (WCCM), 1 page (CD-ROM), 2008
- **Jason L., Guilbaud D., Durand S.,** *Influence of 3D constitutive laws on the impact response of a concrete slab*, International Conference on Computational Plasticity (COMPLAS), Barcelona, pp. 502-505, 2007

- **Jason L., Ghavamian S., Courtois A., Ilie L.,** *Simulation of the prestress in a Representative Structural Volume of a French 1450 MWe containment building*, 19<sup>th</sup> international conference on structural mechanics in reactor technology (SMIRT), Toronto, 8 pages (CD – ROM), 2007
- **Jason L., Ghavamian S., A. Courtois,** *Preliminary computations for a Representative Structural Volume of nuclear containment buildings*, FRAMCOS 7, Catane, pp. 963-970, 2007
- **Bartera F., Combescure D., Jason L., Guilbaud D.,** *Evaluation of RC slab response under soft impact by means of various numerical models*, Concrete under severe conditions, CONSEC'07, Tours, 8 pages (CD-ROM), 2007
- **Jason L., Ghavamian S.,** *Representative Structural Volume for French containment buildings: from numerical computations to experiment*, 7<sup>th</sup> World Congress on Computational Mechanics, WCCM, Los Angeles, 1 page (CD-ROM), 2006
- **Pijaudier-Cabot G., Dufour F., Choinska M., Krayani A., Jason L., G. Chatzigeorgiou,** *Some constitutive and computational aspects of coupled hydraulic – damage problems for leakage rate predictions of concrete vessels*, Proceedings of the EURO-C Conference on Computational modelling of concrete structures, p. 15-32, 2006
- **Jason L., Pijaudier-Cabot G., Ghavamian S., Huerta A.,** *Impacts of the mechanical constitutive law on the hydraulic behaviour of a containment building*, 7<sup>th</sup> Conference on creep, shrinkage and durability of concrete structures (CONCREEP), p. 335-340, 2005
- **Jason L., Choinska M., Pijaudier-Cabot G., Ghavamian S., Huerta A.,** *Validation of a damage plasticity model for concrete in tension and in compression*, 8<sup>th</sup> International Conference on Computational Plasticity (COMPLAS), p. 217-220, 2005
- **Jason L., Ghavamian S., Pijaudier-Cabot, Huerta A,** *Hydraulic behaviour of a Representative Structural Volume for confinement buildings*, 18<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT), 12 pages (CD-ROM), 2005
- **Ghavamian S., Jason L., Pijaudier-Cabot G., Huerta A.,** *Impacts of the mechanical constitutive law on the hydraulic behaviour of a containment building*, Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures, 4 pages (CD-ROM) 2005
- **Choinska M., Jason L., Pijaudier-Cabot G.,** *Mechanical structural damage modelling and analysis of a containment building*, Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures, 4 pages (CD-ROM), 2005
- **Jason L., Pijaudier-Cabot G., Huerta A., Ghavamian S.,** *Simulation of the hydraulic behaviour for structures. Application to a Representative Volume of a containment building*, 3<sup>rd</sup> Biot Conference on Poromechanics, pp. 813-819, 2005
- **Pijaudier-Cabot G., Jason L., Chatzigeorgiou G.,** *Damage model for failure analysis with a view to hydromechanical problems*, 11<sup>th</sup> International Conference on Fracture (ICF), 4 pages, 2005
- **Jason L., Ghavamian S., Pijaudier-Cabot G., Huerta A.,** *Validation and numerical quality of a gradient non local isotropic damage model*, Proceedings Complas VII, E. Onate and DRJ Owen Eds, CIMNE, 18 pages (CD-ROM), 2004
- **Jason L., Pijaudier-Cabot G., Huerta A., Ghavamian S.,** *Damage and plasticity for concrete behavior* Proceedings ECCOMAS conference, 16 pages (CD-ROM), 2004
- **Jason L., Pijaudier-Cabot G., Huerta A., Crouch R., Ghavamian S.,** *An elastic plastic damage formulation for the behaviour of concrete*, Proceedings FRAMCOS 5, Li et al Eds, pp. 661-668, 2004

- **Jason L., Ghavamian S., Pijaudier – Cabot G., Huerta A.,** *From elementary tests to industrial applications: validation of a non local model*, Proceedings EURO C Conference, N. Bicanic et al Eds, Balkema Pubs, pp. 727 – 736, 2003

Conférences nationales avec actes

- **Jason L.,** *Elasticité, plasticité et endommagement pour la modélisation du comportement du béton*, XXIIème rencontres universitaires de Génie Civil, 8 pages (CD-ROM), 2004
- **Jason L., Ghavamian S., Pijaudier-Cabot G., Huerta A.,** *Validation d'un modèle d'endommagement isotrope non local gradient : benchmarks et qualité numérique*, Proceedings 6eme Colloque national en Calculs de Structures, Giens, pp. 325-332, 2003

Rapports techniques CEA : 45 rapports depuis 2005

## Annexe 3 : Curriculum Vitae

Ludovic JASON

Né le 11/12/1978 à Bordeaux (33)

CEA SACLAY

DM2S/SEMT/LM2S

Bâtiment 607

91191 Gif sur Yvette Cedex

☎ 01.69.08.56.10

ludovic.jason@cea.fr

### EXPERIENCE PROFESSIONNELLE

- 2004 – aujourd’hui : Commissariat à l’Energie Atomique** **SACLAY**  
**Ingénieur Chercheur** au Laboratoire de Mécanique Système et Simulation (LM2S)  
**Directeur adjoint de l’IMSIA** depuis septembre 2012 (Institute of Mechanical Sciences and Industrial Applications) UMR EDF-CEA-CNRS  
**Assistant scientifique du SEMT** depuis avril 2014 (Service d’Etudes Mécaniques et Thermiques)
- 2001 – 2004 : Electricité de France Recherche et Développement** **CLAMART**  
**Doctorant** sur la « relation endommagement-perméabilité pour les bétons. Application aux calculs de structures »
- 2001 : Laboratoire de Génie Civil de Nantes Saint-Nazaire** **NANTES**  
**Stage de fin d’études** : Modélisation de la propagation de coulis de ciment dans des sols injectés
- 2000 : DV CONSTRUCTION** **BORDEAUX**  
**Stage ingénieur** : conduite de travaux

### FORMATION

- 2001 - 2004 : Ecole Centrale de Nantes**  
Doctorat de Mécanique Thermique et Génie Civil. Bourse CIFRE (partenariat industriel) EDF.
- 2000 - 2001 : Université de Nantes Saint-Nazaire**  
DEA de Génie Civil, Option Eau, Environnement et Génie Côtier.
- 1998 - 2001 : Ecole Centrale de Nantes**  
Elève ingénieur, Option Génie Civil et Environnement.
- 1996 - 1998 : Classes Préparatoires au Lycée Montaigne de Bordeaux.**
- Juin 1996 : Baccalauréat S.**
- Distinction :** Vainqueur du Prix Jeune Chercheur de l’Association Universitaire de Génie Civil (AUGC) en 2004