



**HAL**  
open science

## Vulnérabilité des dalles en béton sous impact : caractérisation, modélisation et validation.

Xuan Dung Vu

► **To cite this version:**

Xuan Dung Vu. Vulnérabilité des dalles en béton sous impact : caractérisation, modélisation et validation.. Autre. Université de Grenoble, 2013. Français. NNT : 2013GRENI028 . tel-00915096

**HAL Id: tel-00915096**

**<https://theses.hal.science/tel-00915096>**

Submitted on 6 Dec 2013

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

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

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **2MGE (MATÉRIAUX, MECA, GENIE CIVIL, ELECTROCHIMIE)**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Xuan Dung VU**

Thèse dirigée par **Laurent DAUDEVILLE** et  
codirigée par **Yann MALECOT** et **Matthieu BRIFFAUT**

préparée au sein du **Laboratoire Sols-Solides-Structures-Risques**  
dans l'**École Doctorale IMEP2**

## **Vulnérabilité des ouvrages en béton sous impact : Caractérisation, modélisation, et validation**

Thèse soutenue publiquement le **27 Septembre 2013**,  
devant le jury composé de :

**Mr. Jean-François DUBE**

Professeur, Université Montpellier 2, Président

**Mr. Nicolas BURLION**

Professeur, Polytech Lille, Rapporteur

**Mr. Fabrice GATUINGT**

Professeur, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Rapporteur

**Mr. Bertrand CIREE**

Ingénieur, Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire, Examineur

**Mr. Christophe PONTIROLI**

Docteur, CEA-Gramat, Examineur

**Mr. Laurent DAUDEVILLE**

Professeur, Université de Joseph Fourier, Directeur de thèse

**Mr. Yann MALECOT**

Professeur, Université de Joseph Fourier, Co-directeur de thèse

**Mr. Matthieu BRIFFAUT**

Maître de Conférences, Université de Joseph Fourier, Co-encadrant

**Mr. Georges NAHAS**

Docteur, Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire, Invité





---

## Remerciements

---

Je voudrais tout d'abord exprimer ma reconnaissance à Monsieur Laurent DAUDEVILLE, Professeur à l'UJF, directeur de thèse, et à Monsieur Yann MALECOT, Professeur à l'UJF, co-directeur de thèse, et à Monsieur Matthieu BRIFFAUT, Maître des conférences à l'UJF, co-encadrant de thèse, pour m'avoir accueilli dans l'équipe RVO et m'accompagné au cours de ma thèse. Je les remercie pour leur confiance, les disponibilités, leur conseils, leur encouragements.

Mes sincères remerciements s'adressent à Monsieur Bertrand CIREE, Ingénieur de recherche à l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire IRSN, pour son regard critique, son expérience et ses conseils.

Je tiens à adresser mes plus sincères remerciements à Monsieur Jean-François DUBE, Professeur de L'Université Montpellier 2, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le Jury de cette thèse.

Je voudrais remercier chaleureusement Monsieur Nicolas BURLION, Professeur à Polytech Lille, et Monsieur Fabrice GATUINGT, Professeur à l'école normale supérieure de Cachan, d'avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs, pour leurs lectures attentives et pour toutes leurs remarques constructives sur le manuscrit.

Je tiens à remercier Monsieur Christophe PONTIROLI, Ingénieur de Recherche à CEA Gramat, pour les conseils scientifiques qu'il m'a apportés tout au long de ces années de thèse.

Je souhaite remercier Monsieur Georges NAHAS, Docteur à l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire IRSN, d'avoir assisté à ma soutenance de thèse.

J'exprime ma reconnaissance à Julien BAROTH pour l'aide et la gentillesse qu'il m'a réservées.

Je ne peux pas oublier mes amis qui m'ont beaucoup aidé pour préparer un grand pot de thèse avec des bons nems et avec qui j'ai eu de merveilleux moments au cours de ma thèse.

Enfin, je remercie tout particulièrement mes parents, mon frère Xuan Hong, et ma petite amie Van Anh pour leur soutiens et leur encouragements.

Xuan Dung VU



Le béton est un matériau dont le comportement est complexe, notamment dans le cas de sollicitations extrêmes. L'objectif de cette thèse est de caractériser expérimentalement le comportement du béton lorsque celui-ci est soumis à des sollicitations générées par un impact (compression confinée et traction dynamique) ; et de développer un outil numérique robuste permettant de modéliser son comportement de manière fiable.

Dans la partie expérimentale, on a étudié des échantillons de béton provenant du centre de VTT (Centre de recherche technique en Finlande). Dans un premier temps, des essais statiques de compression triaxiale dont le confinement varie de 0 MPa (compression simple) à 600 MPa ont été réalisés. On observe que, sous l'effet de confinement la rigidité du béton devient plus importante à cause de la réduction de la porosité. Par conséquent, la résistance maximale au cisaillement du béton est augmentée. La présence d'eau joue un rôle important lorsque le degré de saturation est élevé et le béton est soumis à un fort confinement. Au delà d'un certain seuil de confinement, la résistance maximale au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. L'eau influence également le comportement volumique du béton. Lorsque tous les pores libres du béton sont fermés sous l'effet de la compaction, la faible compressibilité de l'eau s'oppose à la déformation du béton, de sorte que le béton humide est moins déformé que le béton sec pour une même contrainte moyenne.

Le deuxième volet du programme expérimental concerne des essais de traction dynamique à différentes vitesses de chargement, et à différents états d'humidité du béton. Les résultats obtenus montrent que la résistance en traction du béton C50 peut augmenter jusqu'à 5 fois par rapport à sa résistance statique pour une vitesse de déformation de l'ordre de  $100 \text{ s}^{-1}$ .

Dans la partie numérique, on s'intéresse à développer le modèle de comportement du béton PRM couplé (Pontiroli-Rouquand-Mazars) capable de prédire le comportement du béton sous impact. Ce modèle repose sur un couplage entre un modèle d'endommagement capable de décrire des mécanismes de dégradation et de fissuration du béton à faible confinement et un modèle de plasticité permettant de simuler le comportement du béton sous très fort confinement. L'identification du modèle a été réalisée avec les résultats des essais expérimentaux. L'amélioration du modèle, notamment sur le modèle de plasticité, porte sur trois points principaux : prise en compte de l'effet de la contrainte déviatoire dans le calcul de la contrainte moyenne ; de l'effet de l'eau avec la loi poro-mécanique au lieu de la loi des mélanges ; amélioration de la variable de couplage entre le modèle d'endommagement et le modèle élastoplastique avec une prise en compte de l'angle de Lode. Ces améliorations ont ensuite été validées par une confrontation des résultats numériques obtenus et des essais de type impact qui démontrent la fiabilité de la prédiction du modèle. Le modèle amélioré est capable de reproduire le comportement du béton sous différents trajets de chargement et à différents niveaux de confinement tout en tenant compte du degré de saturation du béton.



Concrete is a material whose behavior is complex, especially in cases of extreme loads. The objective of this thesis is to carry out an experimental characterization of the behavior of concrete under impact-generated stresses (confined compression and dynamic traction) and to develop a robust numerical tool to reliably model this behavior.

In the experimental part, we have studied concrete samples from the VTT center (Technical Research Center of Finland). At first, quasi-static triaxial compressions with the confinement varies from 0 MPa (unconfined compression test) to 600 MPa were realized. The stiffness of the concrete increases with confinement pressure because of the reduction of porosity. Therefore, the maximum shear strength of the concrete is increased. The presence of water plays an important role when the degree of saturation is high and the concrete is subjected to high confinement pressure. Beyond a certain level of confinement pressure, the maximum shear strength of concrete decreases with increasing water content. The effect of water also influences the volumic behavior of concrete. When all free pores are closed as a result of compaction, the low compressibility of the water prevents the deformation of the concrete, whereby the wet concrete is less deformed than the dry concrete for the same mean stress.

The second part of the experimental program concerns dynamic tensile tests at different loading velocities, and different moisture conditions of concrete. The results show that the tensile strength of concrete C50 may increase up to 5 times compared to its static strength for a strain rate of about  $100 \text{ s}^{-1}$ .

In the numerical part, we are interested in improving an existing constitutive coupled model of concrete behavior called PRM (Pontiroli-Rouquand-Mazars) to predict the concrete behavior under impact. This model is based on a coupling between a damage model which is able to describe the degradation mechanisms and cracking of the concrete at weak confinement pressure and a plasticity model which allows to reproduce the concrete behavior under strong confinement pressure. The identification of the model was done using the results of experimental tests. The improvement of this model, especially the plasticity part, focuses on three main points : taking into account the effect of the deviatoric stress in the calculation of the mean stress; better accounting for the effect of water using poromechanical law instead of mixing law, improvement of the coupling variable between the damage model and the elastoplastic model with consideration of the Lode angle. These improvements were then validated by comparing numerical results and impact tests. The improved model is capable of reproducing the behavior of concrete under different loading paths and at different levels of confinement pressure while taking into account the degree of saturation of concrete.





---

## Table des matières

---

1. Chapitre 1 : Bibliographie	5
1.1. Classification d'impacts	6
1.2. Phénoménologie	9
1.3. Comportement du béton sous un impact	10
1.3.1. Comportement dynamique	11
1.3.1.1. Compression dynamique	11
1.3.1.2. Traction dynamique	13
1.3.2. Comportement statique du béton et du mortier sous compression avec confinement	15
1.3.2.1. Phénomène de compaction	16
1.3.2.2. Comportement triaxial du mortier	20
1.3.2.3. Comportement triaxial du béton	22
1.4. Modèles de calculs en dynamique rapide	25
1.4.1. Méthode des éléments discrets	25
1.4.2. Méthode des éléments finis	26
1.5. Modèles de comportement du béton sous impact	27
1.5.1. Les modèles d'endommagement	28
1.5.2. Les modèles de plasticité	31
1.5.3. Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique	33
1.6. Conclusions	34
2. Chapitre 2 : Caractérisation du comportement du béton C50	35
2.1. Composition du béton	37
2.2. Dimensionnement des éprouvettes	37
2.3. Mesure de la porosité et du degré de saturation	38
2.3.1. Mesure de la porosité accessible à l'eau	39
2.3.2. Mesure de la porosité au mercure	41
2.3.3. Détermination du degré de saturation des échantillons humides	42
2.4. Tests statiques	44

2.4.1. Tests de compression simple	44
2.4.1.1. Appareil de test	44
2.4.1.2. Système de mesure de la déformation de l'échantillon (compression simple)	45
2.4.1.3. Préparation des échantillons (compression simple)	45
2.4.1.4. Traitement des résultats	46
2.4.2. Tests triaxiaux	49
2.4.2.1. Description générale de la presse GIGA	49
2.4.2.2. Mesure de la déformation de l'échantillon lors d'un essai triaxial	50
2.4.2.3. Préparation des échantillons d'un essai triaxial	50
2.4.2.4. Traitement des résultats	52
2.4.3. Tests oedométriques	60
2.4.3.1. Système de mesure de la déformation de l'échantillon (essai oedométrique)	60
2.4.3.2. Préparation des échantillons	60
2.4.3.3. Traitement des résultats	63
2.5. Test de traction dynamique	65
2.6. Conclusions	66
3. Chapitre 3 : Modèle de comportement PRM couplé	69
3.1. Présentation générale du modèle PRM couplé	70
3.1.1. Modèle d'endommagement PRM	70
3.1.2. Modèle élastoplastique de Krieg et Swenson (KST)	82
3.1.3. Couplage des deux modèles	87
3.2. Limites et défauts du modèle PRM couplé	91
3.2.1. Découplage entre le comportement volumique et le comportement déviatorique	91
3.2.2. Influence de la teneur en eau	92
3.2.2.1. Influence de l'eau sur le comportement volumique	92
3.2.2.2. Influence de l'eau sur le seuil de cisaillement	93
3.2.3. Variable de couplage $\alpha_{Dc}$ de deux modèles	94
3.3. Amélioration du model PRM couplé	95
3.3.1. Effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique	95
3.3.2. Effet de l'eau	97
3.3.3. Amélioration du calcul de la variable d'inhibition de l'endommagement ( $\alpha_{Dc}$ )	100
3.4. Identification et validation du modèle avec la prise en compte des améliorations	103
3.4.1. Béton standard R30A7	103
3.4.2. Béton C50 (projet IRIS)	106

3.5. Conclusions	110
4. Chapitre 4 : Tests d'impact - validation du modèle	111
4.1. Présentation des essais d'impact	113
4.2. Stratégie de simulation	114
4.2.1. Choix des modèles de comportement des matériaux	114
4.2.2. Méthode d'érosion	119
4.3. Test de flexion	122
4.3.1. Description du projectile et de la dalle en béton armé	122
4.3.2. Choix de discrétisation	123
4.3.3. Résultats des simulations	125
4.3.3.1. Effets des modifications du modèle à l'échelle structurale	126
4.3.3.2. Validation du modèle - Comparaison avec les résultats expérimentaux	135
4.3.3.3. Conclusion sur les résultats de simulations	141
4.4. Test de perforation	141
4.4.1. Description du projectile et de la cible de dalle en béton	141
4.4.2. Choix de maillage	143
4.4.3. Résultats des simulations	144
4.4.3.1. Comparaison des résultats de simulation obtenus avec les deux modèles	144
4.4.3.2. Validation du modèle - Comparaison avec les résultats expérimentaux	152
4.4.3.3. Conclusion sur les résultats des simulations	158
5. Chapitre 5 : Conclusions et Perspectives	159
5.1. Conclusions	159
5.2. Perspectives	161



---

## Introduction générale

---

Dans le cadre de ses missions d'expertises et d'appui technique aux autorités de sûreté, l'IRSN réalise des actions de R&D dans le domaine de la vulnérabilité des ouvrages de génie civil sous chargement dynamique afin de disposer d'un outil numérique capable de prévoir le comportement mécanique des ouvrages complexes en béton armé ou précontraint sous l'effet de ces chargements. Cette thèse s'inscrit dans un projet global piloté par l'IRSN, le laboratoire 3SR (laboratoire Sols, Solides, Structures-Risques à Grenoble) et le laboratoire LEM3 (Laboratoire d'étude des Microstructures et Mécaniques des Matériaux) pour étudier la vulnérabilité des ouvrages en béton sous impact. Il s'agit typiquement des enceintes de centrales nucléaires pouvant être soumises à un accident grave comme une chute d'avion. Cette étude a pour objet de caractériser le comportement du béton sous forte contrainte, en s'appuyant à la fois sur un programme expérimental propre et sur des essais d'impact sur des dalles en béton armé, avec des projectiles cylindriques déformables (50 kg avec une vitesse variant de 100 à 200 m/s), réalisés en Finlande par le centre de recherche VTT (Technical research center of Finland) dans le cadre du Workshop international IRIS (IRIS, 2010-2012) (Improving Robustness Assessment Methodologies for structures impacted by missiles). C'est un projet organisé par un groupe de travail international OECD-NEA (Organisation for Economic Cooperation and Development – Nuclear Energy Agency) auquel participe l'IRSN.

La validation de modèles de comportement dynamique du béton, prenant en compte simultanément les phénomènes d'endommagement fragile et de déformation irréversible comme la compaction, nécessite de disposer de résultats d'essais expérimentaux reproduisant les chemins de chargement complexes du béton soumis à des états de contraintes triaxiales à la fois intenses et complexes.

Le programme expérimental repose sur l'hypothèse que soumis à un impact, le matériau béton sera soumis à un état complexe de contraintes transitoires caractérisé par des taux de déformation pouvant être élevés et un état de contraintes pouvant présenter une forte valeur moyenne (pression) en compression. Il est maintenant généralement admis que l'effet de la vitesse de chargement des matériaux cimentaires soumis à de la compression dynamique est essentiellement dû à la possible présence d'eau tandis que cet effet est négligeable pour un matériau sec (Forquin, et al., 2010). Par contre, l'effet de la vitesse de chargement est très sensible en traction. Cet effet peut être expliqué par deux phénomènes, d'une part l'influence des défauts (Hild, et al., 2003), d'autre part l'influence de l'eau libre présente dans les pores du matériau cimentaire (Erzar, et al.,

2010). En conséquence, cette étude expérimentale comporte deux volets : D'une part, des essais de traction dynamique permettant de caractériser le comportement du béton vis-à-vis des phénomènes de cratérisation et d'écaillage ainsi que l'influence de la vitesse sur le comportement en traction du béton, ces essais sont réalisés au laboratoire LEM3; D'autre part, des essais statiques permettant de reproduire le comportement en compression triaxial du béton. Ces derniers essais sont réalisés à l'aide de la presse triaxiale de grande capacité « GIGA », installée au laboratoire 3SR. Cette presse permet de solliciter des échantillons de béton de taille décimétrique jusqu'à des niveaux de contrainte de l'ordre du Giga Pascal.

Ce programme expérimental est le support du développement d'un outil numérique robuste permettant de modéliser d'une manière fiable le comportement du béton sous impact. Pour répondre à ce problème, le laboratoire 3SR et le centre d'étude CEA-Gramat ont développé un modèle de comportement du béton, le modèle « PRM » (Pontiroli-Rouquand-Mazars) couplé reposant sur le couplage entre un modèle d'endommagement permettant la description des mécanismes de dégradation et de fissuration du béton à faible confinement et un modèle de plasticité permettant de simuler le comportement du béton sous fort confinement. L'amélioration de ce modèle dans le cadre de cette thèse a pour objectif de reproduire le comportement du béton sous différents trajets de chargement et à différents niveaux de confinement, en tenant compte notamment du degré de saturation dans le béton. Les résultats de la partie expérimentale seront ensuite utilisés pour identifier les paramètres de ce modèle. Ces améliorations seront validées et vérifiées par confrontation des résultats numériques obtenus sur des dalles en béton armé sous impact avec les résultats des essais.

Le plan suivant est proposé pour ce manuscrit :

Le chapitre 1 repose sur les études préliminaires du comportement du béton sous impact et les différents modèles numériques capables de reproduire ces comportements du béton lors de l'impact.

Le chapitre 2 présente la caractérisation expérimentale du comportement statique et dynamique du béton. Le comportement statique est étudié à travers des tests de compression (compression simple et triaxiale) réalisés au laboratoire 3SR, tandis que l'étude du comportement en traction dynamique du béton est réalisée au laboratoire LEM3. Tous ces résultats ont pour objectif d'identifier le modèle numérique servant à simuler les tests d'impact présentés dans le chapitre 4.

Le chapitre 3 présente un modèle numérique capable de simuler le comportement du béton sous différents niveaux de confinement générés lors d'un impact. Ce modèle est construit à partir d'un couplage entre le modèle élasto-endommageable PRM (Pontiroli, et al., 2010) et le modèle élasto-plastique KST (Swenson & Taylor, 1983) incluant une prise en compte de la contrainte effective définie par (Terzaghi, 1925) pour tenir compte de l'influence de l'eau libre sur le comportement du béton, matériau poreux. Le modèle PRM est capable de simuler le comportement dégradé et les mécanismes de fissuration du béton à faible confinement tandis que le modèle élasto-

plastique prédit bien le mécanisme de fermeture des pores et la contrainte de cisaillement maximale atteinte lorsque le béton est soumis à un fort confinement. Une variable de couplage est utilisée pour pallier les défauts de ces deux modèles constitutifs et rendre le couplage plus effectif. Dans ce chapitre, des améliorations de ce modèle couplé sont également présentées pour le rendre plus représentatif du comportement du béton mis en évidence lors des essais.

Le chapitre 4 présente les tests d'impact des essais VTT et la comparaison entre les résultats d'expérience et les résultats numériques simulés par le modèle amélioré. A travers cette comparaison, les améliorations apportées au modèle seront validées.

Le chapitre 5 permet de conclure ce mémoire et présente quelques perspectives au travail réalisé.





### Introduction

Ce chapitre présente principalement les travaux de recherche sur le comportement du béton sous l'impact et les modèles numériques capables de reproduire ces phénomènes. Le sommaire du chapitre est décrit dans l'ordre suivant :

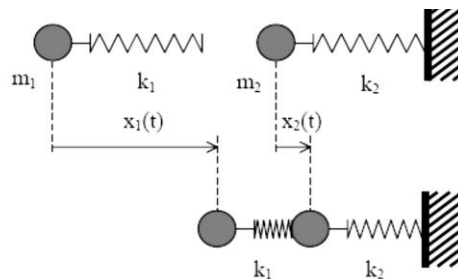
1.1. Classification d'impacts	6
1.2. Phénoménologie	9
1.3. Comportement du béton sous un impact	10
1.3.1. Comportement dynamique	11
1.3.2. Comportement statique du béton et du mortier sous compression avec confinement	15
1.4. Modèles de calculs en dynamique rapide	25
1.4.1. Méthode des éléments discrets	25
1.4.2. Méthode des éléments finis	26
1.5. Modèles de comportement du béton sous impact	27
1.5.1. Les modèles d'endommagement	28
1.5.2. Les modèles de plasticité	31
1.5.3. Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique	33
1.6. Conclusions	34

## 1.1. Classification d'impacts

Lors de l'impact entre un projectile et une dalle en béton, la structure cible est soumise à différents trajets de chargement, complexes, difficiles à contrôler et dépendant du type d'impact. Dans la littérature, la complexité des effets d'un tel impact, amène à considérer deux cas limites, impact mou et impact dur, pour l'étude des différents phénomènes physiques liés à chaque type d'impact. Une fois le type d'impact déterminé, les modes de rupture correspondant de la structure peuvent être prédits pour le dimensionnement de la structure.

La classification des types d'impacts n'est pas facile. Il n'y a pas beaucoup de travaux de recherche concernant ce problème. Les résultats diffusés dans la littérature sont parfois contradictoires.

Une définition qualitative des impacts mous et durs a été donnée par (Eibl, 1987) et (CEB, 1988). L'impact étudié résulte de la collision de deux corps, l'un avec une vitesse initiale vient frapper un autre étant au repos. L'objet soumis à l'impact est généralement une structure qui doit être conçue contre les chocs. Ce problème peut être réduit à une collision de deux masses  $m_1$  et  $m_2$ . Un ressort de contact avec une rigidité  $k_1$  est placé entre les deux masses pour simuler la force contact. Un autre ressort avec une raideur  $k_2$  représente la relation entre la déformation et la force résistante de la structure (cf. [Figure 1-1]).



**Figure 1-1. Modèle mécanique simple d'un impact à travers un système de masse-ressort (Eibl, 1987) (CEB, 1988)**

Selon ce modèle de calcul, les équations différentielles représentant les mouvements des 2 masses-ressorts sont écrites de manière suivante :

$$m_1 \ddot{x}_1(t) + k_1[x_1(t) - x_2(t)] = 0 \quad [1-1]$$

$$m_2 \ddot{x}_2(t) + k_1[x_1(t) - x_2(t)] + k_2 x_2(t) = 0$$

Si  $x_1 \gg x_2$ , autrement dit, si la déformation du projectile est beaucoup plus importante que celle de la structure soumise à l'impact, et en imposant :

$$F(t) = k_1 x_1 \quad [1-2]$$

les équations [1-1] sont réécrites en [1-3] :

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1(t) + k_1 x_1(t) &= 0 & (a) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + k_2 x_2(t) &= F(t) & (b) \end{aligned} \quad [1-3]$$

Le problème est maintenant découplé, il est possible de résoudre la première équation [1-3a] indépendamment, déduire ensuite la force  $F(t)$  et finalement déterminer la déformation de la structure à partir de l'équation [1-3b].

Dans ce cas la structure résistante reste indéformée après l'impact. Par conséquent, l'énergie cinétique de l'impacteur déformable est complètement transférée en énergie de déformation de l'impacteur. Ce cas est appelé impact mou (cf. [Figure 1-2]).

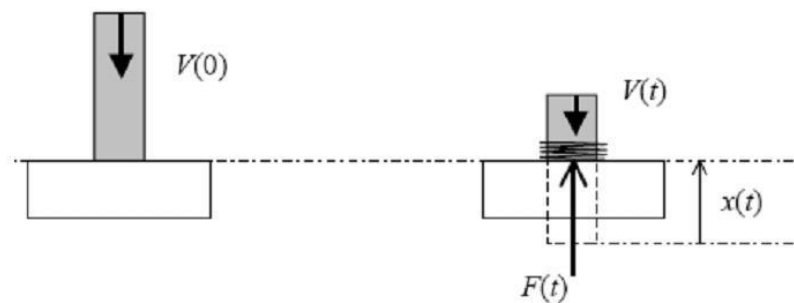


Figure 1-2. Impact mou (CEB, 1988)

L'autre cas limite correspond à  $x_1 \ll x_2$ , c'est-à-dire à un projectile rigide, ce cas est appelé l'impact dur par (Eibl, 1987). L'énergie cinétique du projectile est complètement ou partiellement absorbée par la déformation de la structure soumise à l'impact (cf. [Figure 1-3]).

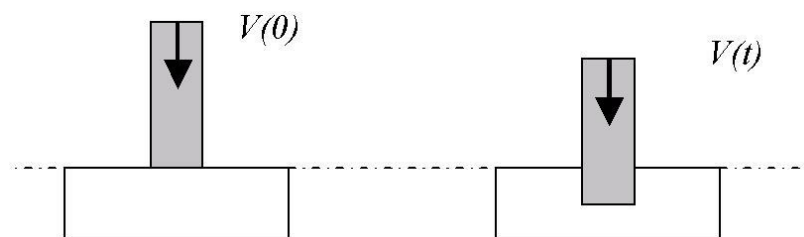


Figure 1-3. Impact dur (Eibl, 1987)

Une autre méthode simple est définie par (Brossard, 1997). Selon cet auteur, en considérant un système de deux masses ponctuelles qui se choquent, s'il n'y a pas de rebond les deux masses se collent ensemble et deviennent une seule masse ponctuelle après le choc, ce cas est appelé impact mou. Au contraire, s'il y a un rebond parfait sans dissipation d'énergie, ce cas est appelé impact élastique, parfois improprement impact dur. Cette définition est simple et peut également être appliquée au cas de l'impact d'avion sur une structure en béton.

Comparons les classifications d'impact définies par Brossard et Eibl sur l'exemple de l'impact à l'échelle réelle réalisé par (Sugano, et al., 1993), pour lequel il n'y a pas eu de rebond. Cet exemple correspond à un impact mou selon Brossard, mais comme le déplacement de la structure cible n'est pas négligeable dans ce test, il est considéré comme un impact dur selon Eibl! Il est clair pour ce cas que le déplacement de la structure cible n'est pas un élément clé pour bien distinguer les types d'impacts.

Pour pallier cet inconvénient, (Kœchlin & Potapov, 2009) ont proposé une autre définition pour distinguer impact mou et impact dur, prenant en compte à la fois les caractéristiques du matériau et la vitesse du projectile, valable dans le cas où le projectile s'écrase. Selon cette méthode, elle peut être utilisée pour classifier le type d'impact entre deux corps. L'idée est de comparer le seuil de rupture de la cible  $\sigma_c$  avec celui du projectile  $\sigma_p$  et de vérifier si la cible va résister à l'impact. Si la cible résiste et le projectile s'écrase, on considère que c'est un choc mou, et si le projectile pénètre la cible, c'est un choc dur. Lors de l'impact, la cible est soumise à une contrainte qui a deux composantes, l'une venant du matériau, l'autre de la vitesse du projectile :

$$\sigma = \sigma_p + \rho_p V_0^2 \quad [1-4]$$

avec  $\sigma_p$  : la contrainte de rupture du projectile,  $\rho_p$  : la masse volumique du projectile,  $V_0$  : la vitesse du projectile. Notons également que  $\sigma_c$  est la contrainte de rupture du matériau qui constitue la cible, la limite entre choc dur et choc mou s'établit lorsque :

$$\sigma_c = \sigma_p + \rho_p V_0^2 \quad [1-5]$$

C'est-à-dire :

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_c} + \frac{\rho_p V_0^2}{\sigma_c} = 1 \quad [1-6]$$

Selon le critère défini par la formule [1-6], si le terme gauche est inférieur à 1, le cas est qualifié d'impact mou, et d'impact dur s'il est supérieur à 1.

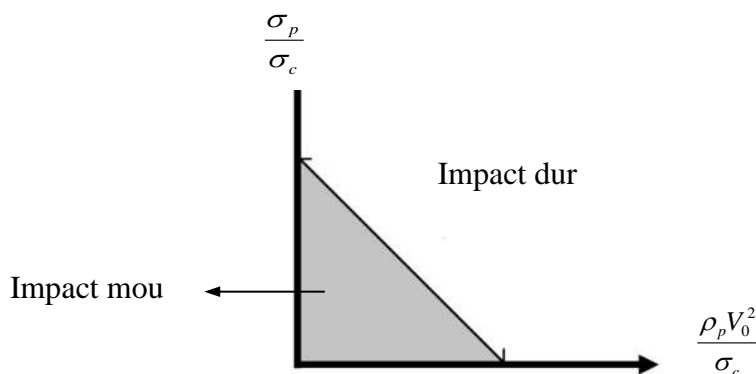
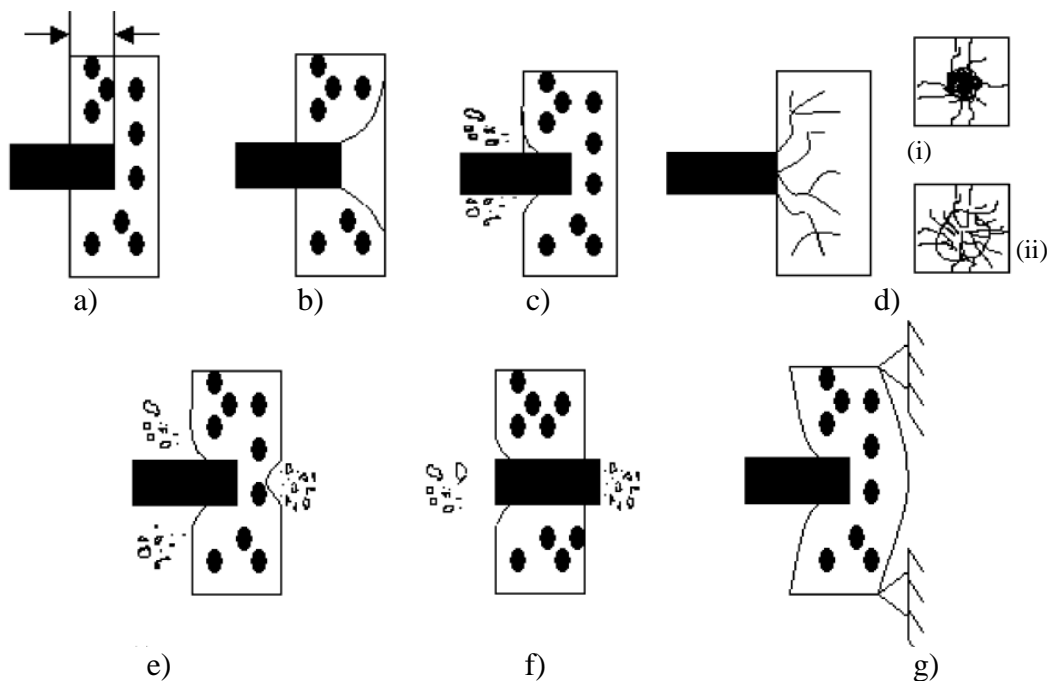


Figure 1-4. Classification des impacts (Kœchlin & Potapov, 2009)

## 1.2. Phénoménologie

Le développement des fissures dans une dalle en béton lors d'un impact est compliqué dépendant à la fois des caractéristiques du projectile (forme du nez, déformable ou indéformable, résistance, vitesse initiale) et de celles de la dalle en béton (épaisseur, dimensions, résistance). Selon (Kennedy, 1976), il y a 7 phénomènes généraux associés à l'effet de l'impact entre un projectile et une dalle en béton décrits en Figure 1-5. La combinaison de ces phénomènes est également décrite dans l'article de (Beppu, et al., 2008) (cratérisation + écaillage + perforation), et mise en évidence dans les tests de flexion du projet IRIS (IRIS, 2010-2012) (flexion + fissures sur la face avant et la face arrière)...



**Figure 1-5. Effets de l'impact du projectile sur une structure cible en béton, (a) Pénétration, (b) Rupture en cône, (c) Cratérisation, (d) Fissures sur (i) Face avant et (ii) Face arrière (e) Ecaillage, (f) Perforation, et (g) Réponse globale de la cible, (Kennedy, 1976)**

- a) Pénétration : le projectile pénètre dans le cible (Forrestal, et al., 1996).
- b) Rupture en cône: devant le nez du projectile.
- c) Cratérisation: Ejection des morceaux de béton sur la face avant de la cible en béton.
- d) Fissuration radiale : Fissures globales rayonnant à partir du point d'impact et apparaissant soit sur la face avant ou sur la face arrière de la plaque de béton, ou les deux, lorsque des fissures se développent à travers la cible.
- e) Ecaillage : Ejection de fragments de béton sur la face arrière de la cible.
- f) Perforation : Passage complet du projectile à travers la cible, avec ou sans vitesse résiduelle.
- g) Réponse structurelle globale : la dalle est soumise à la fois à un mode de chargement de flexion, de cisaillement et de membrane.

Notamment, si un impact est qualifié de choc mou, comme pour les tests Meppen (Jonas, et al., 1982), le mode de rupture en cône est mis en évidence (cf. [Figure 1-6]) (Koechlin, 2007). Ce type d'impact induit à la fois des dommages locaux et la réponse dynamique globale de la structure. Les dommages locaux apparaissent en plusieurs étapes: D'abord (cf. [Figure 1-6, (1) à (4)]), le projectile s'écrase et crée un cratère sur la face avant de la dalle en béton armé. Certaines fissures de cisaillement se développent à travers l'épaisseur de la dalle et le long de l'armature en face arrière. En deuxième étape (cf. [Figure 1-6, (5) à (8)]), ces fissures se propagent et forment un bouchon en forme de cône suivi par l'écaillage sur la face arrière. Ce bouchon en forme de cône est dû aux ondes de flexion et d'effort tranchant se propageant vers les extrémités de la dalle (Koechlin, 2007) lorsque la dalle est soumise à l'impact. Si le projectile continue de pousser le bouchon en cône, les armatures arrière sont rompues et le bouchon est complètement arraché : la perforation se produit.

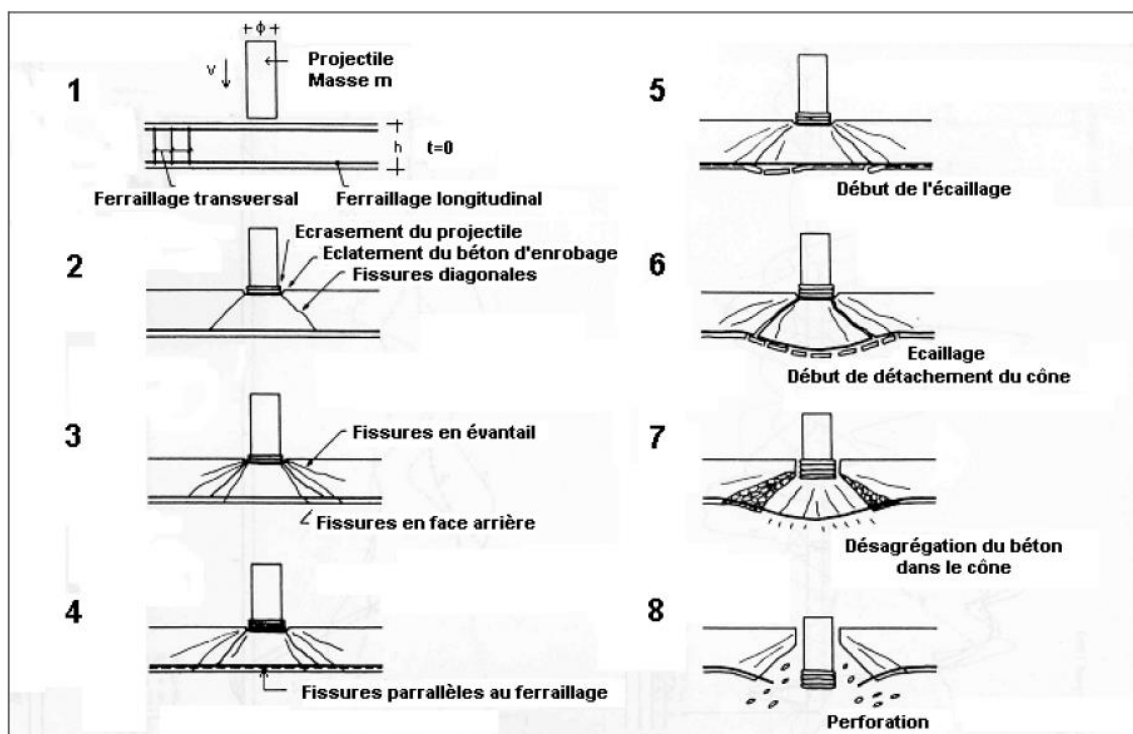


Figure 1-6. Scénario de perforation d'après les essais Meppen (Jonas, et al., 1982)

### 1.3. Comportement du béton sous un impact

Durant l'impact, la dalle en béton est soumise à des trajets de chargements dynamiques complexes. Le moyen le plus classique pour caractériser ce comportement dynamique du béton est de solliciter de façon dynamique selon les différents trajets de chargements rencontrés lors d'un impact. De plus, dû à l'effet d'inertie, le confinement atteint dans le béton peut être assez important en fonction de la vitesse d'impact et des caractéristiques de la cible et du projectile (Bailly, et al., 1996). La méthode la plus courante est de caractériser le comportement triaxial de façon quasi-statique, selon

différents trajets de chargement, et de compléter cette étude en statique par des études complémentaires prenant en compte l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du matériau (compression uniaxiale dynamique et traction uniaxiale dynamique).

### 1.3.1. Comportement dynamique

#### 1.3.1.1. Compression dynamique

Pour étudier le comportement en compression dynamique du béton, différentes méthodes ont été proposées comme la technique « drop – hammer », la technique utilisant les presses rapides hydraulique – pneumatique, et l'impact... En compression dynamique, la résistance du béton augmente apparemment avec la vitesse de déformation. Cette observation est commune à différents chercheurs, dont les résultats sont compilés dans l'article de (Bischoff & Perry, 1991) (cf. [Figure 1-7]). Ce phénomène est-il intrinsèque au matériau ou est-il lié au comportement de la structure (confinement) ?

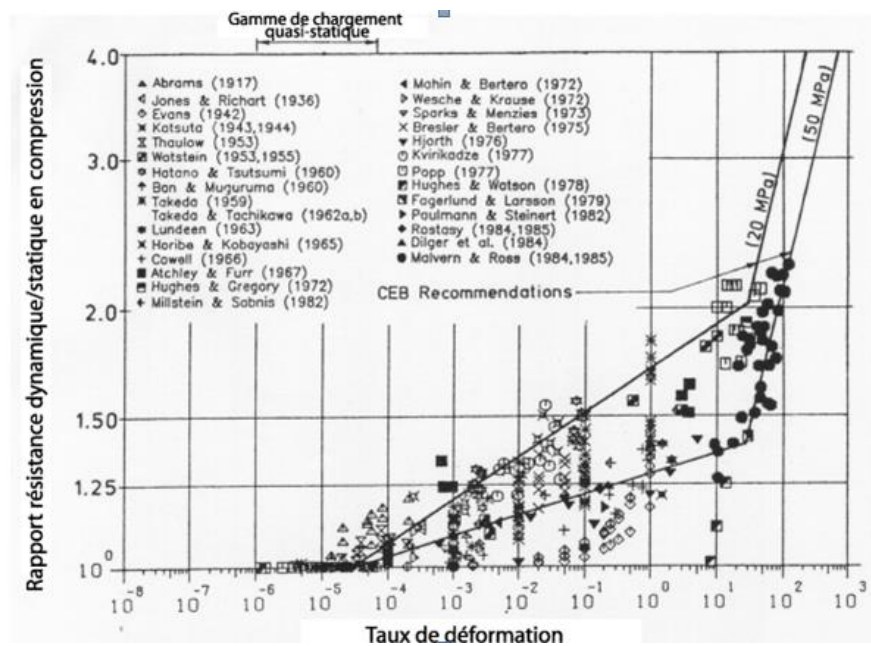


Figure 1-7. Compilation des résultats de tests de compression dynamique (Bischoff et Perry, 1991)

(Bischoff & Perry, 1991) a affirmé que l'augmentation de la résistance du béton observée par les différents chercheurs dans la zone de faible vitesse ( $< 10^1$ ), devait être considérée avec précaution en raison des conditions différentes de réalisation des tests (bétons différents, techniques différentes, erreurs expérimentales pour chaque technique, différentes conditions limites, ...). Dans un autre article, Rossi a constaté que la présence de l'eau libre dans le béton est un facteur dominant dans l'augmentation de la résistance du béton sous effet dynamique, en raison de l'effet Stéfán, c'est-à-dire des forces capillaires proportionnelles à la vitesse de séparation des particules du squelette



reliées par l'eau (Rossi, 1991). Cette explication est raisonnable et en accord avec les résultats trouvés par d'autres chercheurs, par exemple (Lin & Yan, 2006), (Forquin, et al., 2010) ou (Zhou, et al., 2011). Mais cette explication n'est pas applicable pour les vitesses de déformation plus importantes dans les échantillons secs. Au-delà du point de transition ( $10^1 \text{ s}^{-1}$ ), le facteur dynamique augmente considérablement avec la vitesse de déformation. Les tests dynamiques dans cette gamme de vitesse sont réalisés grâce à la technique des barres de Hopkinson (SHPB). Cette méthode a d'abord été développée pour caractériser le comportement dynamique des métaux (Hopkinson, 1914), (Kolsky, 1949). Son avantage, par rapport aux autres méthodes, est qu'elle offre la possibilité d'étudier le comportement dynamique du béton à très grande vitesse de déformation (entre  $10^1$  et  $10^3 \text{ s}^{-1}$ ). Une bonne précision de mesures des résultats est alors difficile à obtenir, surtout dans la gamme de vitesses supérieures à  $10^2 \text{ s}^{-1}$  (défauts d'alignement, dispersion d'ondes dans les barres, vitesse de déformation non-constante, frottement à l'interface des barres avec l'échantillon). Des améliorations récentes ont été faites et ont permis l'obtention de bons résultats (Gary & Zhao, 1996). Dans ce test, l'échantillon est placé entre deux barres appelées, barre entrante et barre sortante ; une troisième barre courte, qui est l'impacteur, est projetée sur la barre entrante avec une certaine vitesse. L'impact des barres induit ainsi un créneau (pulse) de compression dont la durée dépend de la taille de l'impacteur. Cette onde se propage et atteint l'interface barre/échantillon, une partie est transmise, l'autre est réfléchi. Le pulse transmis génère un chargement de compression dynamique dans l'éprouvette (cf. [Figure 1-8]).

L'augmentation apparente de résistance en compression dynamique du béton pour les vitesses de déformation supérieures à  $10^1$  est-elle une caractéristique du matériau ou est-ce un effet du confinement inertiel (effet structural) ? Le développement des outils numériques permet aujourd'hui de simuler ces tests expérimentaux dynamiques avec différents modèles de comportement du béton pour la compréhension des mécanismes complexes d'endommagement. Par la méthode des éléments finis, les auteurs (Li & Meng, 2003) ont simulé les tests SHPB réalisés par (Malvern & Ross, 1985), (Tedesco & Ross, 1998), et (Grote, et al., 2001), en utilisant un modèle non linéaire prenant en compte l'effet de la vitesse de chargement. La comparaison entre simulation et expérimentation montre que cette augmentation de résistance en dynamique est due au confinement induit dans l'échantillon de béton. Cette conclusion a également été trouvée par (Georgin, et al., 1998). Par la méthode des éléments discrets, (Donzé, et al., 1999) ont utilisé un modèle non visqueux pour simuler les tests SHPB réalisés par (Gary, 1990). Ils concluent que cet effet d'augmentation de résistance du béton est dû au confinement dans le béton induit par le chargement axial, l'effet Poisson à grande vitesse génère une la force d'inertie radiale dans le béton qui contribue au confinement, cette explication a d'abord été donnée dans (Janach, 1976).

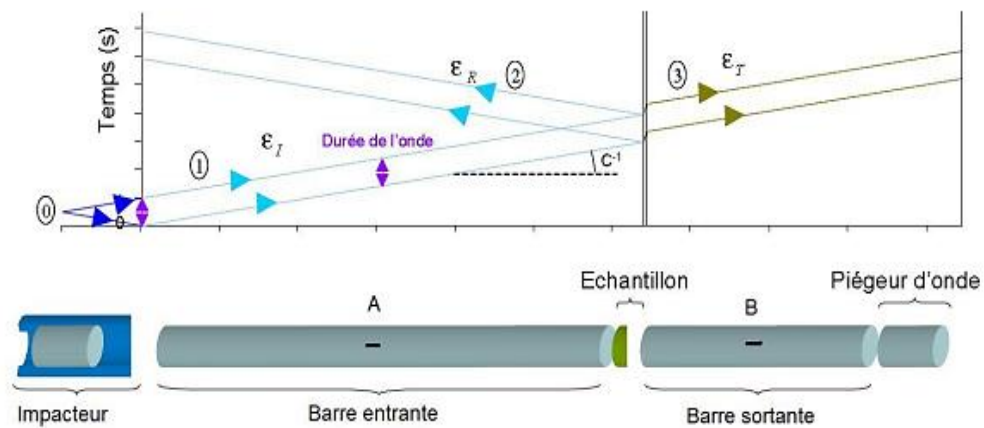


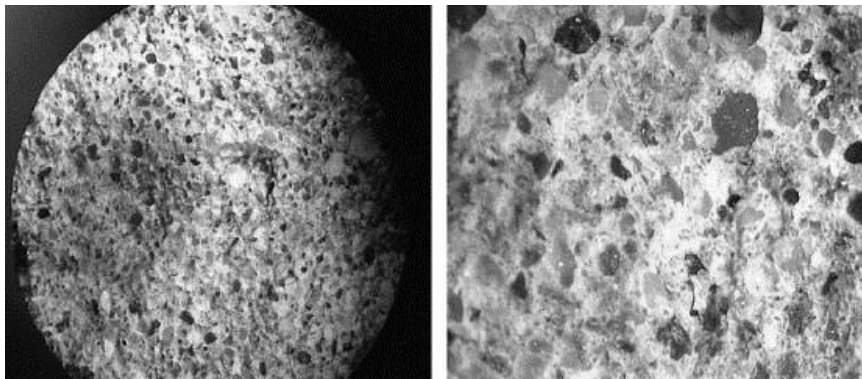
Figure 1-8. Système de barres Hopkinson pour la compression dynamique

### 1.3.1.2. Traction dynamique

Malgré l'importance qui revêt la connaissance du comportement du béton en traction dynamique, les données expérimentales dans ce domaine restent limitées. La méthode la plus classique pour l'étudier est la traction directe avec une machine hydraulique, mais la vitesse de déformation du matériau obtenue avec cette méthode n'est pas importante. (Toulemonde, 1994) a réalisé des tests dans lesquels la vitesse de déformation varie de  $10^{-6} \text{ s}^{-1}$  à  $1 \text{ s}^{-1}$ . Il a observé une faible influence de la taille des granulats et du rapport eau/ciment sur l'augmentation de la résistance en traction avec la vitesse de déformation du béton. Ce point est confirmé par les travaux de (Erzar, et al., 2010). L'influence du rapport Eau/Ciment est aussi confirmée par (Rossi, et al., 1994) avec la technique « drop-hammer ». D'après les travaux précédents, seul effet de l'eau semble jouer un rôle important sur la réponse du matériau dans cette gamme de vitesse de déformation. Comme pour la compression dynamique la présence de l'eau peut générer l'effet Stéfán (Rossi, 1991) ; La force de capillarité augmente avec la vitesse de déformation du béton. Une autre étude portant sur l'influence de la quantité d'eau libre sur la résistance du matériau sous fortes vitesses a été menée par (Cadoni, et al., 2001). Cette étude se base sur le principe de la propagation d'ondes dans le béton. Si une onde incidente rencontre un pore non rempli par l'eau, elle est réfléchiée. Les réflexions multiples entre les pores vont causer le dommage local dans le matériau. Si un pore est rempli d'eau, l'amplitude de l'onde réfléchiée est plus faible, car une partie de l'énergie a été transmise à l'onde de transmission. Donc, le dommage local dans ce cas est moindre que dans le cas où des pores sont vides. Selon cette explication, plus le béton est humide, plus cet effet est important.

Si le béton est très peu humide, voire sec, comment expliquer l'augmentation de résistance en traction dynamique avec la vitesse de déformation ? Selon (Rossi, 1997), la dépendance du béton à l'effet de vitesse est faible dans la gamme de vitesse de déformation inférieure à  $1 \text{ s}^{-1}$ . L'augmentation de la résistance observée est peut-être due

toujours à l'effet Stéfan, car le béton est très difficile à sécher complètement, la taille des micropores contenant de l'eau est très petite, environ 10 Angstroms, donc difficile à sécher (Rossi, et al., 1994)). Par contre, dans la gamme de vitesse de déformation élevée ( $>1 \text{ s}^{-1}$ ) où la résistance en traction augmente beaucoup, la réponse du matériau n'est pas la même. Dans cette gamme de vitesse, l'effet de l'eau est négligeable, car la contrainte locale dans la zone près des granulats est importante sous chargement dynamique (Brara & Klepaczko, 2006). Cela signifie que l'augmentation de résistance du béton dans cette gamme de vitesse a une autre origine. En effet, en traction, les microfissures dans le béton se génèrent. A faible vitesse de chargement, ces microfissures ont le temps pour se propager à travers la zone inter-granulats entre le mortier et les granulats où la résistance est la plus faible. Par contre, lors d'une vitesse de chargement importante, les microfissures n'ont pas le temps pour se propager dans cette zone. Elles sont obligées de traverser les granulats. Par conséquent, cela demande beaucoup plus de l'énergie pour les casser et la résistance du béton est donc augmentée (cf. [Figure 1-9]). Cette explication est également donnée dans la thèse de (Zielinski, 1982) et dans l'article de (Ross, et al., 1996).



**Figure 1-9. Surface de rupture avec les granulats cassés dans les tests d'écaillage réalisés par Brara et al (Brara & Klepaczko, 2006)**

Dans un autre article, (Rossi, 1997) a avancé des hypothèses sur les processus de création et de propagation des micros-fissures ainsi que des macro-fissures sous chargement uniaxial pour expliquer cet effet de vitesse. Selon lui, sous un chargement uniaxial, les micros-fissures se développent pour former les macro-fissures. Si le chargement est dynamique à vitesse importante, une force d'inertie apparaît pour s'opposer à l'ouverture de ces macro-fissures, ce qui génère l'augmentation de résistance du matériau. (Hild, et al., 2003) expliquent également ce phénomène par un principe d'interaction entre les micros-fissures.

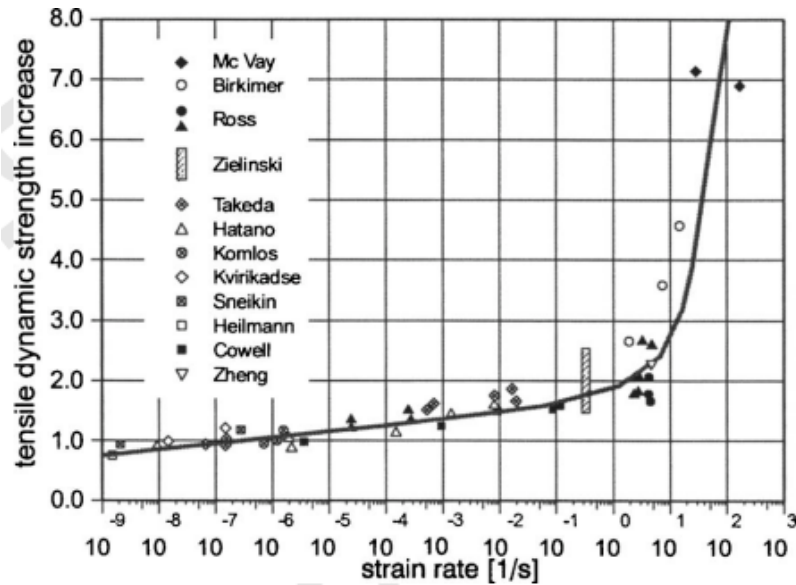


Figure 1-10. Traction dynamique (Eibl & Bachmann, 1993)

### 1.3.2. Comportement statique du béton et du mortier sous compression avec confinement

Afin de caractériser le phénomène d'impact entre un projectile et une structure en béton, beaucoup de formules empiriques de prédiction de la profondeur de pénétration du projectile ont été proposées (Li, et al., 2005). Dans ces formules, le seul paramètre du matériau régissant la résistance au choc des structures est la résistance en compression uniaxiale du béton,  $f_c$ . Fondées sur des relations empiriques, la plupart des autres caractéristiques peut être déduite de  $f_{c28}$  (résistance à la traction  $f_{t28}$ , module d'Young  $E$ , etc ...). Plusieurs modèles de comportement 3D du béton utilisent seulement ce paramètre  $f_{c28}$  dans le critère de rupture en 3D dans la section méridienne (Kang & Willam, 1999); (Liu & Foster, 2000); (Grassl & Jirasek, 2006); (Papanikolaou & Kappos, 2007). Des études récentes sur le comportement triaxial du béton ont montré que ce paramètre  $f_{c28}$  seul n'est pas suffisant pour décrire le comportement du béton sous confinement (Malecot, et al., 2009). Contrairement à ce qui est observé en compression simple, lorsqu'il est placé sous fort confinement, le béton se comporte comme un empilement granulaire une fois que sa cohésion totale est perdue et que sa porosité est fermée complètement sous l'effet de la compaction.

La compréhension du comportement triaxial du béton peut être menée à travers l'étude du mortier seul, car c'est une partie importante constituant le béton. En effet, les propriétés physiques du béton sont majoritairement dues au mortier. Le béton est un matériau hétérogène avec la présence de granulats de différentes dimensions ; pour qu'il soit considéré homogène à l'échelle macroscopique, la taille d'un échantillon de béton étudié doit être suffisamment grande devant celle des granulats. Les limitations techniques des presses triaxiales à confinements élevés permettent difficilement de respecter cette condition de dimensions des échantillons pour le béton. L'absence de

gros granulats dans le mortier permet d'avoir des échantillons considérés homogènes avec des dimensions réduites par rapport au béton.

### 1.3.2.1. Phénomène de compaction

Sous l'impact, la structure est localement compactée (effondrement de la porosité). Pour étudier ce phénomène, deux essais mécaniques de compression triaxiale sont généralement considérés : le test hydrostatique et le test oedométrique. Le test hydrostatique permet d'étudier le comportement du matériau sous chargement isotrope tandis que le test oedométrique correspond à l'état de chargement donnant la compaction maximale (due à la contrainte de cisaillement supplémentaire). (Burlion, et al., 2001) ont étudié les différences de comportement volumique du mortier pour ces deux tests (cf. [Figure 1-11]). Afin de vérifier si ce phénomène est général pour tous les matériaux poreux sous compaction, les auteurs ont comparé leurs résultats avec ceux obtenus lors de tests de compaction sur aluminium poreux réalisés par (Bonnan, 1996) (cf. [Figure 1-12]). Ces tests ont permis de mettre en évidence trois phases principales dans le mécanisme de compaction d'un matériau poreux : après une phase élastique faible, le matériau est déformé irréversiblement avec un écrouissage positif et se rigidifie avec un durcissement au final.

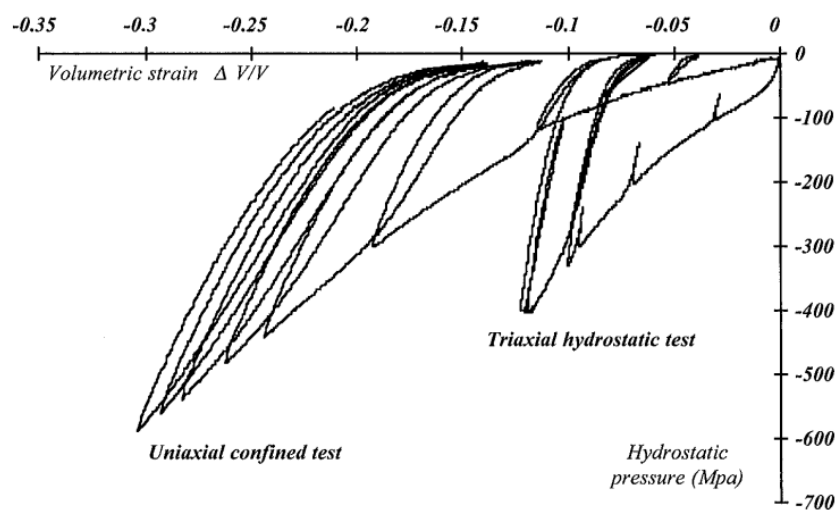
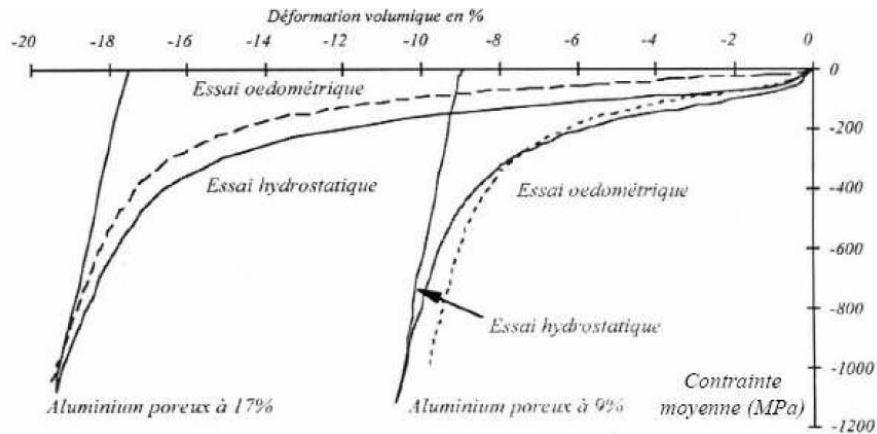


Figure 1-11. Comparaison du comportement volumique du mortier soumis au test hydrostatique et test oedométrique (Burlion, et al., 2001) (E/C =0.5)



**Figure 1-12. Comportement volumique de l'aluminium poreux (Bonnan, 1996) sous chargements hydrostatique et oedométrique**

La déformation volumique obtenue dans un test oedométrique est beaucoup plus importante que celle obtenue dans un test hydrostatique. Ce résultat peut être expliqué par la fermeture de la porosité du matériau. En effet, un matériau poreux contient des vides libres, sous l'effet de la compaction ces vides sont fermés au fur et à mesure que le chargement augmente. Dans un test oedométrique, une fois que la cohésion de la matrice cimentaire est perdue par endommagement, les grains de sable du mortier ont tendance à se réarranger sous l'action de la contrainte de cisaillement, ce qui provoque une diminution supplémentaire de volume. Ce mécanisme n'existe pas dans le test hydrostatique, car le matériau est soumis à une charge isotrope. Des résultats similaires ont également été obtenus sur un mortier par (Williams, et al., 2005). Pour ce qui concerne le béton, le mécanisme de fermeture de la porosité sous l'effet de la compaction et le réarrangement des granulats sous l'action des contraintes déviatoires sont aussi constatés (Burlion, et al., 2001), (Williams, et al., 2006). Le seul point qui différencie le béton et le mortier est la présence des gros granulats dans le béton, ce qui diminue la porosité du béton par rapport à celle du mortier (les granulats sont généralement moins poreux que le mortier). Par conséquent, la déformation volumique du béton est plus petite.

(Gabet, et al., 2008) réalisent des tests proportionnels sur le béton standard R30A7 (Vu, 2007) (cf. [Figure 1-13]). Ils font varier le facteur  $k$  des tests (rapport entre le chargement radial et le chargement axial ( $k = p/\sigma_x$ )) et étudient l'influence du chemin de chargement sur le mécanisme de compaction du béton. En général, plus ce facteur  $k$  de triaxialité est grand, moins la contrainte déviatoire affecte le comportement volumique du matériau, ou encore moins la déformation volumique due à la contrainte de cisaillement est grande.

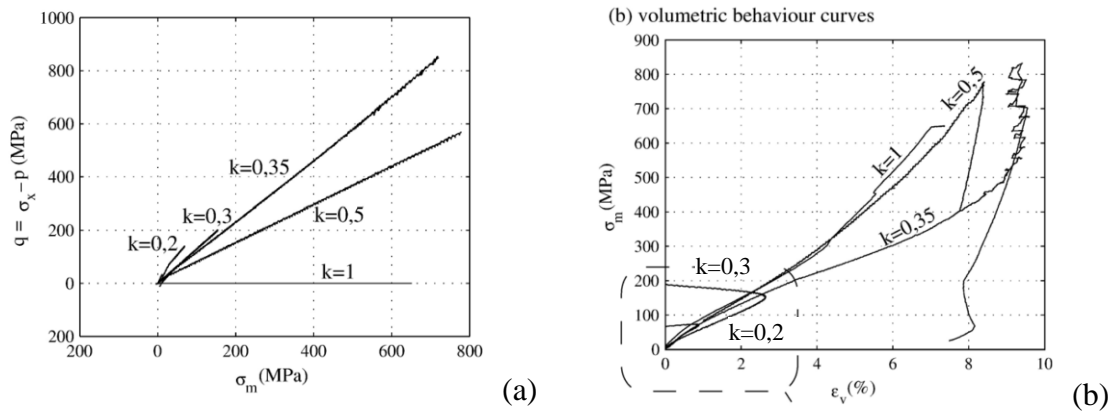


Figure 1-13. Comparaison du comportement volumique du béton sous différents chemins de chargement (Gabet, et al., 2008), a) chemins de chargement dans « espace de contrainte », b) comportement volumique (évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique)

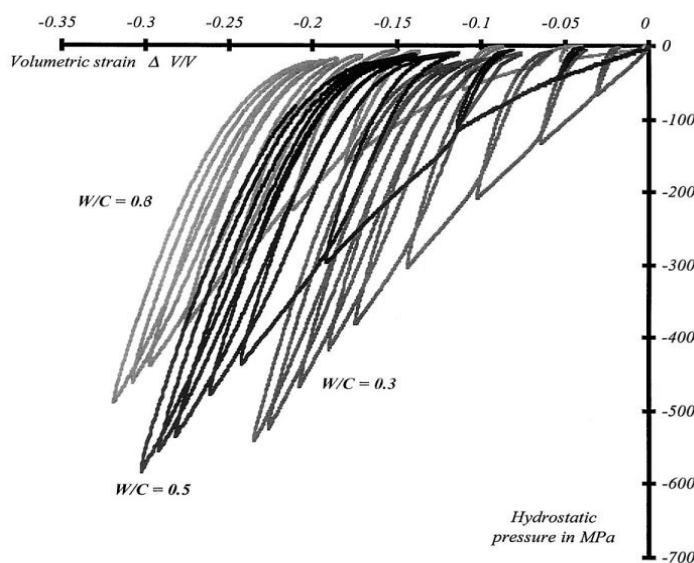


Figure 1-14. Comparaison du comportement volumique des mortiers de différents rapports Eau/Ciment ( $E/C = 0,3 ; 0,5 ; 0,8$ ) soumis au test oedométrique. (Burlion, et al., 2001)

Le rapport Eau/Ciment ( $E/C$ ) joue aussi un rôle important dans le comportement du matériau en compaction. Dans l'article de (Burlion, et al., 2001), trois échantillons de mortier avec 3 rapports  $E/C$  différents sont soumis à des tests oedométriques (cf. [Figure 1-14]). Plus ce rapport est important, plus le matériau est poreux, donc plus le phénomène de compaction s'accroît (Roy & Gouda, 1973) (Chanvillard, 1999). Cette observation est confirmée pour le béton par (Vu, et al., 2009) (cf. [Figure 1-15]). Ces auteurs ont étudié les comportements des bétons sous très forts confinements (650 MPa de pression de confinement) avec des rapports  $E/C$  variant de 0.4 à 0.8. Un point majeur de cette étude est que l'influence du rapport  $E/C$  est dominante seulement dans le premier temps de la compaction isotrope, quand la cohésion du matériau existe encore (exprimé par la dispersion des trois courbes de différentes couleurs - Figure 1-15). Une fois que la cohésion du béton est perdue complètement, le béton se comporte comme un empilement granulaire, l'influence de ce rapport  $E/C$  est négligeable (exprimé par le parallélisme des 3 courbes représentant les 3 différents bétons - Figure 1-15).

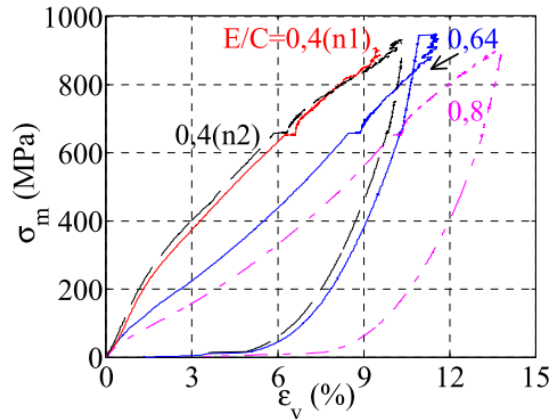


Figure 1-15. Résultat des essais à 650 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04). (Vu, et al., 2009)

L'eau libre emprisonnée dans les vides influence le comportement volumique, par exemple sous chargement oedométrique (cf. [Figure 1-16]) ou hydrostatique (cf. [Figure 1-17]) (Vu, et al., 2008). En effet, sous l'effet du chargement, la compaction apparaît et les vides sont fermés progressivement. Quand le matériau poreux est partiellement saturé par un fluide, le volume de vides libres est réduit. Une fois que les vides libres sont fermés totalement, le fluide sera comprimé. Comme le module de compressibilité d'un fluide est beaucoup plus important que celui de l'air, la réponse du matériau partiellement saturé sous une charge de compaction est plus élevée.

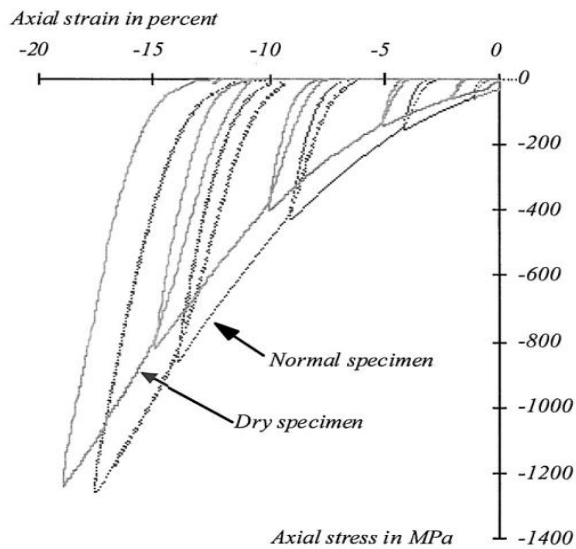


Figure 1-16. Comportement axial de mortiers avec différents degrés de saturation soumis au test oedométrique (Burlion, et al., 2001)



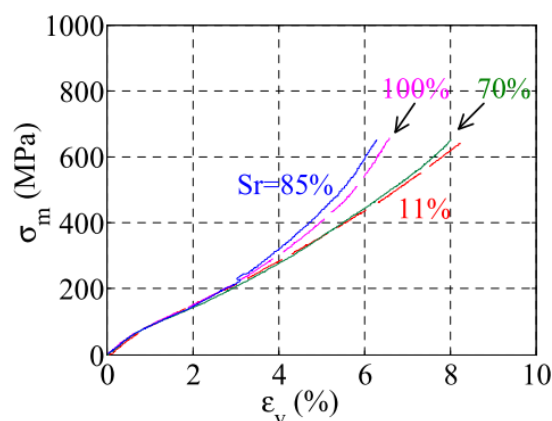


Figure 1-17. Courbes de comportement volumique du R30A7 à différents confinements et pour différents degrés de saturation : Contrainte moyenne  $\sigma_m$  en fonction de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  ;  $p$  : pression de confinement ;  $S_r$  : Degré de saturation de l'échantillon (Vu, et al., 2009)

### 1.3.2.2. Comportement triaxial du mortier

Une étude très détaillée sur le comportement triaxial du mortier a été menée par (Williams, et al., 2005) à des niveaux de pressions de confinement inférieures à 400 MPa (cf. [Figure 1-18]). La porosité moyenne des échantillons dans ces tests est 23%, tandis que le degré de saturation moyen est 50%. L'augmentation de la contrainte déviatorique maximale en fonction de la pression de confinement est observée (cf. [Figure 1-18a]). Cette contrainte maximale est beaucoup plus importante que la résistance en compression simple du matériau. En effet, sous un chargement isotrope (hydrostatique), les vides libres du matériau sont fermés au fur et à mesure, la porosité est réduite, le module de compressibilité est augmenté; ce qui rend le matériau plus rigide à supporter la force déviatorique. C'est une propriété commune des matériaux « frottants » (car il y a un effet de la contrainte moyenne). La raideur tangente augmente également avec le confinement. Un deuxième point à remarquer sur cette figure est la transition de la phase fragile à faible confinement à la phase ductile à fort confinement du matériau. A partir de 200 MPa de pression de confinement, le pic de contrainte n'augmente plus, un seuil de plastification suivi par un plateau légèrement adoucissant est observé. Cette limite de la contrainte déviatorique est également visible sur la Figure 1-18c. Un phénomène similaire a été observé par (Buzaud, 1998) dans son étude concernant le microbéton MB50 dont le degré de saturation est environ 50% (cf. [Figure 1-19]). La contribution de l'eau libre à ce phénomène est importante. Une étude détaillée de cet effet de l'eau a été réalisée par (Vu, et al., 2008) sur le béton standard R30A7. En effet, la présence de l'eau libre réduit le volume libre des vides. Une fois que ce volume libre des vides est fermé sous l'effet de la compaction, l'eau est mise en charge et le frottement entre les grains du squelette est fortement diminué par la présence de l'eau, la résistance au cisaillement est alors également diminuée. Plus le taux de saturation est élevé, plus tôt la fermeture totale du volume libre des vides sera atteinte. Une fois le volume libre des vides refermé, il n'y a presque plus d'augmentation de la résistance au cisaillement, quel que soit le confinement appliqué.

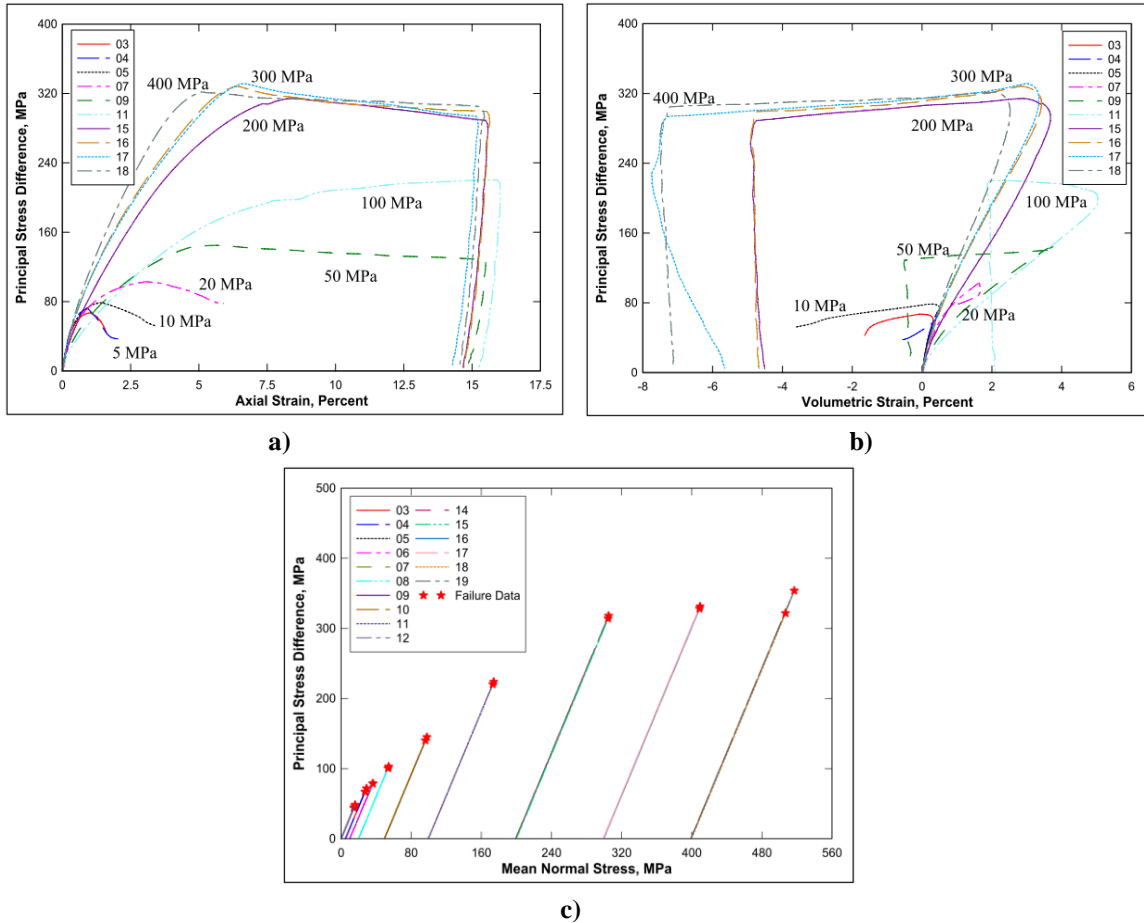


Figure 1-18. Résultats d'essais de compression triaxiale sur mortier avec une pression de confinement variant entre 0 et 400 MPa. Evolution du déviateur q avec : a) la déformation axiale, b) la déformation volumique, c) la contrainte moyenne (Williams, et al., 2005)

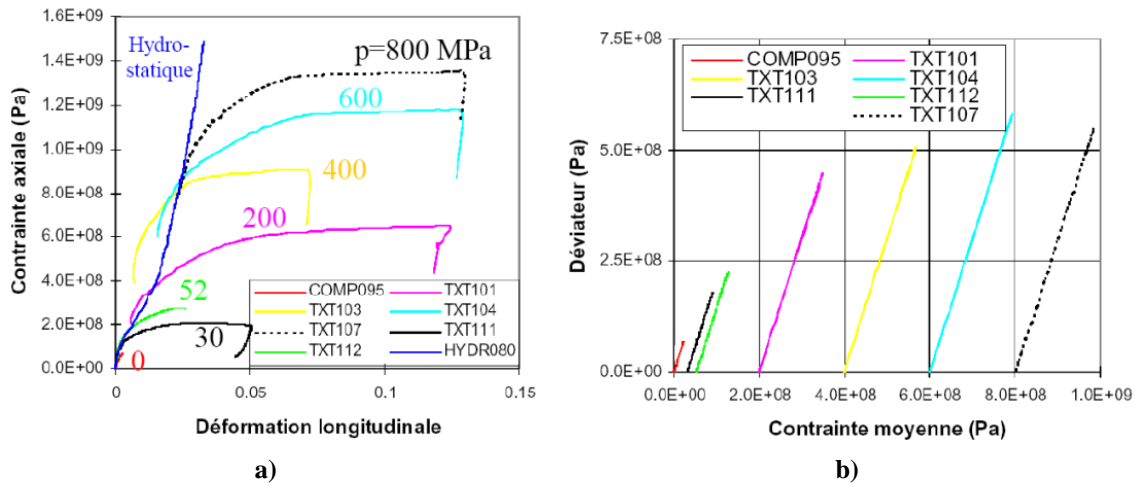


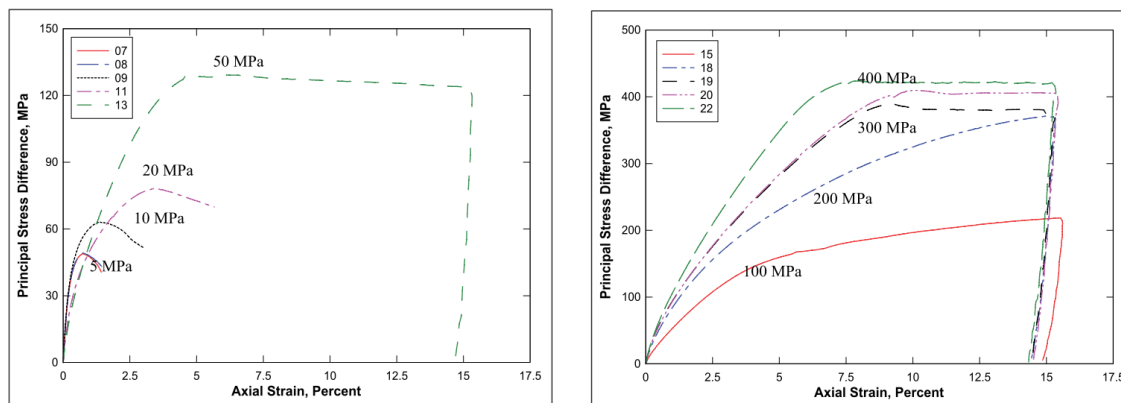
Figure 1-19. Résultats d'essais de compression triaxiale sur le micro-béton MB50 avec une pression de confinement variant entre 30 et 800 MPa par (Buzaud, 1998), Evolution du déviateur q en fonction a) la déformation axiale, b) la contrainte moyenne

(Yurtdas, et al., 2004) apportent des explications supplémentaires sur l'influence du degré de saturation en eau sur la résistance au cisaillement de mortiers. Selon ces auteurs, quand un échantillon est séché, deux phénomènes concomitants sont constatés. Le premier est lié à l'effet de la succion capillaire due à l'évaporation de l'eau, qui

génère de la compression isotrope dans l'échantillon. Cette effet est similaire à un effet de « précontrainte », également constaté dans les roches (Jumikis & Alfreds, 1983). Le deuxième phénomène est lié à la contraction due au gradient d'humidité, durant le séchage, entre la partie externe de l'échantillon et son cœur. Cette contraction génère un effet de confinement « interne ». Ces deux phénomènes concomitants lors du séchage contribuent à une augmentation de la contrainte moyenne et donc, pour un matériau frottant, à une augmentation de la résistance au cisaillement ; un échantillon sec résiste mieux au cisaillement qu'un échantillon humide.

### 1.3.2.3. Comportement triaxial du béton

Le comportement triaxial du béton est similaire à celui observé pour le mortier. La plupart des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature ne concernent que des chargements triaxiaux avec une pression de confinement inférieure à 100 Mpa, en raison des limitations techniques des presses triaxiales (Candappa, et al., 2001), (Sfer, et al., 2002),... Certain travaux concernent des confinements plus élevés (Gran & Frew, 1997), (Warren, et al., 2004), (Williams, et al., 2006), (Gabet, 2006), (Schmidt, et al., 2008), (Vu, et al., 2008), (Poinard, et al., 2010). Un point commun à remarquer dans ces tests est la mise en évidence de la transition fragile-ductile du comportement en fonction de la pression de confinement (cf. [Figure 1-20]).



**Figure 1-20. Evolution des contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales lors des essais triaxiaux sur le béton SAM-35 (porosité =20%,  $S_r = 40\%$ ) avec une pression de confinement variant de 5 MPa à 400 MPa (Williams, et al., 2006)**

(Schmidt, et al., 2008) ont étudié le comportement du béton sous fort confinement avec des cycles de chargement-déchargement afin d'observer l'évolution du module d'élasticité isostatique  $K_v$  au fur et à mesure que le matériau est compacté (cf. [Figure 1-21]). Selon ces auteurs, la valeur de  $K_v$  évolue de 23 GPa (correspond au deuxième cycle de charge-décharge) à 29 GPa (correspond au dernier cycle de charge-décharge). (Poinard, et al., 2010) ont réalisé un test similaire sur le béton standard R30A7 sec avec un confinement de 600 MPa, ils trouvent  $K_v$  compris entre seulement

23 GPa et 24 GPa. Dans ces deux travaux, on peut constater une même allure pour le comportement du béton sous confinement. Après la première phase élastique, le béton est déformé de façon irréversible en raison de la perte de cohésion du matériau et de la fermeture de la porosité. A la fin du déchargement, une phase de comportement élastique non-linéaire du matériau est observée. A travers ces deux tests, on peut constater que les cycles de chargement-déchargement n'ont aucune influence sur le comportement volumique global du matériau.

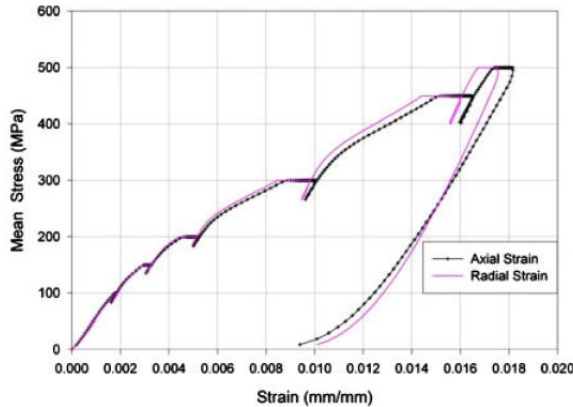


Figure 1-21. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatatique à 500MPa de confinement (Schmidt, et al., 2008)

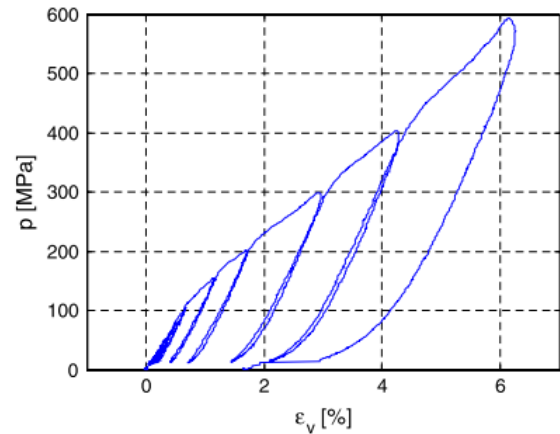


Figure 1-22. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatatique à 600MPa de confinement (Poinard, et al., 2010)

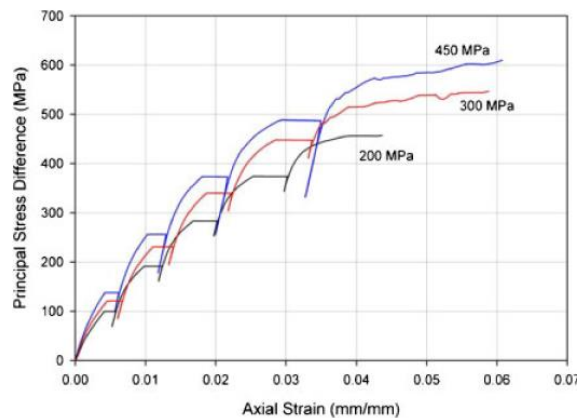


Figure 1-23. Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale lors des essais triaxiaux de différents niveaux de confinement (Schmidt, et al., 2008)

Un deuxième point à souligner est que, comme pour le mortier, la résistance au cisaillement augmente avec la pression de confinement (cf. [Figure 1-23]). Plus le confinement est élevé, plus la rigidité est importante.

(Vu, et al., 2008) ont analysé l'influence du taux de saturation en eau sur le comportement triaxial du béton standard R30A7.

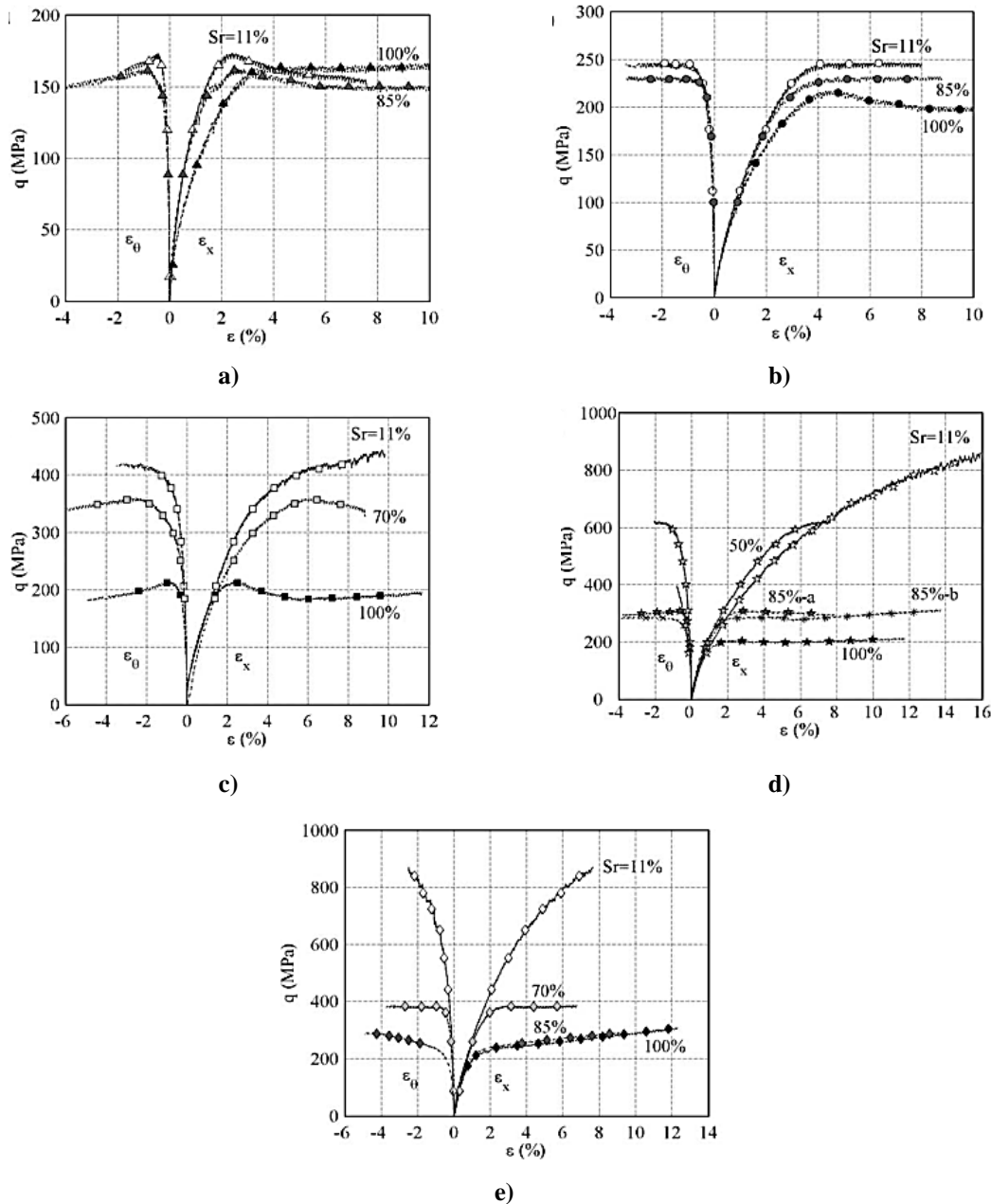


Figure 1-24. Récapitulatif des essais de compression triaxiale du béton R30A7 pour différentes pressions de confinement, a)  $p = 50$  MPa, b)  $p = 100$  MPa, c)  $p = 200$  MPa, d)  $p = 400$  MPa, e)  $p = 650$  MPa (Vu, et al., 2008)

La Figure 1-24 représente l'influence du taux de saturation en eau sur l'évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale du béton R30A7 et pour différentes pressions  $p$  de confinement. A 50 MPa de confinement (cf. [Figure 1-24a]), il n'y a pas d'influence de degré de saturation. Pour des pressions de confinement plus élevées (de 100 MPa à 650 MPa), l'écart augmente entre les réponses des bétons sec, humide, voire saturé. Pour des bétons très humides ( $S_r \geq 85\%$ ) on observe un plafonnement de la contrainte déviatoire maximale à un niveau bas comparé à la contrainte déviatoire maximale du béton sec. A travers ces tests, l'influence de l'eau

libre sur le comportement triaxial du béton est clairement mise en évidence, surtout quand la pression de confinement est élevée.

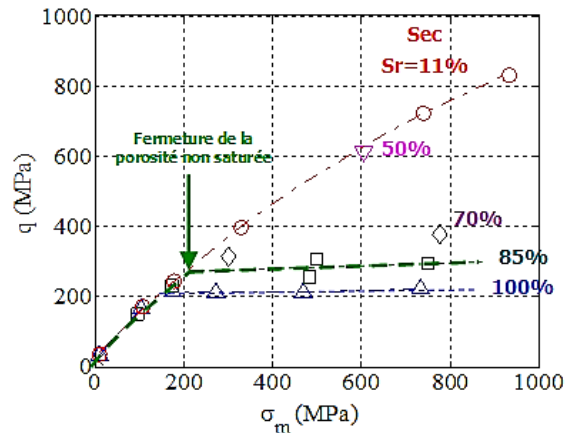


Figure 1-25. Courbe d'état limite de cisaillement du béton R30A7 selon le critère de déformation volumique maximale (Vu, et al., 2008)

Comme pour le mortier, ce phénomène peut être expliqué par l'effet de la fermeture des vides libres lorsque le matériau a perdu sa cohésion. Cette explication est illustrée sur la Figure 1-25, la contrainte de cisaillement maximale dépend du taux de saturation dans le béton. Cette figure a été établie à partir d'un critère d'état limite en déformation volumique du béton. Cet état est identifié comme la transition entre contraction et dilatance. Il correspond au point où la déformation volumique obtenue est maximale (cf. [Figure 1-18b]).

## 1.4. Modèles de calculs en dynamique rapide

Plusieurs modèles de calculs en dynamique rapide existent afin de traiter des problèmes d'impact ou d'explosion. Actuellement, deux types d'approches sont utilisées : les approches dites « continues » et celles dites « discrètes ». La méthode des éléments finis correspond au premier type d'approches. Elle est largement répandue et de nombreux modèles de comportement des matériaux ont été développés pour ce type d'approches. Fondée sur l'hypothèse d'un milieu continu elle peut avoir des difficultés à traiter les fortes discontinuités pouvant apparaître lors d'un impact (fragmentation). Les méthodes discrètes, non fondées sur l'hypothèse d'un champ de déplacement continu sont de plus en plus utilisées pour les problèmes de dynamique rapide.

### 1.4.1. Méthode des éléments discrets

Les approches discrètes, comme la méthode des éléments discrets (Cundall & Strack, 1979) reposent sur une description du milieu en un réseau de points mobiles munis de masses associés et des géométries simples, par exemple des sphères. Les lois

d'interactions entre les points dépendent du milieu modélisé (contact, loi cohésive,...). Elles sont particulièrement adaptées aux milieux granulaires mais peuvent également être utilisées pour traiter des milieux continus, l'apparition des discontinuités (fissure) dans ces milieux est aisée à mettre en œuvre car il suffit de supprimer l'interaction entre les points concernés. A l'échelle macroscopique, une structure peut être supposée homogène et continue, mais son comportement à la rupture résulte de phénomènes discontinus (cf. [Figure 1-26]). Dans de tels cas, les méthodes discrètes sont plus adéquates que les approches continues classiques pour modéliser et reproduire les phénomènes.

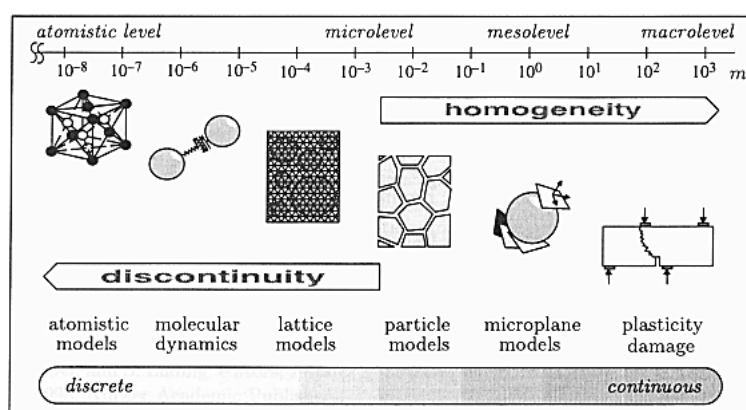


Figure 1-26. Échelle de modélisation (D'addetta, et al., 2001)

Les approches aux éléments discrets ont initialement été introduites par (Cundall & Strack , 1979), pour les matériaux granulaires. Les développements qui ont suivi ont eu pour but d'adapter ce type de méthodes aux matériaux cohésifs et en particulier les géomatériaux (D'addetta, et al., 2001). Ces méthodes sont difficiles à mettre en œuvre pour traiter des structures de grandes tailles. En effet, pour prédire finement le comportement local, ces méthodes doivent utiliser beaucoup d'éléments discrets ce qui conduit, à l'échelle de l'ouvrage, à un nombre très important d'éléments et à des temps importants de calculs.

### 1.4.2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est largement utilisée pour les calculs d'ouvrages. Elle est fondée sur la mécanique des milieux continus. En considérant que le comportement du matériau est homogène, cette approche permet d'étudier la réponse globale de la structure et la réponse locale du matériau. Pour modéliser le comportement à la rupture du béton, deux types de modèles ont été développés :

- Approche continue de l'endommagement : les phénomènes non-linéaires sont traités à travers des variables d'endommagement, qui varient de 0 (pour le matériau sain) à 1 (pour le matériau complètement endommagé) (Mazars, 1984).

- Théorie de la plasticité : le comportement non-linéaire est pris en compte par le biais de déformations plastiques qui respectent des lois d'écoulement et des critères en contrainte.

Cependant, lorsque la propagation des fissures joue un rôle prépondérant, les lois de comportement ne peuvent pas reproduire correctement les réponses des structures et les endommagements des matériaux. Pour résoudre ce problème de discontinuité, différentes solutions ont été proposées (Wœstyn, et al., 2006) :

- Pour suivre l'évolution d'une fissure, (Ortiz & Pandolfi, 1999) introduit une discontinuité sur l'interface reliant deux éléments finis couplée à un algorithme de maillage adaptatif. Cette méthode introduit une dépendance au maillage utilisé.
- Une autre technique consiste à introduire la discontinuité en déplacement directement à l'intérieur des éléments finis (X-FEM (Extended Finite Element Method)) (Daux, et al., 2000). La propagation d'une fissure en quasi-statique est bien modélisée par cette méthode mais elle permet difficilement de traiter la multifissuration.
- Le processus d'érosion est une autre méthode souvent utilisée pour le traitement des problèmes dynamiques d'impact. Un élément fini de la structure sera supprimé lorsqu'un critère est atteint. Différents critères d'érosion peuvent être utilisés, souvent le seuil de déformation plastique de Von-Mises (Agardh & Laine, 1999) est retenu. Certains modèles élasto-endommageables utilisent un seuil de déformation principale en traction, i.e. le critère du modèle de Mazars (Mazars, 1984).

Deux méthodes d'intégration temporelle sont utilisées dans les codes aux éléments finis, la méthode d'intégration implicite (de type Newmark) et la méthode d'intégration explicite (en général des différences centrées d'ordre 2). Si l'algorithme implicite est souvent utilisé pour modéliser les problèmes quasi-statiques et ceux de dynamique lente ; les problèmes de dynamique rapide sont généralement traités avec une méthode explicite qui nécessite d'utiliser un très petit pas de temps d'intégration et qui est plus efficace en termes de temps de calculs pour les chargements impulsifs (courts).

### **1.5. Modèles de comportement du béton sous impact**

Dans la littérature, plusieurs modèles de comportement du béton sont présentés. Dû à son hétérogénéité, le comportement du béton est complexe et fortement dépendant des conditions de chargement. Un modèle universel avec un nombre limité de paramètres capable de reproduire tous les phénomènes physiques n'existe pas, les modèles existants sont donc généralement spécifiques aux conditions de chargement. Dans cette thèse, nous nous intéressons à la modélisation de structures en béton sous impact à l'aide de modèles continus, écrits dans le cadre de la thermodynamique des



processus irréversibles, à l'échelle macroscopique. Parmi ces modèles, les modèles d'endommagement et les modèles élasto-plastiques sont les plus connus. Chaque classe de modèle présente des avantages ainsi des inconvénients pour la simulation des phénomènes complexes apparaissant lors d'un impact. Le couplage de ces deux classes de modèles permet de couvrir un large spectre de phénomènes physiques.

### 1.5.1. Les modèles d'endommagement

L'endommagement du béton est dû à la création et la propagation de microfissures sous l'action du chargement. L'endommagement se manifeste par la diminution des caractéristiques élastiques et le phénomène d'adoucissement des contraintes. Les modèles numériques basés sur la mécanique de l'endommagement continu sont développés pour simuler ces phénomènes. Un point commun à tous ces modèles est l'introduction d'une ou plusieurs variables locales, notées souvent  $D$ , décrivant l'évolution de l'endommagement à partir de la variation relative de raideur du matériau. Les modèles existants peuvent être distingués en fonction de l'ordre tensoriel des variables d'endommagement utilisées. Dans les modèles d'endommagement isotrope, la variable unique décrivant l'endommagement est un scalaire  $D$  (Kachanov, 1958), (Mazars, 1984), (Brenich & Gambarotta, 2001), (Bonora, et al., 2005), (Celentano & Chaboche, 2007). A l'inverse, si  $D$  est une variable tensorielle (d'ordre 1 (scalaire), 2 ou 4 avec ou sans déformations anélastiques), le modèle est dit anisotrope (Dragon & Mroz, 1979), (Chaboche, 1981), (Ortiz, 1985), (Chaboche, et al., 1995), (Gatuingt & Pijaudier-Cabot, 2002).

En général, un modèle d'endommagement est construit à l'aide des équations constitutives suivantes :

Le potentiel d'énergie libre :

$$\rho\Psi = \frac{1}{2}(1 - D)\varepsilon_{ij}E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad [1-7]$$

Lois d'état correspondant :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial(\rho\Psi)}{\partial\varepsilon_{ij}} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad [1-8]$$

$$Y = -\frac{\partial(\rho\Psi)}{\partial D} = \frac{1}{2}\varepsilon_{ij}E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad [1-9]$$

Où  $\sigma_{ij}$  sont les contraintes associées aux déformations  $\varepsilon_{ij}$ , et  $Y$  le taux de restitution de l'énergie associé à l'endommagement  $D$ . Le taux de dissipation d'énergie  $\dot{\Phi}$  doit satisfaire le second principe de la thermodynamique (inégalité de Clausius-Duhem) :

$$\dot{\Phi} = \sigma_{ij}\dot{\varepsilon}_{ij} - \rho\dot{\Psi} = Y\dot{D} \geq 0 \quad [1-10]$$

Comme  $Y \geq 0$ ,  $\dot{D} \geq 0$ . Cela signifie que l'endommagement est toujours croissant. Une fonction critère est maintenant nécessaire pour définir la loi d'évolution de l'endommagement.

Mazars (Mazars, 1984) la définit à partir de la notion de déformation équivalente :

$$f = \tilde{\varepsilon} - \kappa(D) \quad [1-11]$$

Avec  $\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_1^3 \langle \varepsilon_i \rangle^2}$  la déformation équivalente calculée à partir des déformations principales positives  $\varepsilon_i$  ( $\langle \varepsilon_i \rangle = \varepsilon_i$  si  $\varepsilon_i > 0$ , sinon  $\langle \varepsilon_i \rangle = 0$  si  $\varepsilon_i \leq 0$ ).  $\kappa(D)$  est la valeur maximale atteinte au cours de l'histoire de chargement, égale initialement à  $\varepsilon_{D0}$  le seuil d'endommagement (obtenu à la fin de la phase élastique du matériau). Une fois que ce seuil initial est atteint, l'endommagement est activé, selon le modèle, l'endommagement est développé seulement en présence de déformations positives dues aux mécanismes de traction.

Comme le comportement du béton est dissymétrique entre la traction et la compression, les lois d'évolution sont également défini séparément mais sous une même forme :

$$D_i(\tilde{\varepsilon}) = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_i)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_i}{e^{B_i(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})}} \quad [1-12]$$

Avec  $D_i = D_t$  pour la partie d'endommagement en traction et  $D_i = D_c$  pour la partie d'endommagement en compression. Les paramètres  $A_i$  et  $B_i$  sont obtenus à partir des tests uniaxiaux en compression ( $A_c$ ,  $B_c$ ) et en traction ( $A_t$ ,  $B_t$ ),  $\varepsilon_{D0}$  est le seuil d'initiation de l'endommagement.

L'endommagement total est la combinaison de ces deux endommagements avec la prise en compte d'un coefficient de distribution  $\alpha$  de chaque partie (traction et compression), calculé en fonction de l'état de déformation du matériau :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t)^\beta D_c \quad [1-13]$$

Où  $\alpha_t$  proportionnel aux déformations positives, correspond à la traction,  $\beta$  est un paramètre désignant l'influence de cisaillement sur l'endommagement final.

Un des défauts du modèle de Mazars est qu'utiliser une seule variable scalaire  $D$  pour décrire l'état d'endommagement du béton, même si cette variable comporte une part due à la traction et une autre part due à la compression. Le caractère unilatéral du béton se traduit notamment par une restauration de la raideur due à la refermeture des fissures lors du passage de l'état de traction à l'état de compression, cela nécessite d'augmenter le nombre de variables ou bien de mieux prendre en compte les différents états possibles selon le trajet de chargement. Cet aspect est bien modélisé dans le modèle incrémental proposé par (Merabet, 1990), ou le modèle d'endommagement de (Frémond & Nedjar, 1995). Pour enrichir le modèle d'endommagement de type Mazars, deux variables représentant des endommagements en compression  $D_{c,comp}$  et des

endommagements en traction  $D_{t,tens}$  sont utilisées (Mazars, et al., 1990) (La Borderie, 1991).

Au départ de même potentiel d'énergie libre, mais le modèle d'endommagement proposé par (Cervera, et al., 1996) utilise un critère en contraintes pour définir l'évolution des variables d'endommagement. L'équation constitutive du modèle est exprimée en fonction de la contrainte effective  $\bar{\sigma}$  (sans endommagement):

$$\bar{\sigma} = D_0 : \varepsilon \quad [1-14]$$

Où  $D_0$  est un tenseur élastique linéaire d'ordre 4,  $\varepsilon$  est un tenseur des déformations. Dans ce modèle, deux parties de compression et traction sont dissociées à l'aide des équations :

$$\bar{\sigma}^+ = \langle \bar{\sigma} \rangle = \sum_1^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle P_i \otimes P_i \quad (\text{pour la partie en traction}) \quad [1-15]$$

$$\bar{\sigma}^- = \rangle \bar{\sigma} \langle = \sum_1^3 \rangle \bar{\sigma}_i \langle P_i \otimes P_i \quad (\text{pour la partie en compression}) \quad [1-16]$$

Où  $\sigma_i$  représente la  $i^{\text{ème}}$  contrainte principale du tenseur  $\bar{\sigma}$ ,  $P_i$  représente le vecteur unité associé à la direction  $i^{\text{ème}}$  principale respective et le symbole  $\otimes$  désigne le produit tensoriel. Les symboles  $\langle . \rangle$  sont les crochets de Macaulay (partie positive) et les symboles  $\rangle . \langle$  sont définies tels que  $\langle x \rangle + \rangle x \langle = x$ .

Deux fonctions critères différentes pour la compression et la traction sont définies dans l'espace des contraintes :

$$g^+(\bar{\tau}^+, r^+) = \bar{\tau}^+ - r^+ \leq 0 \quad (\text{pour la partie en traction}) \quad [1-17]$$

$$g^-(\bar{\tau}^-, r^-) = \bar{\tau}^- - r^- \leq 0 \quad (\text{pour la partie en compression}) \quad [1-18]$$

$$\text{Où } \bar{\tau}^+ = \sqrt{\bar{\sigma}^+ : D_0^{-1} : \bar{\sigma}^+} \quad [1-19]$$

représente la norme de la contrainte effective équivalente en traction, et

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3}K(\bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad [1-20]$$

représente la norme de la contrainte effective équivalente en compression.  $\bar{\sigma}_{oct}^-$  et  $\bar{\tau}_{oct}^-$  sont respectivement des contraintes normale et de cisaillement octaédrale.  $K$  est une propriété du matériau qui dépend du rapport entre les résistances à la compression uniaxiale et biaxiale du béton, de sorte que

$$K = \sqrt{2}(\beta - 1)/(2\beta - 1) \quad [1-21]$$

(les valeurs typiques pour le béton sont  $\beta = 1.16$ ,  $K = 0.171$ ). Les variables  $r^+$  et  $r^-$  sont des seuils d'endommagement, introduits pour contrôler la taille d'expansion des surfaces endommagées. Les premières valeurs des  $r^i$  sont les résistances en traction uniaxiale ( $r_0^+$ ) et en compression uniaxiale ( $r_0^-$ ). Les endommagements  $d^i$  augmentent une fois que les contraintes équivalentes ont atteint les seuils  $r^i$ . Les lois d'évolutions de ces variables d'endommagement sont définies telles que :

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} e^{A^+ \left(1 - \frac{r^+}{r_0^+}\right)} \quad (\text{partie en traction}) \quad [1-22]$$

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{r^-} (1 - A^-) - A^- e^{B^- \left(1 - \frac{r^-}{r_0^-}\right)} \quad (\text{partie en compression}) \quad [1-23]$$

Où  $d^+$  et  $d^-$  sont respectivement les variables d'endommagements en compression et en traction ( $0 \leq d^i \leq 1$ ). Les paramètres  $A^+, A^-, B^-$  sont déterminés à partir des tests uniaxiaux en compression et en traction.

L'expression de la contrainte finale est maintenant réécrite avec l'introduction des variables d'endommagement :

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad [1-24]$$

Les quelques modèles d'endommagement isotropes cités ci-dessus donnent la philosophie générale de leurs concepts. L'hypothèse d'endommagement isotrope pour le béton semble valable seulement sous certaines conditions de chargement (i.e. chargement uniaxial). En effet, la définition du caractère isotrope du matériau est valable si le comportement du matériau ne dépend pas des directions de chargement, tandis que les microfissures et macrofissures apparaissant dans le béton dépendent des directions de chargement ; elles sont perpendiculaires aux extensions principales. Certains auteurs ont donc introduit le caractère anisotrope de l'endommagement dans des modèles de comportement du béton (Dragon & Mroz, 1979), (Chaboche, 1981), (Ortiz, 1985), (Chaboche, et al., 1995), (Gatuingt & Pijaudier-Cabot, 2002), (Chambart, 2009). Pour cela, une variable d'endommagement tensorielle est utilisée.

### 1.5.2. Les modèles de plasticité

Les modèles élastoplastiques ont été initialement développés pour modéliser les comportements des métaux (Hill, 1950), (Bai & Wierzbicki, 2008) (Svoboda, et al., 2010). Ils ont ensuite été utilisés pour modéliser le comportement du béton, pourtant fragile, en utilisant des lois incrémentales.

Un modèle de plasticité est fondé sur la partition de la déformation du matériau en deux déformations : élastique et plastique ;

$$d\underline{\underline{\varepsilon}} = d\underline{\underline{\varepsilon}}_e + d\underline{\underline{\varepsilon}}_p \quad [1-25]$$

Où  $\underline{\underline{\varepsilon}}_e$  est le tenseur des déformations élastiques,  $\underline{\underline{\varepsilon}}_p$  est le tenseur des déformations plastiques,  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  le tenseur des déformations totales.

L'incrément de contrainte est obtenu à l'aide de la loi de Hooke généralisée :

$$d\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} d\underline{\underline{\varepsilon}}_e = \underline{\underline{C}} (d\underline{\underline{\varepsilon}} - d\underline{\underline{\varepsilon}}_p) \quad [1-26]$$

Où  $\underline{\underline{\underline{C}}}$  est un tenseur de rigidité élastique d'ordre 4 contenant les constantes d'élasticité du matériau. L'incrément de déformation plastique est obtenu par l'intermédiaire d'une fonction seuil (ou critère) de plasticité ainsi qu'une loi d'érouissage (isotrope, cinématique, ou mixte). Les différents modèles de plasticité se distinguent par ces deux aspects.

### **Fonction seuil de plasticité**

Pour le béton, le comportement en compression est très différent de celui en traction. Donc, pour simuler ce type de comportement, plusieurs fonctions critères peuvent être utilisées dans un même modèle (Voyiadjis, et al., 2008). Dans la littérature, les différentes fonctions critères proposées se différencient par le nombre de paramètres qu'ils utilisent. Le critère le plus simple, à un paramètre lié au second invariant du tenseur des contraintes  $J_2$ , est par exemple celui de Von-Mises ou celui de Tresca, plus adapté au comportement des métaux que du béton. Les critères à deux paramètres permettent de mieux représenter le comportement des géomatériaux par leur dépendance à  $J_2$  et à la pression hydrostatique, utiles pour reproduire le comportement triaxial (Drucker & Prager, 1952). Mais ce deuxième type de critère ne permet pas encore de bien distinguer le comportement en compression triaxiale avec le comportement en extension lors que le béton est soumis à un chargement multidirectionnel. Par conséquent, des critères à trois paramètres ont été développés. Outre la dépendance à la pression hydrostatique, un paramètre prenant en compte le trajet de chargement est nécessaire. Dans le cas du critère proposé par (William & Warnke, 1974), le troisième invariant du tenseur de contrainte  $J_3$  est pris en compte par l'intermédiaire de l'angle de Lode  $\theta$ . Ce type de critère a également été proposé par certains autres auteurs pour le béton (Etse, 1992), (Menétrey & Willam, 1995), (Thabet & Haldane, 2000), (Raveendra, et al., 2006). Des critères à 4 paramètres (Hsieh, et al., 1982), voire 5 existent aussi (Willam & and Warnke, 1975), dans le but d'obtenir des fonctions « critère » à forme parabolique à très fortes pressions hydrostatiques.

### **Loi d'érouissage**

Une fois que le matériau atteint son seuil limite d'élasticité, des déformations plastiques irréversibles apparaissent. Il existe deux modèles principaux caractérisant le régime plastique : avec et sans érouissage. Sans érouissage, la contrainte atteint un pic et reste constante quel que soit la déformation. Avec érouissage, la contrainte évolue avec la déformation plastique (érouissages isotrope ou cinématique (Ragueneau & Gatingt, 2003)). Le modèle sans érouissage est simple mais il est plutôt utilisé pour l'acier. La modélisation de l'érouissage est nécessaire dans le cas du béton. Il permet de modéliser à l'échelle macroscopique l'augmentation ou la perte de résistance du béton associé à l'ouverture ou la fermeture des microfissures lors du chargement. La

perte de la raideur du matériau n'est pas prise en compte dans ce type de modèle contrairement aux modèles d'endommagement (cf. [Figure 1-27]).

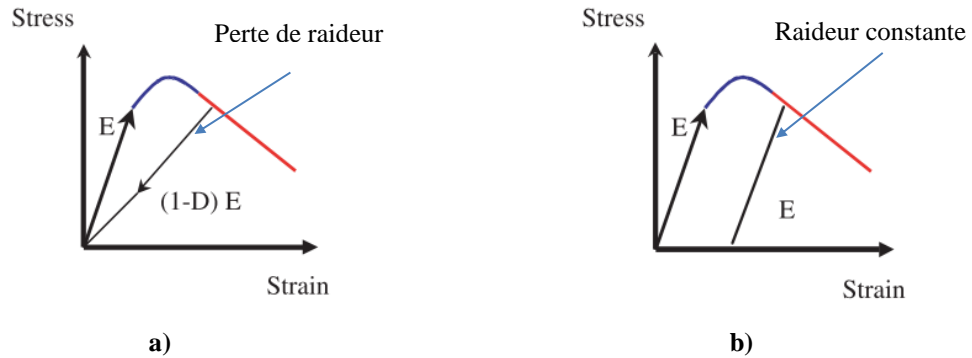


Figure 1-27. Comportement uniaxial du béton lors d'un cycle chargement – déchargement a) modèle d'endommagement, b) modèle de plasticité avec l'écrouissage négatif

### 1.5.3. Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique

Le couplage de ces deux types de modèle a pour avantage de permettre la description de l'évolution des contraintes en prenant en compte à la fois les déformations plastiques irréversibles et les pertes de raideurs du béton sous chargement axial. Les simulations de tests uniaxiaux de traction et de compression avec un modèle couplé proposé par (Voyiadjis, et al., 2008) illustrent bien cette idée (cf. [Figure 1-28]). Le modèle utilise à la fois le tenseur de déformation plastique et le tenseur d'endommagement lié aux mécanismes des microfissures pour décrire l'état déformé du matériau. Les fonctions critères utilisées sont d'une part celle du modèle d'endommagement et d'autre part celle du modèle de plasticité. Le modèle couplé développé par (Jason, et al., 2006) donne aussi des bons résultats en se basant sur les mêmes principes.

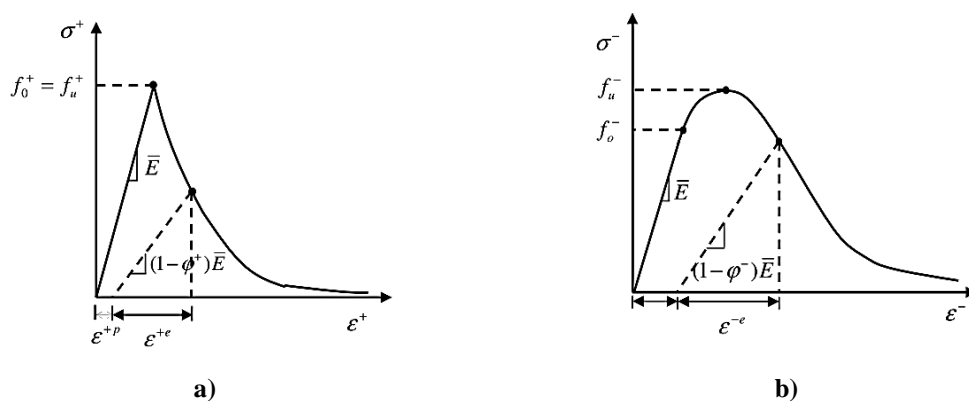
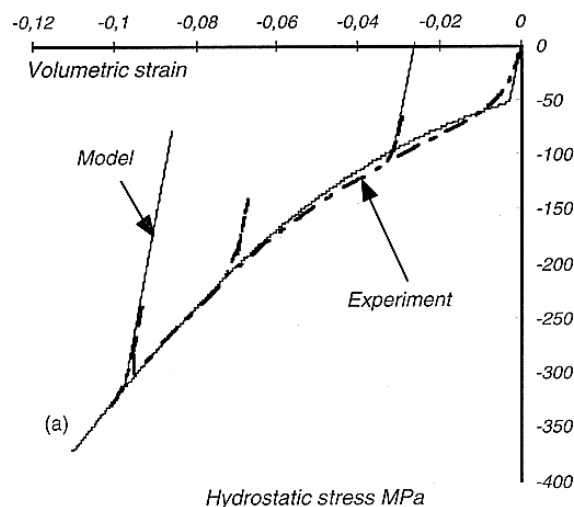


Figure 1-28. Comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale (Voyiadjis, et al., 2008)

Sous un chargement caractérisé par une forte compression hydrostatique, la raideur du béton augmente en raison de la fermeture de la porosité. Le modèle couplé proposé par (Burlion, et al., 1998) prend en compte ce phénomène (cf. [Figure 1-29]).

C'est un couplage entre un modèle d'endommagement de type Mazars et un modèle élastoplastique de type Gurson modifié (Gurson, 1977), (Needleman & Tvergaard, 1984). Dans ce modèle, le tenseur de déformation plastique  $\underline{\underline{\varepsilon}}^p$  décrivant la fermeture de la porosité et la variable scalaire d'endommagement  $D$  sont utilisés pour décrire l'état de déformation du matériau. Comme (Voyiadjis, et al., 2008), ces auteurs utilisent deux fonctions critères pour décrire la rupture. Selon le modèle, l'endommagement de compression est lié au premier invariant de la déformation plastique irréversible (déformation volumique plastique). A l'inverse, la déformation plastique n'est pas activée en tension. Par conséquent, sous un chargement de traction, seul l'endommagement modélisant l'apparition des microfissures est activé.



**Figure 1-29. Comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression (Burlion, et al., 1998)**

Même si tous ces modèles couplés semblent disposer des ingrédients permettant de décrire les phénomènes irréversibles sous chargements complexes, une difficulté demeure à l'intersection des surfaces seuil, une solution pouvant ne pas être régulière (Hansen & Willam, 2001). Ce dernier problème a été étudié par (Thabet & Haldane, 2000).

## 1.6. Conclusions

Ce premier chapitre bibliographique a porté sur l'étude des différents phénomènes qu'il est nécessaire de prendre en compte dans l'étude d'une structure en béton soumise à un impact. Un point clé révélé par cette étude bibliographique concerne la nécessité de connaître le comportement sous chargement triaxial du béton ainsi que son comportement dynamique. Différents modèles de comportement du béton ont été proposés. Il semble qu'aucun modèle ne soit capable de reproduire tous les phénomènes évoqués.

---

### Caractérisation du comportement du béton C50

---

#### Introduction

Cette campagne d'essais s'inscrit dans le cadre du projet IRIS (IRIS, 2010-2012), La composition du béton testé est la même que celle utilisée lors des tests d'impact sur des dalles de 2,1 m de largeur (15 à 25 cm d'épaisseur) réalisés par le laboratoire VTT (Technical research centre of Finland). Des simulations numériques préliminaires ont montré que le niveau de confinement maximal atteint lors de sollicitations de type impacts tels que les tests de perforation est d'environ 100 MPa (cf. chapitre 4). L'investigation expérimentale visant à caractériser le comportement du béton C50 s'est donc concentrée sur des gammes de confinement que l'on peut qualifier de moyenne. Des essais triaxiaux dont les pressions de confinement sont égales à 0 MPa (tests de compression simple), 15 MPa, 26 MPa, 47 MPa, 100 MPa ont donc été réalisés.

Lors des essais d'impacts, l'âge du béton était compris entre 40 et 60 jours ce qui signifie que le béton était très humide, voir proche de la saturation au cœur de la dalle en béton. Hors, sous sollicitations triaxiales avec un niveau de confinement élevé, le comportement du béton humide peut-être très différent de celui du béton sec (Vu, et al., 2008). La quantification de l'influence de la teneur en eau sur le comportement du béton est donc nécessaire pour analyser la vulnérabilité aux impacts de tels ouvrages. Dans un premier temps et afin de nous rapprocher des conditions d'essais, la cure choisie pour les éprouvettes était une conservation dans l'air ambiant jusqu'à stabilisation de la masse ( $T = 20^{\circ}\text{C}$  ;  $S_r$  final = 70%). Cette cure nous permet d'étudier le comportement d'un matériau dit humide. Elle n'est pas représentative de l'ensemble de la dalle mais permet d'obtenir un degré de saturation quasiment homogène qui correspond à celui du parement de la dalle. Pour compléter cette étude et analyser l'influence du degré de saturation, des essais à 47 MPa de confinement ont également été réalisés sur un béton saturé, représentatif de la dalle à cœur.

Afin d'avoir également une vue plus globale sur le comportement sous fort confinement du béton, des essais triaxiaux à 600 MPa de confinement et des essais oedométriques sur béton sec et saturé ont également été réalisés afin d'avoir les données d'entrée du modèle de plasticité nécessaire à l'utilisation du modèle PRM couplé amélioré. Tous ces tests servent à identifier, à améliorer, et à valider le modèle de comportement du béton PRM couplé, en particulier la modélisation de la plasticité.



Avant de s'intéresser au comportement du béton en compression confinée, la première partie de ce chapitre décrira les mesures de porosité et du degré de saturation effectuées sur le béton C50.

Sommaire du chapitre :

2.1. Composition du béton	37
2.2. Dimensionnement des éprouvettes	37
2.3. Mesure de la porosité et du degré de saturation	38
2.3.1. Mesure de la porosité accessible à l'eau	39
2.3.2. Mesure de la porosité au mercure	41
2.3.3. Détermination du degré de saturation des échantillons humides	42
2.4. Tests statiques	44
2.4.1. Tests de compression simple	44
2.4.2. Tests triaxiaux	49
2.4.3. Tests oedométriques	60
2.5. Test de traction dynamique	65
2.6. Conclusions	66

## 2.1. Composition du béton

Le béton utilisé dans nos essais a été fabriqué par le laboratoire VTT (Technical research center of Finland) dans le cadre du projet IRIS (IRIS, 2010-2012) (Improving Robustness Assessment Methodologies for structures impacted by missiles). Sa composition est décrite dans le Tableau 2-1. Les éprouvettes sont réalisées avec le béton constitutif des dalles que l'on nomme par le mot « béton C50 ».

**Tableau 2-1. Composition du béton C50 testé**

Composition du béton	Béton C50
Gravier (0.5/8) (kg)	925.9
Sable (kg)	646.1
Eau (kg)	215
Ciment (CEM II B 42.5) (kg)	489
Cendre (kg)	88
Superplastifiant (kg)	6.33
Densité (kg/m <sup>3</sup> )	2370
<b>Propriétés mécaniques du béton</b>	
Résistance maximale en compression simple (MPa) (>28j)	67
Porosité accessible à l'eau des échantillons (%)	11%
Volume de pâte de ciment /m <sup>3</sup> béton	0.375
Rapport E/C	0.44

## 2.2. Dimensionnement des éprouvettes

La dimension maximale des granulats entrant dans la formulation du béton est de 8 mm. Pour les tests triaxiaux, l'utilisation d'éprouvettes de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur (dimension d'échantillon compatible avec la presse utilisée et élancement = 2) permet d'obtenir un VER (Volume Élémentaire Représentatif avec une dimension minimale = 9 fois le plus gros granulats). On se prémunit ainsi d'une variabilité importante des résultats due à la présence des gros granulats. Pour éliminer les effets de bord imputable au moulage, les échantillons sont carottés et rectifiés à l'eau. Les tableaux Tableau 2-2 à Tableau 2-4 donnent les dimensions des éprouvettes utilisés.

**Tableau 2-2. Récapitulatif des dimensions des échantillons pour les tests triaxiaux (confinement de 0 à 100MPa) sur béton humide (Sr = 70%)**

Echantillon (confinement)	1 (0 MPa)	2 (0 MPa)	3 (0 MPa)	4 (13.5MPa)	5 (15MPa)	6 (26MPa)	7 (26MPa)	8 (47MPa)	9 (100MPa)
Diamètre (mm)	69.85	69.86	69.92	69.86	70	69.94	70.15	69.96	69.94
Hauteur (mm)	139.2	138.7	139.36	139.62	138.5	137.56	139.26	139.1	140.72
Masse (g)	1203.63	1202.37	1221.18	1217.25	1211.27	1209.5	1224.1	1218.3	1230.06

**Tableau 2-3. Récapitulatif des dimensions des échantillons pour les tests triaxiaux sur béton sec (Sr = 12%) et saturé (Sr = 100%)**

Echantillon	10 (béton sec-600MPa de confinement)	11 (béton saturé à l'eau - 50MPa de confinement)	12 (béton saturé à l'eau- 500 MPa de confinement)
Diamètre (mm)	69.9	69.5	69.8
Hauteur (mm)	140	138.9	139.1
Masse (g)	1210.2	1225.47	1228.93

**Tableau 2-4. Récapitulatif de l'échantillon préparé pour le test oedométrique (béton sec ; Sr=12%)**

Echantillon	13 (béton sec)
Diamètre (mm)	100
Hauteur (mm)	100
Masse (g)	1601.05

### 2.3. Mesure de la porosité et du degré de saturation

Pour une meilleure compréhension des mécanismes de rupture du béton, une connaissance détaillée de la microstructure est nécessaire. Puisque la fermeture de la porosité sous l'effet de la compaction joue un rôle prédominant dans les mécanismes de dégradation du béton sous forts niveaux de contrainte, la mesure de la porosité du béton C50 est indispensable. Le degré de saturation est également un paramètre important pour comprendre les mécanismes de déformation menant à la rupture du matériau poreux. En particulier, l'eau présente dans les pores du béton réduit la porosité libre et limite la résistance au cisaillement du béton (Vu, et al., 2008).

La mesure de la porosité est réalisée par deux méthodes différentes : porosité accessible à l'eau et porosité accessible au mercure. Pour chaque méthode, afin de réduire des erreurs de mesure, deux échantillons ont été utilisés (si les deux mesures avait présenté un écart trop important, un troisième échantillon aurait été testé). Les deux échantillons utilisés pour la mesure de la porosité accessible à l'eau du béton C50 ont les mêmes dimensions que les échantillons utilisés dans les tests triaxiaux (cylindre de 7 cm de diamètre et de 14 cm de longueur) tandis que les deux échantillons utilisés pour la mesure de la porosité au mercure ont des dimensions nettement plus petites (cylindre de 2 cm de diamètre et de longueur).

La mesure du degré de saturation est faite sur deux échantillons avec lesquels la porosité accessible à l'eau est mesurée.

### 2.3.1. Mesure de la porosité accessible à l'eau

La mesure de la porosité accessible à l'eau du béton a été conduite selon le mode opératoire recommandé par (Olivier, 1997). Le calcul de la porosité a besoin de trois mesures : le poids de l'échantillon saturé, le poids de l'échantillon saturé plongé dans l'eau (pesée hydrostatique) et celui de l'échantillon séché.

La première étape (phase I) consiste à saturer les échantillons dans l'eau. Les échantillons sont ensuite pesés dans l'air libre chaque jour jusqu'à stabilisation de la masse (sa masse est appelée  $M_{eau\_air}$ ). Selon la norme ISO 5017 (Norme française NF P18-404, s.d.), la masse de l'échantillon est considérée stable quand  $\Delta m_{24h}/m < 0.1\%$  où  $\Delta m_{24h}/m$  est la variation relative de la masse sur 24 heures. Quand le béton est considéré saturé, une pesée hydrostatique est réalisée (sa masse est appelée  $M_{eau}$ ).

Les échantillons sont ensuite séchés dans l'étuve à 50°C jusqu'à une nouvelle stabilisation de la masse d'après le critère  $\Delta m_{24h}/m < 0.1\%$  (phase II). Cette masse est appelée  $M_{sec}$ .

La porosité accessible à l'eau  $\eta$  est définie comme le rapport entre le volume des pores accessibles à l'eau et le volume apparent de l'échantillon. La masse volumique apparente sèche  $\rho_d$  est définie comme le rapport entre la masse sèche et le volume apparent. Le volume apparent de l'échantillon saturé est déterminé grâce aux pesées à l'air  $M_{eau\_air}$  et hydrostatique  $M_{eau}$ .

D'après le théorème d'Archimède :

$$M_{eau} = M_{eau\_air} - \rho_{eau} V_{app} \quad [2-1]$$

La masse volumique apparente sèche  $\rho_d$  et la porosité accessible à l'eau  $\eta$  sont déterminées par les relations suivantes :

$$\rho_d = \frac{M_{sec}}{V_{app}} = \frac{M_{sec}}{M_{eau\_air} - M_{eau}} \rho_{eau} \quad [2-2]$$

$$\eta = \frac{V_{eau}}{V_{app}} = \frac{M_{eau\_air} - M_{sec}}{M_{eau\_air} - M_{eau}} \quad [2-3]$$

Entre la phase I et la phase II, les échantillons saturés en eau sont sortis et laissés en contact avec l'air ambiant (température moyenne : 20°C ( $\pm 5^\circ\text{C}$ ) et humidité moyenne : 50% ( $\pm 5^\circ\text{C}$ )) afin de déterminer le degré de saturation des échantillons lorsqu'ils sont soumis à une cure de type conservation dans l'air ambiant (cette étape n'est pas nécessaire pour mesurer la porosité). Après quatre mois environ, les masses des échantillons sont stabilisées (cf. [Figure 2-2]). Cette masse est appelée  $M_{humide}$ .

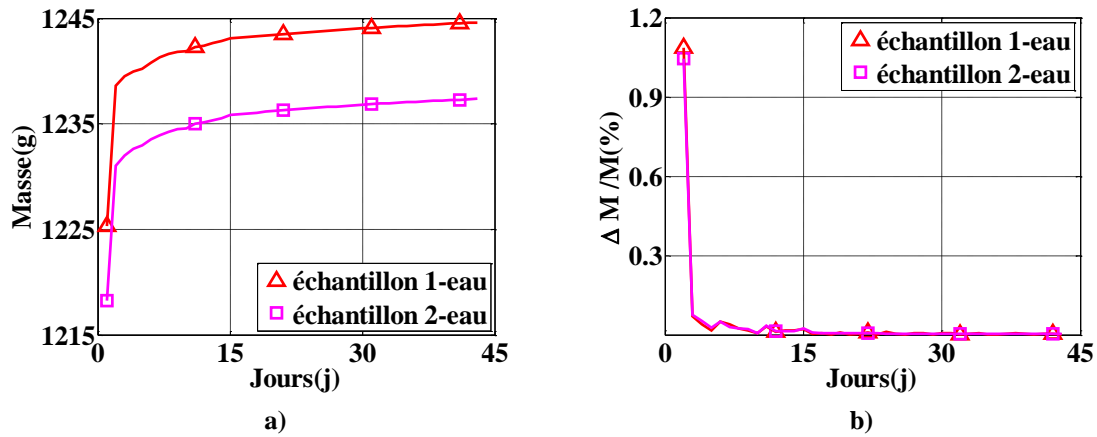


Figure 2-1. Evolution de la masse des échantillons saturés à l'eau ( $M_{\text{eau,air}}$ ) en fonction de temps.  
a) Evolution de la masse, b) Variation de la masse entre deux jours consécutifs

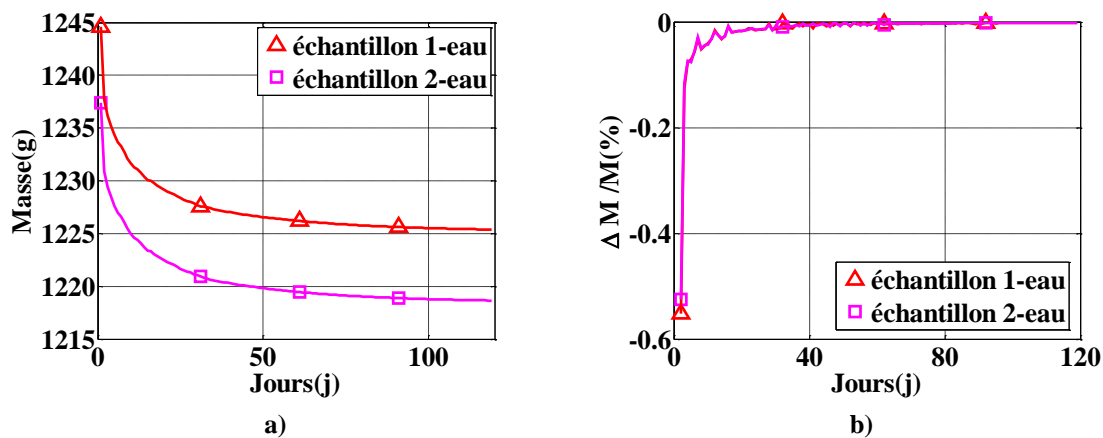


Figure 2-2. Evolution de la masse des échantillons en conditions d'échange libre avec l'air ambiant ( $M_{\text{humide}}$ ) en fonction de temps.  
a) Evolution de la masse, b) Variation de la masse entre deux jours consécutifs

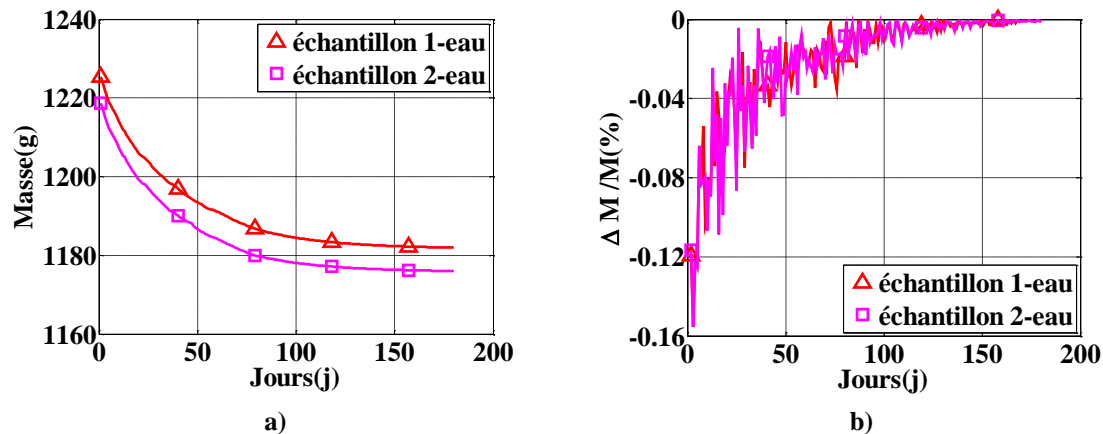


Figure 2-3. Evolution de la masse des échantillons séchés dans l'étuve à 50°C ( $M_{\text{sec}}$ ).  
a) Evolution de la masse, b) Variation de la masse entre deux jours consécutifs

Le récapitulatif des masses est présenté dans le [Tableau 2-5]. La porosité moyenne mesurée à l'eau est égale à 11.6%, l'écart type de mesure est de 0.52%.

**Tableau 2-5. Mesure de la porosité des échantillons**

Echantillon	M <sub>eau,air</sub> (saturé mesuré à l'air)(g)	M <sub>sec</sub> (g)	M <sub>eau</sub> (hydrostatique) (g)	Porosité η(%)	Porosité moyenne η(%)
Echantillon 1_eau	1243.60	1182.97	706.1	11.28	11.21
Echantillon 2_eau	1236.36	1177.02	703.88	11.14	

### 2.3.2. Mesure de la porosité au mercure

La mesure de la porosité au mercure est faite pour comparer aux résultats obtenus par la mesure de la porosité accessible à l'eau. C'est une des techniques les plus adaptées pour déterminer de manière quantitative la structure poreuse des solides. Cette technique délivre des informations concernant la distribution du volume et de la taille des pores. Le détail de cette technique est bien présenté dans l'article de (Calvo, et al., 1995).

Le principe de cette méthode est basée sur la mesure du volume de mercure pénétrant à l'intérieur de l'échantillon sous l'effet d'une mise en pression croissante jusqu'à 400 MPa. La mesure du volume de mercure qui a percolé dans l'échantillon permet d'obtenir le volume total des pores, et d'en déduire la porosité du matériau. Cette méthode permet également d'estimer la distribution de tailles des pores dépendant de la pression atteinte selon la formule proposée par (Washburn , 1921) :

$$r = \frac{-4\gamma\cos\theta}{p} \quad [2-4]$$

Où :

$p$  est la pression appliquée.

$\gamma$  est la tension surfacique du mercure.

$\theta$  est l'angle de contact entre le mercure et la matrice du solide.

$r$  est le diamètre d'un pore.

D'après l'équation [2-4], une pression plus forte est nécessaire pour pouvoir remplir de mercure un pore de plus petit diamètre. Cette hypothèse est difficile à appliquer pour un matériau comme le béton car certains pores du béton ont un rayon d'entrée plus petit que les pores qui sont connectés à celui-ci. Par conséquent, d'après (Diamond, 2000) la distribution de tailles du béton fournie par cette technique n'est pas fiable. Toutefois, dans le cadre de cette thèse, l'information la plus importante est la porosité finale mesurée par cette méthode.

Pour utiliser cette technique, les échantillons doivent être complètement secs. Afin d'estimer la variabilité de la mesure, deux échantillons de petites dimensions (cylindre de 2 cm de diamètre et de longueur) sont préparés. Cette petite taille est due aux contraintes imposées par le porosimètre à mercure.

Les Figure 2-4 et Figure 2-5 représentent la distribution des tailles des pores dans deux échantillons de béton C50 pour les phases d'injection et de retrait. On observe que

les informations obtenues pour deux échantillons sont très proches ce qui signifie que l'échantillon constitue bien un VER pour la détermination du réseau poreux.

La partie inférieure de la Figure 2-4 représente la phase d'injection (augmentation de la pression), et la partie supérieure représente la phase de retrait. La valeur de la porosité à la fin de la phase de retrait représente la quantité de mercure piégée. La Figure 2-5 s'intéresse au volume incrémental de mercure qui pénètre à chaque pas de pression, et donc pour chaque diamètre de pores. Au contraire de la Figure 2-4, sur la Figure 2-5, l'enveloppe supérieure représente la phase d'injection et l'enveloppe inférieure la phase de retrait. Selon ces résultats, la majorité des pores du béton C50 ont un diamètre compris entre 0.01 $\mu\text{m}$  à 1  $\mu\text{m}$  de diamètre. Toutefois, comme indiqué par (Diamond, 2000), cette distribution est discutable. En effet, pour remplir la porosité macroscopique non connectée, le mercure doit cheminer à travers les pores capillaires (porosité microscopique) qui réalisent la connexion entre ces pores macroscopiques. Cette distribution sous-estime donc la porosité macroscopique et surestime la porosité capillaire.

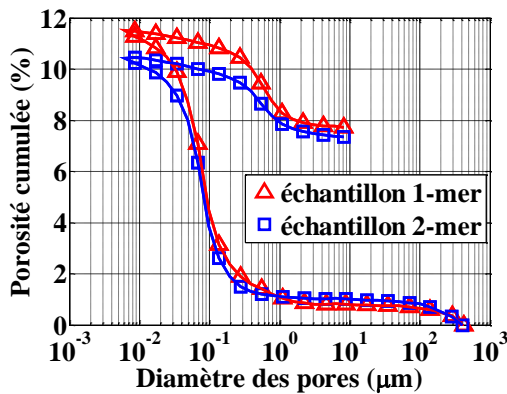


Figure 2-4. Distribution des tailles des pores et la porosité de deux échantillons

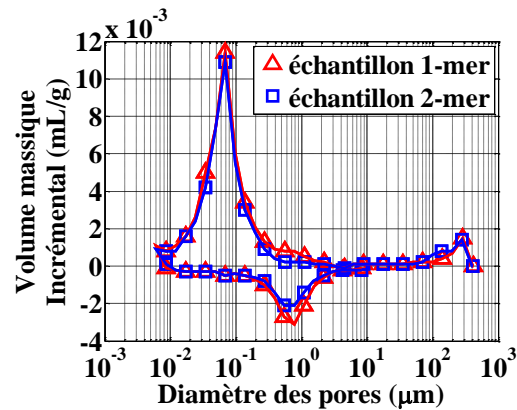


Figure 2-5. Distribution des tailles des pores et le volume massique incrémental de deux échantillons

La porosité moyenne obtenue par cette méthode est 10.97%, ce qui est légèrement inférieure à la valeur mesurée par la première méthode (la porosité accessible à l'eau de 11.21%). Ces résultats sont en accord avec ceux de la littérature qui montre généralement plutôt un résultat de porosité par intrusion au mercure moins important que celui obtenu par mesure de porosité accessible à l'eau (Iskandar, 1990), (Dakhmouche Chabil, 2009), et (Olivier, et al., 2012). On retiendra que la porosité du béton C50 est de l'ordre de 11%.

### 2.3.3. Détermination du degré de saturation des échantillons humides

Les échantillons utilisés pour mesurer le degré de saturation sont également les échantillons utilisés pour mesurer la porosité accessible à l'eau (présentés dans la partie 2.3.1). Après avoir été saturés, ces échantillons sont laissés dans l'air ambiant et pesés

pour étudier l'évolution de la masse. Le degré de saturation est ensuite calculé selon les formules suivantes :

$$S_r = 1 - \frac{V_{air\_libre}}{V_{pores\_accessibles\_eau}} = \frac{M_{eau\_air} - M_{humide}}{\rho_{eau} \eta V_{app}} = 1 - \frac{M_{eau\_air} - M_{humide}}{\eta (M_{eau\_air} - M_{eau})} \quad [2-5]$$

$$V_{app} = \frac{M_{eau\_air} - M_{eau}}{\rho_{eau}} \quad [2-6]$$

Où  $V_{app}$  est le volume apparent de l'échantillon,  $V_{eau}$ ,  $V_{air\_libre}$ ,  $V_{pores\_accessibles\_eau}$  sont respectivement les volumes de l'eau, de l'air libre et des pores accessibles à l'eau dans l'échantillon,  $M_{eau\_air}$ ,  $M_{humide}$  sont respectivement les masses de l'échantillon saturé, pesée à l'air ambiant et humide,  $M_{eau}$  est la masse de l'échantillon à l'état saturé, pesée dans l'eau par la balance hydrostatique,  $\eta$  est la porosité mesurée.

A partir de la formule [2-5], l'évolution du degré de saturation des échantillons est calculée en fonction de l'évolution de la masse du béton (cf. [Figure 2-6]).

Selon cette évolution, le degré de saturation moyen des échantillons de béton saturés est d'environ 70% après quatre mois pour une conservation dans l'air ambiant du laboratoire. A partir du cinquième mois, le degré de saturation des échantillons devient stable. Le Tableau 2-6 présente le calcul du degré de saturation des deux échantillons au bout de cinq mois à l'air ambiant.

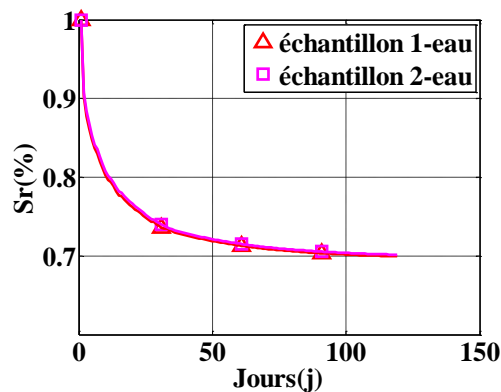


Figure 2-6. Evolution du degré de saturation à l'air ambiant

Tableau 2-6. Mesure du degré de saturation des échantillons

Echantillon	$M_{eau\_air}$ (saturé mesuré à l'air)(g)	$M_{eau}$ (hydrostatique) (g)	$M_{humide}$ (g)	Porosité $\eta$ (%)	Degré de saturation $S_r$ (%)	Degré de saturation moyen $S_r$ (%)
1_eau	1243.60	706.10	1225.38	11.28	69.94	70.04
2_eau	1236.36	703.88	1218.65	11.14	70.14	



## 2.4. Tests statiques

Le volet expérimental de cette thèse s'appuie sur un ensemble d'essais statiques et dynamiques. Dans ce cadre, les différents tests statiques à différents niveaux de confinement ont été réalisés. Le récapitulatif des essais est listé dans le tableau Tableau 2-7.

**Tableau 2-7. Récapitulatif des essais réalisés concernant le béton C50**

Echantillon	Forme	Dimensions d'éprouvette (Diamètre x Hauteur) (mm x mm)	Type d'essai réalisé	Degré de saturation (Sr)	Confinement appliqué (MPa)
1	Cylindre	70 x 140	Compression simple	≅70%	0
2	Cylindre	70 x 140	Compression simple	≅70%	0
3	Cylindre	70 x 140	Compression simple	≅70%	0
4	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	13.5
5	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	15
6	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	26
7	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	26
8	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	47
9	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	≅70%	100
10	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	100%	50
11	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	100%	500
12	Cylindre	70 x 140	Test triaxial	sec	600
13	Cylindre	100 x 100	Test oedométrique	sec	-

### 2.4.1. Tests de compression simple

#### 2.4.1.1. Appareil de test

La presse Schenck est une presse servohydraulique Schenck Hydropuls d'une capacité de 1 MN entièrement asservie de manière hydraulique, capable de développer des déplacements du vérin axial avec une vitesse inférieure à 20 mm/s (cf. [Figure 2-7]) . Cette presse dispose d'un capteur de force très précis dont la gamme permet de couvrir l'intégralité des essais. La presse et le capteur de force positionné dans le plateau inférieur, ont été révisés et contrôlés au début de cette étude. Elle est par ailleurs équipée d'un capteur de déplacement installé dans le vérin axial qui permet de contrôler le chargement pendant un essai.



Figure 2-7. Vue d'ensemble de la press Schenck

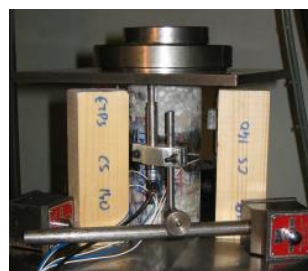


Figure 2-8. Echantillon instrumenté, centré sur le plateau de la press Schenck

Les essais de compression simple sont en effet pilotés en déplacement imposé. Le vérin axial est déplacé avec une vitesse imposée jusqu'à la rupture de l'échantillon ce qui permet de mieux appréhender la phase post-pic du comportement du béton. La vitesse de déplacement adopté dans cette étude pour tous les essais de compression simple est de  $1,19\mu\text{m/s}$ . Dans la phase élastique du béton testé, cette vitesse correspond à une vitesse de  $0,173\text{MPa/s}$ . Cette faible vitesse permet de garantir la réalisation d'essais dits quasi-statiques ainsi qu'une bonne appréhension du comportement post-pic.

Le système d'acquisition de la presse Schenck comporte 8 voies de mesures et permet d'enregistrer les données (capteur de force, capteurs de déplacement (LVDT), jauges de déformation...) à une fréquence d'échantillonnage de 6,5 Hz.

Finalement, une rotule qui permet d'appliquer un chargement uniforme sur les faces d'appui de l'échantillon même si celles-ci ne sont pas parfaitement parallèles (cf. [Figure 2-8]). Lors d'un essai, la rotule est posée et centrée sur la surface d'appui supérieure de l'échantillon.

#### **2.4.1.2. Système de mesure de la déformation de l'échantillon (compression simple)**

Les capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transformer) (3 pour chaque essai) sont posés entre le plateau et la face inférieure de la plaque de la rotule (cf. [Figure 2-8]). Les pointes de mesure des trois LVDT sont mises sur trois points marqués qui se situent à équidistance de l'axe de l'échantillon. Ils mesurent les déplacements relatifs de la plaque de la rotule par rapport au plateau de la presse et donnent une mesure moyenne de la déformation axiale à l'échelle globale de l'échantillon.

L'échantillon est aussi instrumenté par quatre jauges d'extensométrie, placées selon les directions axiale et circonférentielle. Les jauges utilisées, du type N2A-06-10CBE-350 de la société Vishay Micro-measurements, de 28 mm de longueur permettent de mesurer les déformations dans la phase élastique du béton.

#### **2.4.1.3. Préparation des échantillons (compression simple)**

Les étapes de préparation d'un échantillon pour un essai de compression simple sont les suivantes :

##### **Bouchage des zones de collage de jauges**

Les échantillons de béton, prévus pour des essais de compression simple, nécessitent un bouchage au mortier SIKATOP-SF-126 des porosités visibles des zones sur lesquelles les jauges sont collées pour assurer un bon contact avec le béton.

### Conservation de l'échantillon

Les échantillons sont exposés à l'air ambiant jusqu'à stabilisation de la masse :  $T=20^{\circ}\text{C}(\pm 5^{\circ}\text{C})$  ;  $\text{HR} = 50\% (\pm 5\%)$ ,  $\text{Sr} = 70\%$ .

### Collage de jauges

La procédure de collage de jauges sur l'échantillon de béton est bien détaillée dans la thèse de X.H. VU (Vu, 2007). Deux jauges axiales et deux jauges orthoradiales sont collées diamétralement opposées à mi-hauteur de l'éprouvette permettant la compensation de l'incertitude de centrage de l'échantillon.

### Câblage de jauges

Les monobrins de 0,2 mm de diamètre sont utilisés pour la connexion entre la jauge et les cosses relais (cf. [Figure 2-9]). Les fils classiques souples de grande longueur (supérieur à 60 cm) sont ensuite soudés aux cosses relais. Ces fils sont câblés au système d'acquisition de la presse Schenck lorsque l'échantillon est posé sur le plateau de la presse en préparant un essai (cf. [Figure 2-7]).

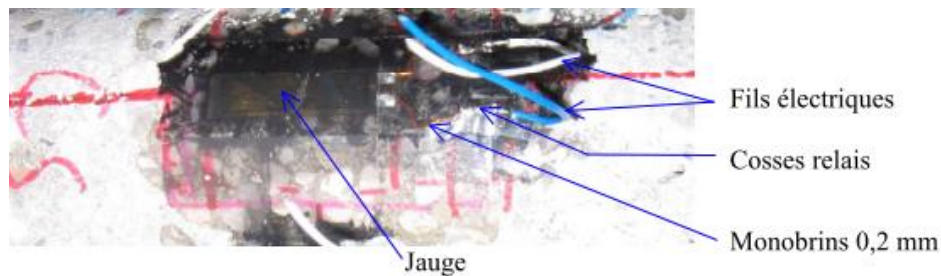


Figure 2-9. Câblage des jauges sur l'échantillon (Vu, 2007)

#### 2.4.1.4. Traitement des résultats

Le traitement du résultat d'un essai de compression simple sur un échantillon de béton C50 est présenté de la Figure 2-10 à la Figure 2-13.

La Figure 2-10 représente l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales mesurées par les jauges. Dans ce test, on observe une dispersion importante des mesures réalisées par les jauges orthoradiales. Cette différence provient au moins en partie de la localisation de la déformation mais aussi d'un léger défaut de centrage de l'échantillon. En effet, cette différence s'accroît lorsque le comportement axial devient non linéaire marquant ainsi la fin de la phase élastique et donc la création de microfissures. Au contraire, en ce qui concerne les mesures données par deux jauges axiales, les données sont très cohérentes avant le pic de contrainte. Après avoir atteint le pic de contrainte, les microfissures coalescent pour former des macro-fissures suivies par une rupture des signaux. Dans cette dernière phase, la localisation de la déformation cause la non-cohérence des mesures axiales.

La Figure 2-11 représente l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales mesurées par trois capteurs LVDT. Ces capteurs permettent de

mesurer les déformations axiales moyennes de l'échantillon pendant les tests. Ces mesures ne sont pas cohérentes au début du test et nous assistons à une phase de mise en place de la rotule avec un écrasement de l'interface béton/plateau. Par la suite, les données deviennent très cohérentes entre elles.

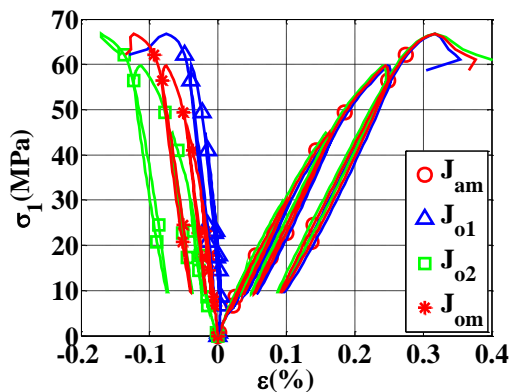


Figure 2-10. Résultats bruts : Courbes de contrainte-déformation mesurée par les jauges (JA : jauge axiale et JO : jauge orthoradiale)

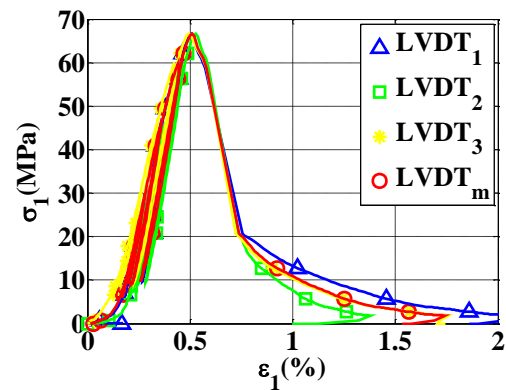


Figure 2-11. Résultats bruts : Courbe de contrainte-déformations mesurée par les LVDTs

La Figure 2-12 compare les déformations axiales mesurées par les jauges axiales (valeurs moyennes) avec celles mesurées par les capteurs LVDT (valeurs moyennes). Les mesures réalisées par le capteur LVDT sont plus importantes que celles des jauges axiales au début du test. Cette différence correspond à la phase de mise en contact du plateau de la presse avec le béton. Une correction de la courbe est donc réalisée en décalant la courbe obtenue par les capteurs LVDT afin que le pic de déformation de cette courbe soit confondu avec celui la courbe obtenue par les extensomètres. Les mesures du début de test jusqu'au pic sont donc réalisées par les jauges alors qu'en raison de la rupture des jauges, le comportement post-pic est obtenu par les capteurs LVDT (cf. [Figure 2-11]). L'allure moyenne de cette courbe révèle que le béton possède une phase post-pic très courte (comportement assez fragile). Ce résultat n'est pas surprenant dû au fait que béton C50 utilisé est un micro-béton. La résistance maximale moyenne en compression simple obtenue est de 67 MPa.

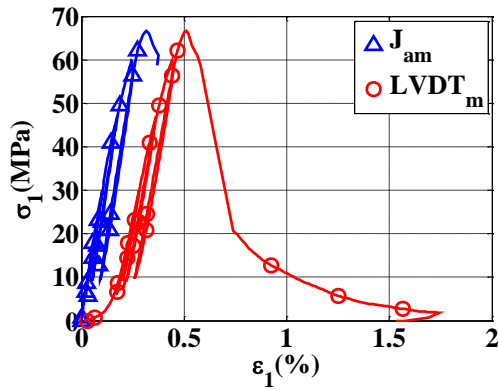


Figure 2-12. Comparaison des mesures faites par les jauges (valeur moyenne) et les LVDT (valeur moyenne)

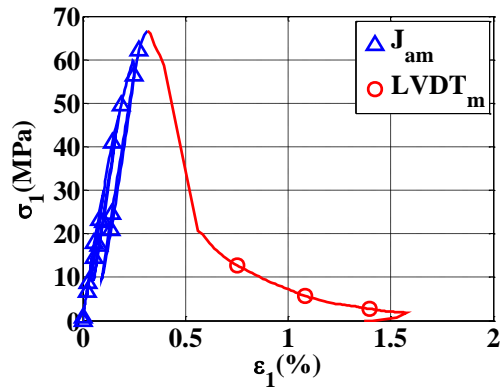


Figure 2-13. Assemblage deux courbes mesurées par jauges et LVDT. Résultats traités : Courbe de la contrainte-déformations  $\sigma_x=f(\epsilon_x)$

Trois essais de compression simples sont réalisés afin d'analyser la reproductivité du comportement obtenu (cf. [Figure 2-14] et [Figure 2-15]) et ainsi valider l'hypothèse que l'échantillon constitue bien un VER. L'utilisation simultanée de la jauge axiale et des capteurs LVDT permettent donc de reconstituer pour chaque essai une courbe globale  $\sigma_1 = f(\epsilon)$ .

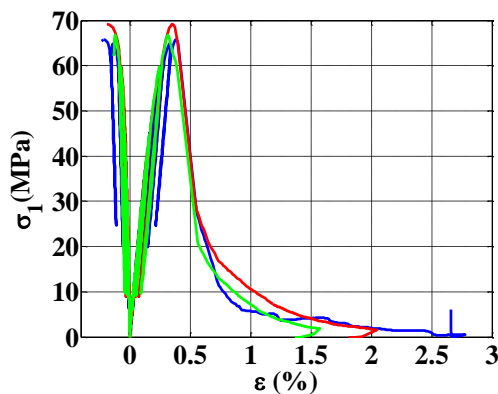


Figure 2-14. Comportement axial des essais de compression simple

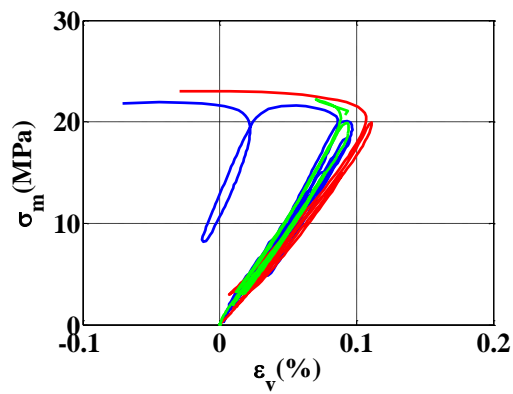


Figure 2-15. Comportement volumique des essais de compression simple

A partir de ces trois essais de compression simple, on en déduit les constantes d'élasticité du béton C50 (cf. [Tableau 2-8]).

Tableau 2-8. Récapitulatif des essais de compression simple

Echantillon	Résistance compression (Mpa)	Résistance moyenne (MPa)	Module de Young (GPa)	Module de Young moyen (GPa)	Coefficient Poisson	Coefficient Poisson moyen
1	65.5	66.93	29.78	29.67	0.22	0.22
2	69.00		29.66		0.22	
3	66.3		29.58		0.22	

### 2.4.2. Tests triaxiaux

Les tests triaxiaux sont réalisés à l'aide de la presse GIGA installée au laboratoire 3SR. Comme indiqué dans l'introduction de ce chapitre, les échantillons de béton présentant des états de saturation différents sont testés sur deux gammes de confinements distinctes.

Pour des pressions de confinements modérées, des essais triaxiaux sur le béton C50 « humide » ( $S_r = 70\%$ ) jusqu'à 100 MPa ont été réalisés pour identifier un modèle numérique présenté dans le chapitre 3, alors que les tests concernant la réponse du matériau sous pressions de confinement élevées (jusqu'à 600 MPa) sont réalisés sur le béton respectivement sec, humide et saturé, pour avoir les données d'entrée nécessaires au modèle utilisé lors de la simulation des tests d'impact ainsi que pour étudier l'influence de l'effet de l'eau sur le comportement du béton sous forte contrainte (cf. [Tableau 2-7]).

#### 2.4.2.1. Description générale de la presse GIGA

La presse GIGA a été conçue pour l'étude du comportement du béton sous fort confinement dans le cadre d'un partenariat entre le laboratoire 3SR et le CEA-Gramat. Elle permet de solliciter des éprouvettes de béton cylindriques de 7 cm de diamètre et 14 cm de hauteur jusqu'à une pression de confinement de 0.85 GPa et une contrainte axiale de 2.3 GPa. La taille importante des échantillons au regard des contraintes atteintes permet de tester des échantillons dont la taille du plus gros granulats peut atteindre 8mm (cf. [Figure 2-16]).

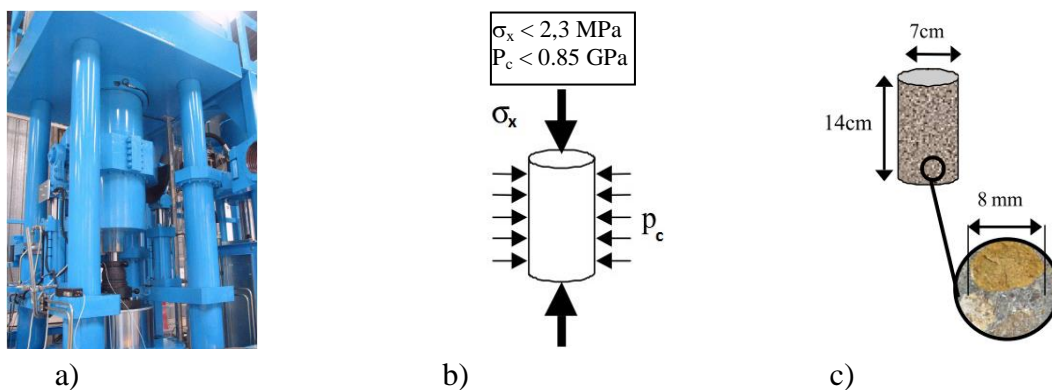


Figure 2-16. a) Vue générale de la Presse GiGa, b) Principales spécificités de Giga en termes de sollicitations, c) Dimensions de l'échantillon

#### **2.4.2.2. Mesure de la déformation de l'échantillon lors d'un essai triaxial**

L'échantillon est instrumenté par des jauges d'extensométrie, placées selon les directions axiale et circonférentielle. Les jauges utilisées, du type EP-08-10CBE-120 de la société Vishay Micro-measurements, de 28 mm de longueur permettent de mesurer de déformations de la partie centrale à mi-hauteur de l'échantillon.

Un capteur de déplacement LVDT est utilisé afin de mesurer le déplacement de l'enclume supérieure par rapport à l'enclume inférieure de l'équipage mobile de la presse GIGA (cf. [Figure 2-18]) et donne la déformation axiale moyenne de l'échantillon. La mesure des jauges circonférentielles, axiales et du LVDT permet d'évaluer la cohérence des signaux et le caractère homogène de la déformation des échantillons.

#### **2.4.2.3. Préparation des échantillons d'un essai triaxial**

La procédure de préparation des échantillons pour des essais triaxiaux a été développée par Vu X.H. (Vu, 2007). Elle comprend des étapes de préparation suivante :

##### **Bouchage des porosités visibles sur la surface latérale de l'échantillon**

Dans cette étape, les échantillons de béton nécessitent un bouchage des porosités visibles sur la surface latérale de l'échantillon avec du mortier SIKATOP-SF-126 pour prévenir la perforation des membranes de protections sous l'effet du confinement lors de tests triaxiaux.

##### **Conservation des échantillons**

###### *Béton sec*

Les échantillons sont séchés jusqu'à obtenir une variation de masse faible par rapport à son poids à  $T^{\circ} \approx 50^{\circ}\text{C}$  et  $\text{HR} \approx 8\%$ ,  $\text{Sr} \approx 10\%$ .

###### *Béton humide*

Les échantillons sont conservés dans l'air ambiant avant le test pendant 6 mois  $T = 20^{\circ}\text{C} (\pm 5^{\circ}\text{C})$  ;  $\text{HR}=50\%(\pm 5\%)$ .

###### *Béton saturé*

Les échantillons sont conservés dans l'eau quatre mois avant les tests.

##### **Collage de jauges**

Deux jauges orthoradiales opposées et une jauge axiale sont collées à mi-hauteur de l'échantillon. Contrairement au test de compression simple, l'espace libre (cf. [Figure 2-17]) est limité par des dispositifs de protection des jauges (bouclier de protection) ce qui ne permet pas de mettre en place deux jauges axiales.

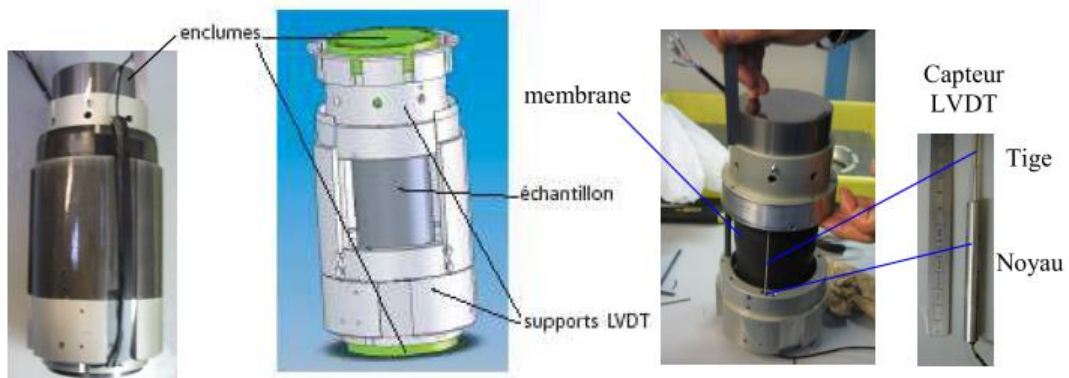


Figure 2-17. Equipage mobile (presse GIGA)

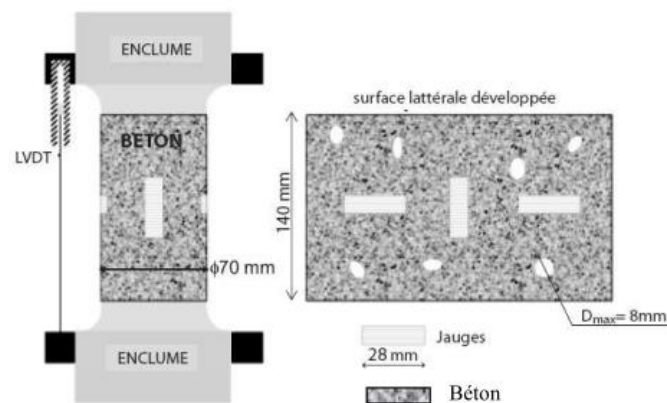


Figure 2-18. Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon

### Câblage de jauges

Les monobrins de 0,2 mm de diamètre sont utilisés pour la connexion entre la jauge et les cosses relais. Les monobrins de 0,6 mm de diamètre, soudés aux cosses relais, sont utilisés pour traverser le bouclier de protection des jauges (cf. [Figure 2-19a et b]). Les fils électriques standard sont ensuite soudés à ces monobrins, et sortent des couches de membranes en latex (cf. [Figure 2-19c]) pour être câblé au système d'acquisition de la presse GIGA.

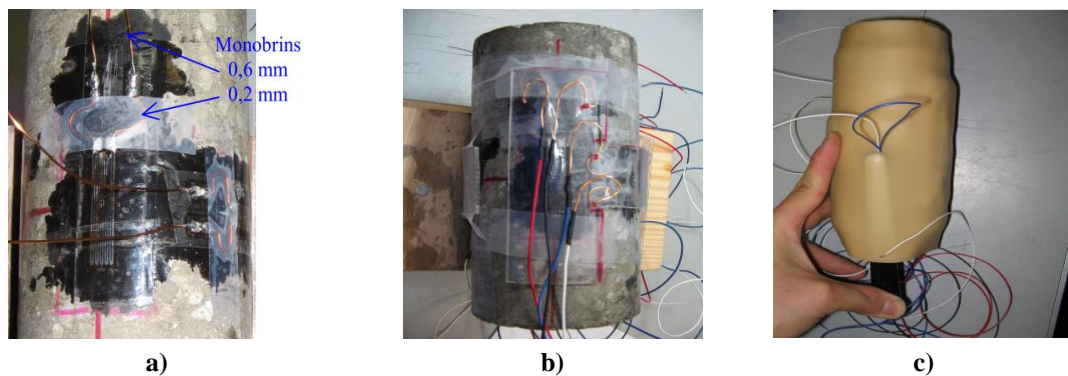


Figure 2-19. a) Disposition des fils de jauges, b) Bouclier plastique de protection des jauges du type Veralite@200, c) Passage des fils à travers les couches de membranes successives



### Dispositif de protection des jauges

L'étude de Vu X.H. (Vu, 2007) a montré que les jauges de mesure peuvent se rompre à cause d'un effondrement des pores sous-jacents à la surface de l'échantillon sous l'effet de la pression du confinement. Il est donc nécessaire de protéger ces jauges par des boucliers de bonne résistance à la traction. Dans la procédure décrite par Vu X.H., des boucliers plastiques transparents en Veralite@200 de 2 mm d'épaisseur sont utilisés (cf. [Figure 2-19b]). Ce dispositif donnant satisfaction, il est également adopté dans cette étude.

### Membrane de protection de l'échantillon contre la pression du confinement

Le caractère poreux du béton nécessite l'utilisation des membranes assez épaisses autour de l'échantillon pour éviter la pénétration de fluide (DOZ) dans l'échantillon. Les échantillons sont donc couverts par 4 membranes en latex de 2 mm d'épaisseur. Ces membranes en latex sont par ailleurs recouvertes par une couche néoprène d'1 mm qui résiste convenablement à l'agression chimique du fluide (DOZ) de confinement (cf. [Figure 2-20]).

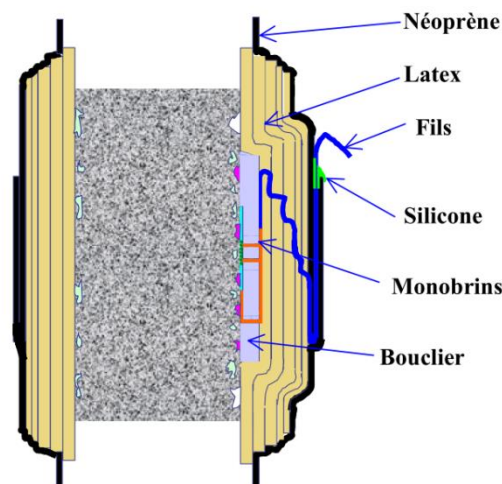


Figure 2-20. Membrane multi-couche en latex et néoprène (Vu, 2007)

#### 2.4.2.4. Traitement des résultats

##### 2.4.2.4.1. Tests triaxiaux à confinements moyens

Les essais sont réalisés jusqu'à 100 MPa de confinement (cf. [Tableau 2-7]). Pendant les essais, des cycles de charge/décharge ont été réalisés afin de déterminer l'évolution du module de rigidité.

La Figure 2-21 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation pour un niveau de confinement valant de 26 MPa. La vitesse de chargement en phase hydrostatique est de 0.5 MPa/s. La vitesse de déplacement du vérin en phase déviatorique est de 20  $\mu\text{m/s}$ . Sur cette figure, on remarque que les mesures circonférentielles par jauges sont cohérentes, ce qui montre la bonne préparation de l'échantillon. Dans la phase hydrostatique, une bonne cohérence entre les

différentes mesures est également observée. Dans certains tests, des déformations axiales mesurées par le LVDT et la jauge axiale sont observées pendant la phase de transition entre le chargement hydrostatique et le chargement déviatorique (cf. [Figure 2-22] et [Figure 2-25]). Une raison possible pour expliquer ce phénomène est le fluage du béton sous chargement hydrostatique. Comme le LVDT mesure la déformation axiale globale et la jauge axiale mesure la déformation axiale locale, la différence entre ces deux mesures s'explique d'une part par l'écrasement de l'interface enclume/béton au début du chargement axiale et d'autre part peut-être par le fluage. Après avoir enlevé les mesures de cette phase, les déformations axiales observées dans la phase déviatorique mesurées par la jauge axiale et le LVDT sont très cohérentes (cf. [Figure 2-23] et [Figure 2-26]). La contrainte axiale maximale obtenue dans le test de 26 MPa de confinement est de 161 MPa. Cette valeur est beaucoup plus importante que la résistance à la compression simple de ce béton (67MPa). Un durcissement du béton est obtenu sous l'effet de la pression de confinement, car la porosité du béton est refermée au fur et à mesure. Par conséquent, la résistance au cisaillement du béton est également augmentée fortement avec le confinement.

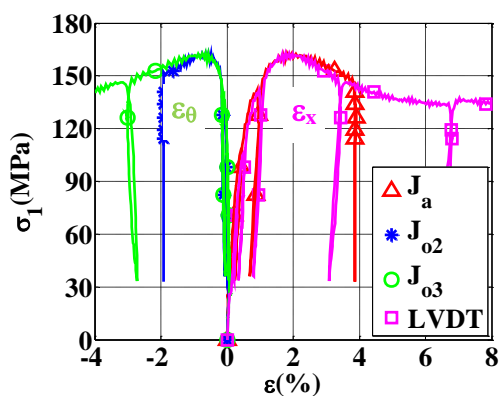


Figure 2-21. Comportement axial d'un béton C50 sous 26 MPa de confinement

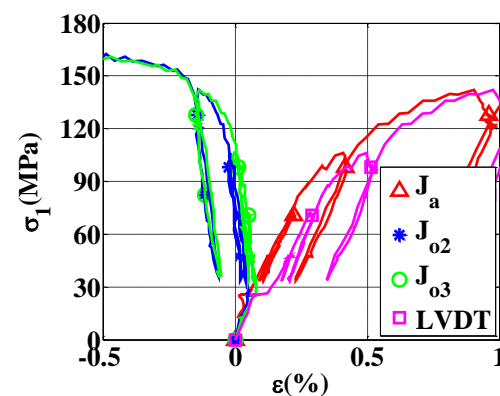


Figure 2-22. Zoom de la Figure 2-21. Comportement axial du béton C50

La Figure 2-24 représente le comportement volumique du béton à 26 MPa de confinement (évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique). L'évolution de la déformation volumique présente une différence selon le type de mesure utilisé pour calculer la déformation volumique. En effet, lorsque l'on utilise la mesure axiale du capteur LVDT, la déformation volumique est plus importante que si l'on utilise la jauge axiale. Cette différence s'explique par la mesure plus importante des déformations du LVDT.

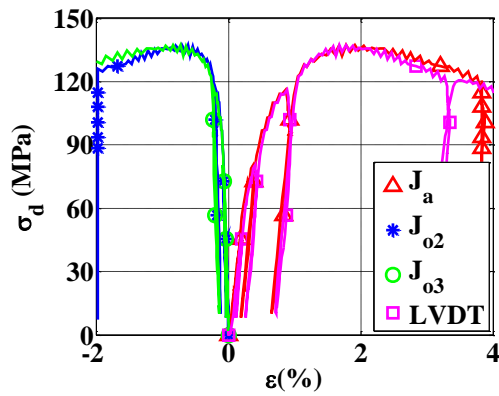


Figure 2-23. Comportement déviatoire du béton C50 sous 26 MPa de confinement

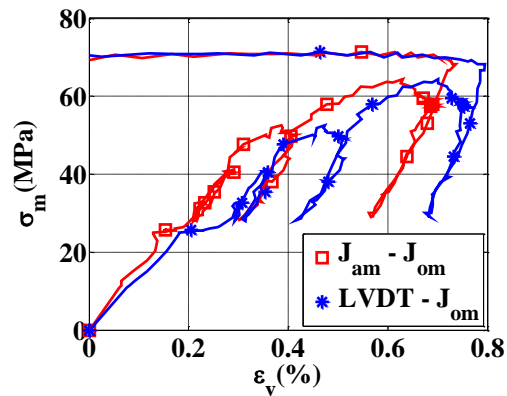


Figure 2-24. Comportement volumique d'un béton C50 sous 26 MPa de confinement

De la Figure 2-25 à la Figure 2-28, le comportement triaxial du béton C50 sous 47 MPa de pression de confinement est présenté. La différence des déformations axiales mesurées par la jauge et le LVDT durant la transition hydrostatique-déviatorique est toujours observée. Après avoir enlevé cette phase de transition, on obtient la courbe finale représentant le comportement axial (cf. [Figure 2-26]).

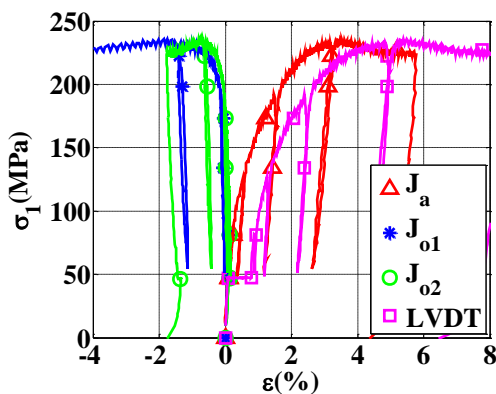


Figure 2-25. Comportement axial du béton C50 sous 47 MPa de confinement

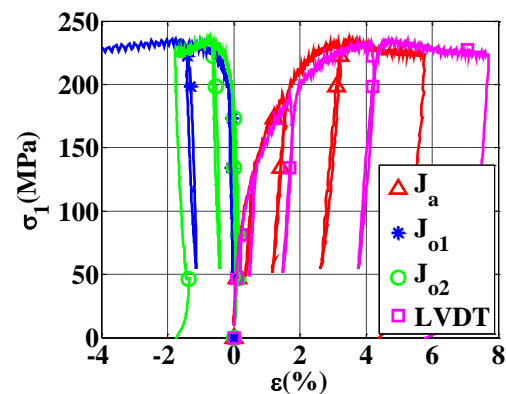


Figure 2-26. Comportement axial du béton C50 sous 47 MPa de confinement (enlever le fluage dû au déplacement du vérin axial durant la transition hydrostatique-déviatorique)

Toujours sur la Figure 2-26 dans la phase déviatorique, les déformations mesurées par le LVDT sont également plus grandes que celles mesurées par la jauge axiale, en particulier au moment où le béton atteint son état limite de la déformation volumique (cf. [Figure 2-28]). Ce phénomène s'explique par la localisation de la déformation dans l'échantillon. Des bandes de cisaillement en dehors de la zone mesurée par la jauge axiale peuvent apparaître.

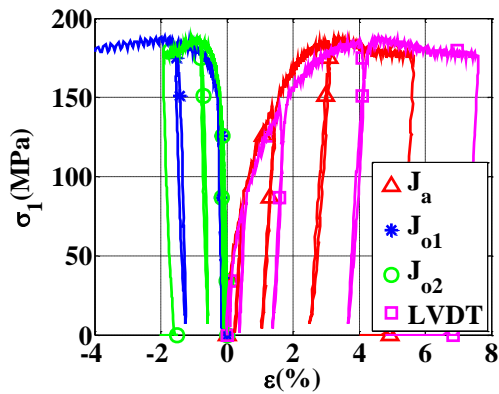


Figure 2-27. Comportement déviatoire du béton C50 sous 47 MPa de confinement

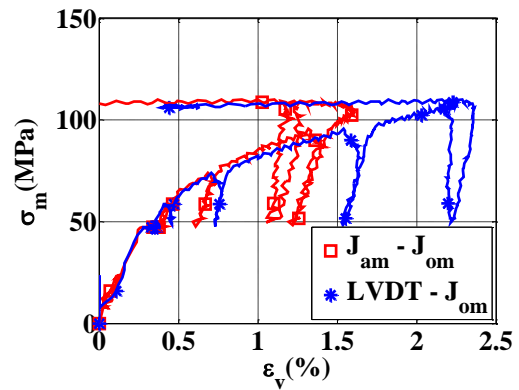


Figure 2-28. Comportement volumique du béton C50 sous 47 MPa de confinement

Pour les essais à 15 MPa et 26 MPa de pression de confinement, deux essais ont été réalisés pour analyser la reproductibilité des essais pour des gammes de confinement faible vis-à-vis des capacités de la GIGA. Compte tenu de la sensibilité du capteur de pression et du système d'asservissement, un seul test est conduit au bon niveau de confinement (15 MPa), tandis que le confinement dans l'autre test s'est arrêté à 13.5 MPa. Même si l'écart de ces deux niveaux de confinement n'est pas très important, la différence de valeur de confinement appliquée génère la différence de contrainte de cisaillement maximale (cf. [Figure 2-29] et [Figure 2-30]). Par contre, les deux tests à 26 MPa de confinement sont bien conduits et donnent des résultats très cohérents (cf. Figure 2-31] et [Figure 2-32]). Cela confirme la répétabilité des essais.

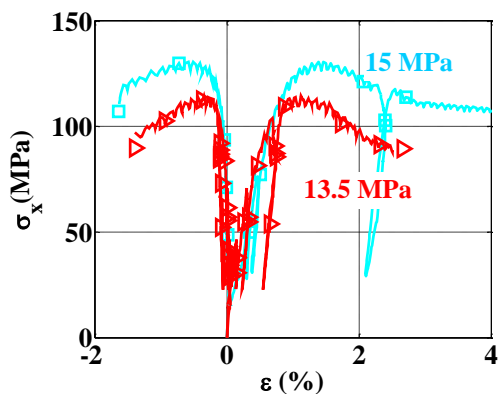


Figure 2-29. Comportement axial du béton C50 deux tests triaxiaux sous 13.5 MPa et 15 MPa de confinement

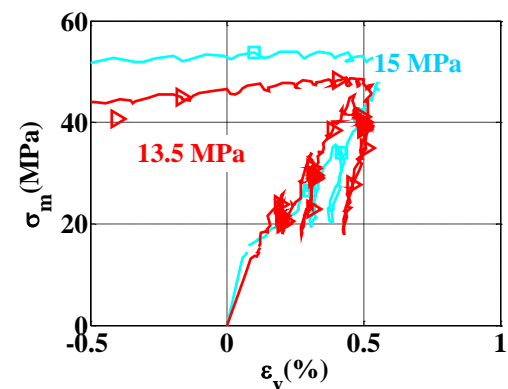


Figure 2-30. Comportement volumique du béton C50 dans les deux tests triaxiaux sous 13.5 MPa et 15 MPa de confinement

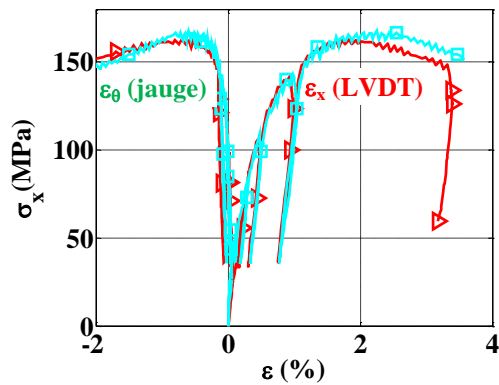


Figure 2-31. Comportement axial du béton C50 deux tests triaxiaux sous 26 MPa de confinement

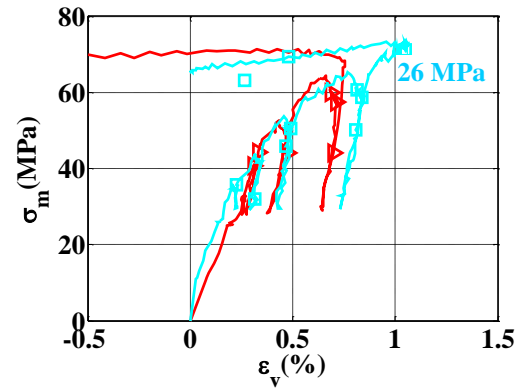


Figure 2-32. Comportement volumique du béton C50 dans les deux tests triaxiaux sous 26 MPa de confinement

La Figure 2-33 et la Figure 2-34 représente l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation de l'ensemble des tests triaxiaux dont le niveau de confinement maximal atteint 100 MPa. Par le souci de clareté, un seul des tests à 15 MPa et à 26 MPa est présenté sur la Figure 2-33 et la Figure 2-34. Dans tous les résultats présentés sur ces figures, les déformations de fluage obtenues durant le palier hydrostatique ont été déduites pour améliorer la pertinence de la comparaison. En effet, cette phase est plus ou moins longue selon les essais. Les déformations circonférentielles présentées correspondent à la moyenne des mesures des deux jauges orthoradiales. Egalement et toujours par souci de clarté, seules les déformations axiales mesurées par capteur LVDT sont présentées.

Outre la rigidification, l'augmentation de la résistance au cisaillement et l'augmentation de la ductilité du béton et une augmentation de la déformation volumique maximale au pic, un autre point remarquable est le fait que pour les tests avec une pression de confinement inférieure à 47 MPa, il existe encore un pic de contrainte dans le comportement axial, tandis que ce phénomène n'est plus observé pour le test à 100 MPa de confinement.

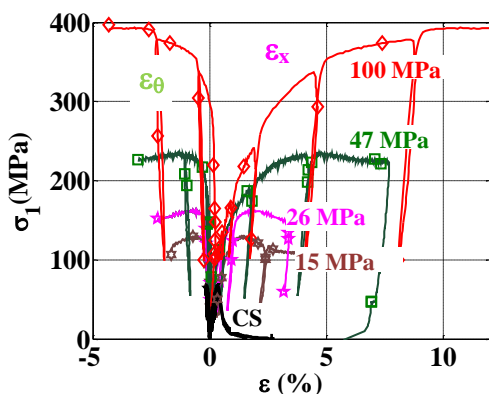


Figure 2-33. Comportement axial du béton confiné (déformation axiale par LVDT, déformations orthoradiales par jauges)

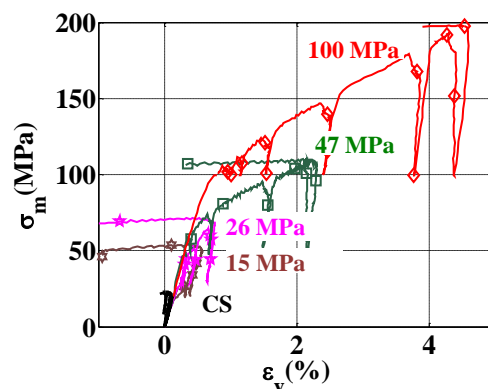


Figure 2-34. Comportement volumique du béton confiné mesuré par LVDT et 2 jauges orthoradiales

#### 2.4.2.4.2. Tests triaxiaux à forts confinements

Les essais triaxiaux réalisés jusqu'à 100 MPa de confinement ont pour but de calibrer le modèle numérique lors de la simulation des tests d'impact. Toutefois, ces résultats ne sont pas suffisants pour identifier la partie plastique de ce modèle. D'autres essais sont donc réalisés sur béton humide ( $S_r \approx 70\%$ ) et saturé ( $S_r \approx 100\%$ ), afin de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur le comportement du béton sous très fort confinement. La Figure 2-35 représente la comparaison du comportement hydrostatique entre le béton sec et le béton humide à 600 MPa de pression de confinement. Dans cette comparaison, pour un niveau de déformation volumique inférieur à 3%, la déformation volumique du béton humide est plus importante que celle du béton sec. L'explication de ce comportement vient de la composition du béton C50. En effet, même s'il s'agit d'un micro-béton, le volume de pâte de ciment est important (37.5% du volume total du béton), ce qui favorise un fluage important (Brooks, 2003). Ce phénomène est accentué par la présence d'eau libre dans les pores du béton (Acker, 2001).

Sous l'effet de la compression hydrostatique, la porosité de l'échantillon est progressivement refermée, ce qui rigidifie le comportement au-delà de 3%. La porosité du béton humide est partiellement remplie d'eau libre et finie par se mettre en pression. Ceci explique pourquoi le béton humide au-delà d'un certain seuil se rigidifie plus vite que le béton sec (cf. Figure 2-35).

La Figure 2-36 montre la comparaison du comportement hydrostatique des essais réalisés sur deux bétons dont les degrés de saturation sont alternativement 70% et 100%. Cette figure montre que la déformation volumique obtenue pour un échantillon à 100% de degré de saturation est moins importante que celle obtenue pour un échantillon saturé à 70% pour un même niveau de contrainte moyenne. Comme expliqué dans le paragraphe précédent, ce phénomène est dû au fait que pour un échantillon saturé, tous les pores du béton sont remplis d'eau et comme le module de compressibilité de l'eau est beaucoup plus élevé que celui de l'air, la déformation volumique obtenue pour un béton saturé est plus faible. Par ailleurs, le béton étant saturé, les mouvements d'eau dans le béton sous chargement hydrostatique sont moindres et le fluage associé également.

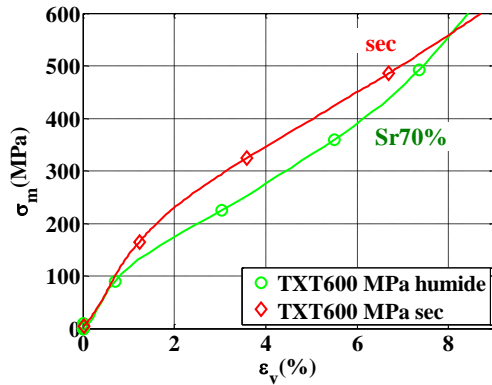


Figure 2-35. Phase hydrostatique du béton confiné de 600 MPa – Comparaison entre le béton sec et béton humide Sr = 70%

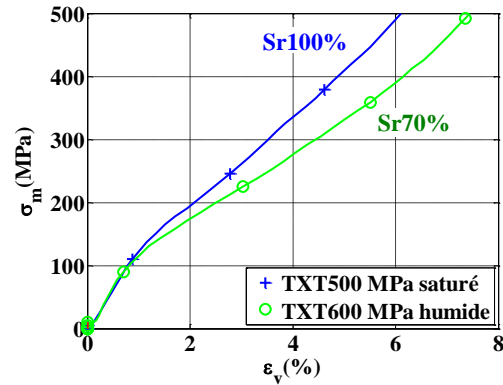


Figure 2-36. Phase hydrostatique du béton confiné de 500 MPa – Comparaison entre le béton saturé (Sr = 100%) sec et béton humide Sr = 70%

#### 2.4.2.4.3. Etat limite du béton C50 sous confinement

Lors d'un impact le béton n'est pas seulement soumis à un chargement hydrostatique pure, il y a également une composante de cisaillement. Expérimentalement, il y a deux critères naturels pour définir l'état limite de cisaillement du béton : soit par la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, soit par la valeur maximale de la déformation volumique de compaction. L'état limite de cisaillement est déterminé à l'aide de la contrainte déviatorique maximale obtenue lors du chargement triaxial du béton. Cependant, ce critère est applicable seulement au cas où la pression de confinement est faible (Vu, et al., 2008). A fort confinement, cette contrainte maximale n'est plus observée, notamment pour des bétons secs. Par conséquent, le critère de la limite de la déformation volumique est utilisé à sa place. En effet, quel que soit le niveau de confinement, après avoir atteint une déformation volumique de compaction maximale, le matériau commence à se dilater (cf. [Figure 2-34]). Ce point est appelé le point de transition contractance-dilatance. A faible confinement, les deux états limites déterminés par les deux critères sont généralement confondus.

A fort confinement, la présence de l'eau dans les pores joue également un rôle important dans la détermination de l'état limite du béton. En effet, plus la teneur en eau est élevée, plus la résistance au cisaillement est faible. La raison de cette diminution réside dans la très faible résistance au cisaillement de l'eau. Par conséquent, après que tous les pores soit refermés sous l'effet d'un chargement triaxial, la matrice cimentaire avec la présence de l'eau résiste moins au cisaillement qu'une matrice cimentaire sèche. Ce phénomène est également observé par (Vu, et al., 2008). A faible confinement, le chargement est trop faible pour fermer une partie suffisante de la porosité, l'influence de l'eau libre sur le comportement du béton est alors faible.

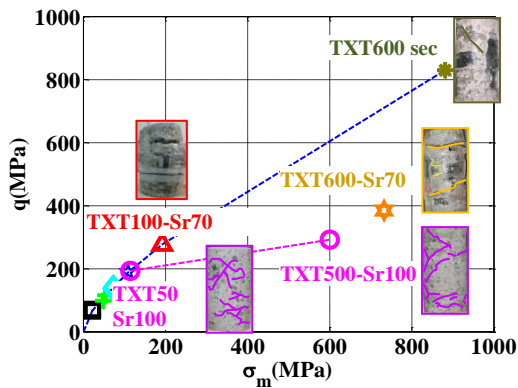


Figure 2-37. Etat limite du béton déterminé par le critère de la limite de la déformation volumique : contrainte déviatorique maximale  $q$  en fonction de la contrainte moyenne.

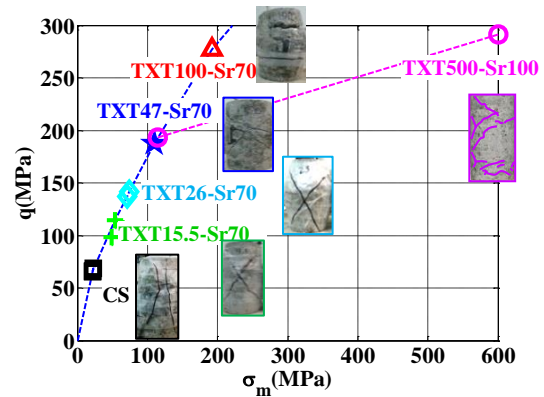


Figure 2-38. Zoom de la Figure 2-37 avec les faciès de rupture des échantillons

La Figure 2-37 présente la limite de contrainte déviatorique obtenue par le critère de la limite de la déformation volumique en fonction de la contrainte moyenne pour les différents tests dont le confinement varie de 0 MPa à 600 MPa pour les bétons C50 à différents degrés de saturation. La Figure 2-38 est un zoom de la Figure 2-37 dans la zone des faibles confinements. La différence des seuils limites de cisaillement du béton en fonction du confinement appliqué et de sa teneur en eau est bien observée. Cette différence est attribuée à l'effet de l'eau libre qui limite la contrainte de cisaillement du béton sous confinement.

Les faciès de rupture du béton sous chargements triaxiaux sont également présentés sur la Figure 2-37 (pour les tests à fort confinement) et la Figure 2-38 (pour les tests à faibles confinements). Les bandes de localisation sont proches de la direction verticale lors de chargement non confiné (compression simple). A mesure que le confinement augmente, une rotation de ces fissures s'opère pour atteindre la direction horizontale (cf. [Figure 2-38]). On passe ainsi d'une rupture en extension radiale du béton (compression simple) à une rupture en cisaillement (confinement de 13 à 50 MPa), et à une rupture sous forme de bande de compaction dans la matrice (confinements supérieurs à 100 MPa). Ces bandes de localisation de la déformation ne sont pas observables sur tous les échantillons. Elles sont clairement visibles sur les tests dont le confinement varie de 0 à 100 MPa, mais difficile à distinguer sur les autres tests. L'explication vient du niveau de déformation axiale en fin d'essai. Après avoir atteint le point de transition contractance-dilatance, si le chargement axial continue, la localisation devient importante et génère des bandes de localisation. Dans notre étude, comme les tests à forts niveaux de confinements (500 MPa et 600 MPa) ont été arrêtés rapidement après avoir atteint l'état limite en déformation (point de transition contractance-dilatance, ils présentent peu de bandes de localisation, mais plutôt des macro-fissures (cf. [Figure 2-37]).



### **2.4.3. Tests oedométriques**

Les essais oedométriques permettent d'évaluer le comportement du béton pour un autre type de chemin de chargement. De plus, lors d'un impact ce trajet est assez proche de celui qui se produit sous le projectile sur la face avant du béton. Le principe de l'essai oedométrique est d'imposer une déformation axiale de l'échantillon en gardant le diamètre de l'échantillon constant pendant l'essai. Cette condition est réalisée à l'aide d'un asservissement hydraulique lié à la mesure de déformation latérale de l'échantillon.

Un seul essai oedométrique est suffisant pour avoir les données d'entrée du modèle numérique présenté dans le chapitre 3. Le protocole de ce type de test est décrit en détail dans la thèse de (Gabet, 2006).

#### **2.4.3.1. Système de mesure de la déformation de l'échantillon (essai oedométrique)**

Dans ce type de test, l'échantillon est placé dans une chemise métallique (cf. [Figure 2-40]). La mesure directe de la déformation axiale par des jauges comme dans le test triaxial est donc impossible. Par conséquent, la mesure de la déformation axiale de l'échantillon est réalisée à l'aide du capteur LVDT du vérin principal.

En ce qui concerne la mesure des déformations orthoradiales, elles sont en théorie supposées être nulles dans un test oedométrique. L'asservissement hydraulique de la presse doit donc piloter la pression de confinement afin d'assurer un diamètre extérieur de la chemise constant (augmentation de la pression pour obtenir une déformation nulle). De plus, la chemise métallique n'est pas en réalité parfaitement rigide et possède une épaisseur non nulle. Sous l'effet du chargement déviatorique lors de la montée du vérin axial, l'échantillon est compacté. Par effet Poisson, l'échantillon se déforme orthoradialement et le diamètre de la chemise métallique se déforme donc aussi de manière orthoradiale. Toutefois, l'asservissement de la presse ne fonctionne correctement que lorsque la déformation orthoradiale de la chemise, mesurée par deux jauges orthoradiales, atteint environ 0.2%. Il est donc nécessaire de prendre en compte la déformation de la chemise métallique en raison de cet asservissement imparfait de la presse GIGA en début d'essai.

#### **2.4.3.2. Préparation des échantillons**

L'échantillon testé est carotté à l'eau pour obtenir un cylindre de 100 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Avant le test, l'échantillon est séché (conservation pendant 7 mois dans une étuve à 50°C. La Figure 2-39 montre l'évolution de la masse lors du séchage.

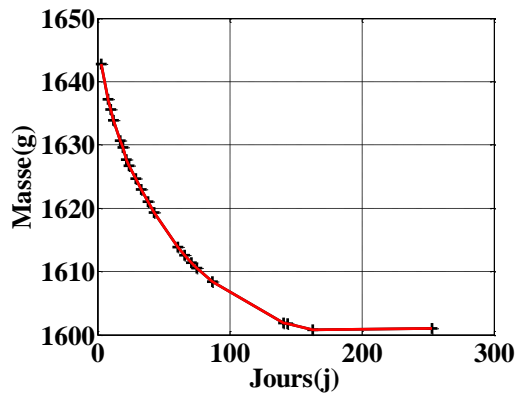


Figure 2-39. Evolution de la masse de l'échantillon oedométrique séché en fonction du jour

L'échantillon est placé et centré sur l'enclume inférieure à l'intérieur d'une chemise épaisse en acier (ép. 14,5mm). Un mortier de type Sikatop-SF-126 est ensuite utilisé comme remplissage pour combler les vides entre l'échantillon et la chemise (cf. [Figure 2-41]). Ce produit a été validé par (Vu, 2007) grâce à ses caractéristiques proches de celles du béton (cf. [Tableau 2-9]).

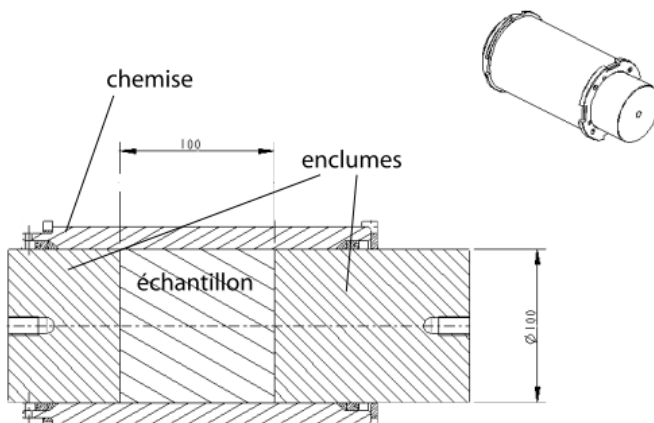


Figure 2-40. Dispositif oedométrique

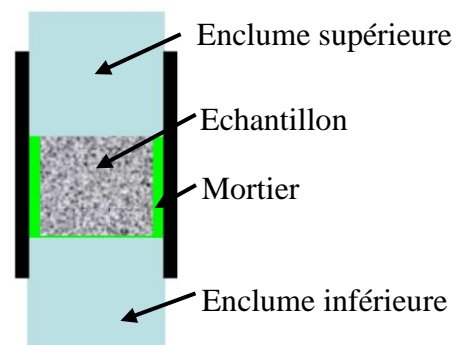


Figure 2-41. Echantillon positionné dans la chemise avant le test oedométrique

Tableau 2-9. Caractéristiques du mortier SIKATOP-SF-126 (société SIKA)

Granulométrie	0 à 1 mm
Résistance mécanique en compression simple (à 20°C)	à 28 jours : 28 MPa
Densité (ton/m <sup>3</sup> )	2,1

### Collage des jauges sur la chemise métallique

Le pilotage d'un essai œdométrique avec la presse GIGA est fait avec une jauge d'extensométrie de résistance 350 Ohms servant à l'asservissement de l'essai. Cette jauge de contrôle est placée sur la surface extérieure de la chemise dans la direction circonférentielle. Afin de mieux contrôler le déroulement de l'essai et de pouvoir mesurer la déformation de la chemise métallique, trois jauges de résistance 120 Ohms sont donc collés (1 jauge axiale et 2 jauges circonférentielles) sur la surface extérieure de la chemise (cf. Figure 2-42)].

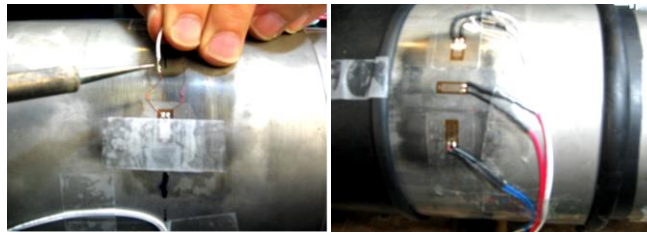


Figure 2-42. Soudure des deux fils et pont avec gaine thermo

### Câblage des jauges

Chaque jauge est soudée avec 2 fils de 0.1 mm de diamètre. Ces derniers sont ensuite soudés avec des fils standards de 55 cm de longueur. Pour isoler l'ensemble de la chemise on pose une gaine thermoréactive sur les jauges et sur les soudures des deux fils (cf. [Figure 2-42]).

### Membrane de protection des jauges

L'étape suivante consiste à recouvrir la chemise par une membrane en néoprène. Cette membrane de 0,5 mm d'épaisseur permet de protéger les jauges du liquide de confinement (cf. [Figure 2-43]). Pour permettre la sortie des fils de câblage de jauge et pour éviter la pénétration de DOZ, deux membranes sont utilisées et l'interstice est isolé avec, une pâte siliconée (de type CAF4) (cf. [Figure 2-44]).



Figure 2-43. Dépôt de la pâte isolante et dépliage de la première membrane



Figure 2-44. Pose du CAF 4

Figure 2-45. Echantillon prêt à l'essai

### 2.4.3.3. Traitement des résultats

#### 2.4.3.3.1. Comportement axial

La Figure 2-46 montre le résultat de l'essai œdométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 ( $\epsilon_x$  en fonction des composantes de la déformation  $\epsilon_x$  et  $\epsilon_\theta$ ). On observe une première partie où la déformation est élastique (niveau de contrainte axiale inférieure à de 100 MPa). Après cette première phase (jusqu'à 100 MPa), une perte de rigidité d'abord importante puis très faible est observé jusqu'à 800 MPa de contrainte axiale (cette phase correspond à la fermeture de la porosité). En fin d'essai, une légère reprise de raideur apparait (à partir de 900 MPa). Elle pourrait s'expliquer par la présence résiduelle d'eau dans le mortier. La déformation orthoradiale maximale obtenue est environ 0.4%, ce qui est très faible par rapport à la déformation axiale ( $\approx 11\%$ ). L'état de déformation est donc quasi-uniaxiale. A la décharge, une déformation plastique axiale irréversible importante est obtenue en fin de déchargement.

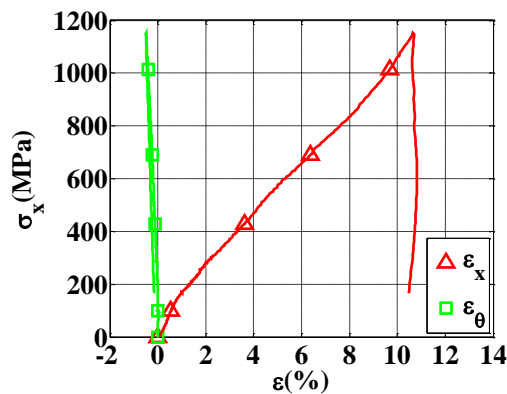


Figure 2-46. Résultats de l'essai œdométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte axiale  $\sigma_x$  en fonction des composantes de la déformation  $\epsilon_x$  et  $\epsilon_\theta$

#### 2.4.3.3.2. Comportement volumique

La Figure 2-47 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du béton C50 lors du test œdométrique. Contrairement aux essais triaxiaux, on n'observe pas de transition contractance-dilatance dans ce test (car les conditions œdométriques empêchent la dilatance du matériau).

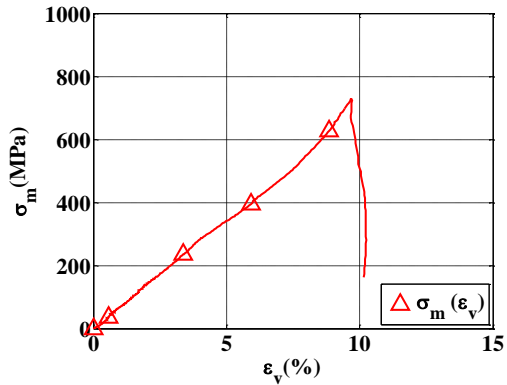


Figure 2-47. Résultats de l'essai œdométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte moyenne  $\sigma_m$  en fonction de la déformation volumique  $\epsilon_v$

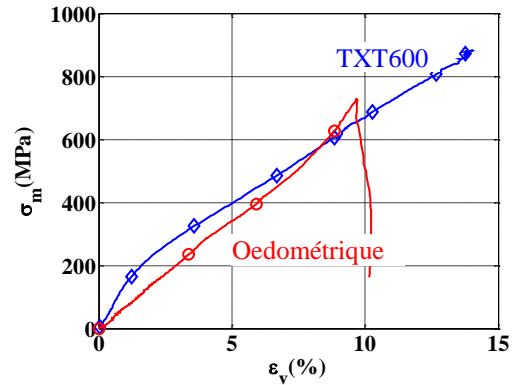


Figure 2-48. Comparaison entre le comportement volumique du test œdométrique et de celui du test triaxial à 600 MPa de confinement pour le béton sec

La Figure 2-48 représente la comparaison entre la déformation volumique obtenue lors du test œdométrique avec celle du test triaxial à 600 MPa de confinement pour du béton C50 ayant subi les mêmes conditions de cure. La déformation volumique du test œdométrique est beaucoup plus importante que celle du test triaxial pour un niveau de contrainte moyenne inférieure à 500 MPa. Cette observation est en accord avec les résultats de (Gabet, et al., 2008) qui présentent l'essai œdométrique comme étant le chemin de chargement permettant d'avoir la déformation de compaction la plus importante pour un niveau de contrainte moyenne donné. Toutefois, pour cet essai, au-delà de 500 MPa de contrainte moyenne, cette observation n'est plus valable. Il est possible que malgré des conditions de cure semblables, le degré de saturation des deux matériaux soit différent du fait des dimensions supérieures de l'échantillon de l'essai œdométrique et du fait de l'utilisation d'un mortier de remplissage très humide.

#### 2.4.3.3.3. Comportement déviatorique en fonction de la contrainte moyenne

La Figure 2-49 présente l'évolution de la contrainte déviatoire  $q$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  de l'essai œdométrique, en comparaison avec la courbe d'état limite de cisaillement des tests de compressions triaxiaux. Cette courbe d'évolution du test œdométrique est très proche de l'état limite pour un niveau de déviateur inférieur à 450 MPa (cf. [Figure 2-50]). Au-delà de ce niveau du déviateur, ces deux courbes s'écartent au fur et à mesure en fonction de la contrainte moyenne. Encore une fois, l'hypothèse de la présence d'eau libre pourrait expliquer cette différence car l'eau limite la résistance au cisaillement du béton.

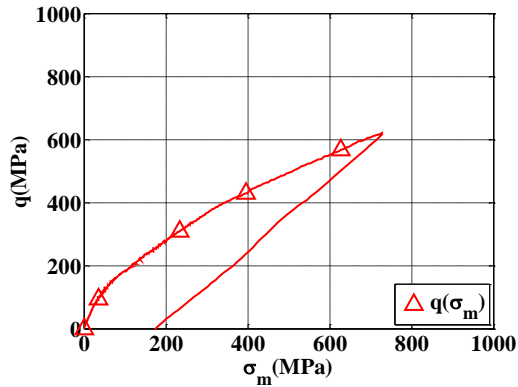


Figure 2-49. Résultats d'un essai oedométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte déviatoire  $q$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$

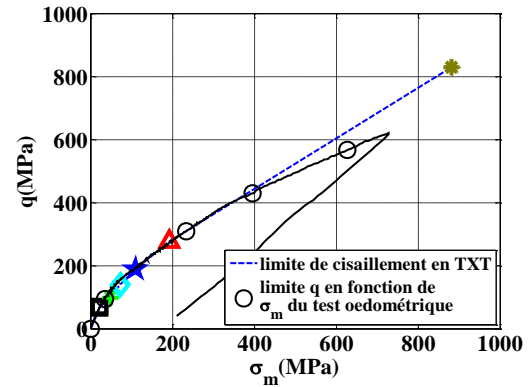


Figure 2-50. Comparaison de la contrainte déviatoire  $q$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  du test oedométrique avec la limite de cisaillement des tests triaxiaux

## 2.5. Test de traction dynamique

Comme abordé dans le paragraphe 1.3, l'augmentation de la résistance du béton avec la vitesse de déformation en compression n'est pas une caractéristique intrinsèque du matériau, mais résulte des forces d'inertie générées par le confinement lors de l'impact. En revanche, l'augmentation de la résistance en traction du béton due à la hausse de la vitesse de déformation ne peut quant à elle pas être expliquée par seul l'effet d'inertie. Même s'il n'existe actuellement pas de consensus dans la littérature, il semblerait que cette hausse soit majoritairement une conséquence de l'effet Stefan (Rossi, 1991). De plus, cette augmentation de la résistance est peut-être liée aux autres sources que l'on a présentées dans le paragraphe 1.3.1.2 lorsque la vitesse de déformation en traction est très importante.

Dans le projet IRIS, l'étude des caractéristiques intrinsèques du béton C50 nécessite de connaître non seulement son comportement triaxial mais aussi son comportement dynamique rapide. Ces résultats d'étude sont ensuite utilisés pour calibrer le modèle numérique utilisé pour simuler les tests d'impact. Pour étudier le comportement dynamique en traction du béton C50, P. Forquin du laboratoire LEM3 (Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux – Université de Metz) a réalisé différents tests de traction sous sollicitations quasi-statique et dynamique. Les études sont faites sur béton sec et béton humide afin de mettre en évidence l'effet de l'eau sur le comportement dynamique en traction. Ces tests dynamiques sont réalisés à l'aide d'un système de barres de Hopkinson.

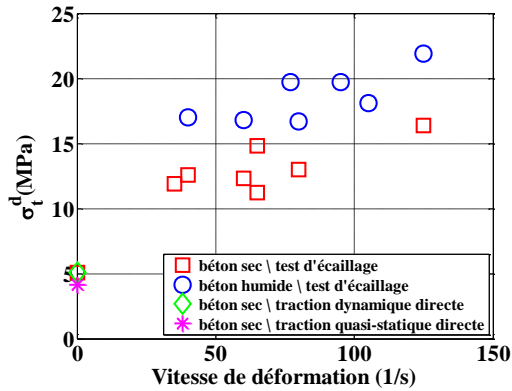


Figure 2-51. Résistance en traction quasi-statique et dynamique du béton C50

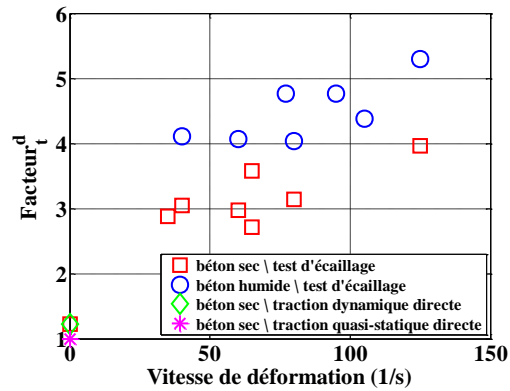


Figure 2-52. Facteur dynamique en traction du béton C50 ( $R_t$ )

La Figure 2-51 représente le récapitulatif des tests en traction quasi-statique et dynamique du béton C50. La résistance en traction quasi-statique est environ 4.7 MPa. Cette résistance peut monter jusqu'à 16 MPa en traction dynamique pour le béton sec et jusqu'à 22 MPa pour le béton humide lorsque la vitesse de déformation est supérieure à  $100 s^{-1}$ , soit une valeur de 4 à 5 fois plus importante que la résistance en traction quasi-statique (cf. [Figure 2-52]). Cela signifie que l'eau joue un rôle important sur l'augmentation de la résistance en traction dynamique du béton lorsque la vitesse de déformation est élevée et confirme l'influence importante de l'effet Stefan qui ne peut cependant pas expliquer intégralement cette augmentation de résistance.

## 2.6. Conclusions

Le comportement du béton C50 a été caractérisé grâce à des essais expérimentaux. La porosité mesurée est de 11%. Le degré de saturation des échantillons laissé librement dans l'air ambiant est d'environ 70%. Les propriétés mécaniques intrinsèques du béton comme le module d'Young, le coefficient de Poisson, la résistance en compression simple sont déterminées à l'aide des essais de compression simple quasi-statiques. La résistance en traction du béton, d'environ 4 MPa, est déterminée par des tests de fendage.

Les essais statiques de compression triaxiale dont le confinement varie de 0 MPa (compression simple) à 600 MPa ont été réalisés. On observe que, sous l'effet du confinement la rigidité du béton devient plus importante à cause de la réduction de la porosité. Par conséquent, la résistance maximale au cisaillement du béton est augmentée. La présence d'eau joue un rôle important lorsque le degré de saturation est élevé et le béton est soumis à un fort confinement. Au-delà d'un certain seuil de confinement, la résistance maximale au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. L'eau influence également le comportement volumique du béton. Lorsque tous les pores libres du béton sont fermés sous l'effet de la compaction, la

faible compressibilité de l'eau s'oppose à la déformation du béton, de sorte que le béton humide est moins déformé que le béton sec pour une même contrainte moyenne.

L'effet de la vitesse de déformation sur le comportement dynamique du béton n'est pas négligeable. La caractérisation expérimentale de cette propriété mécanique du béton est nécessaire. Ces tests de caractérisation sont réalisés au LEM3 par P. Forquin à l'aide de barres de Hopkinson. Les résultats obtenus montrent que la résistance en traction du béton C50 peut augmenter jusqu'à 5 fois par rapport à sa résistance statique pour une vitesse de déformation de l'ordre de  $100 \text{ s}^{-1}$ .

Tous ces tests serviront de référence pour améliorer et pour identifier le modèle de comportement présenté au chapitre suivant.





---

## Modèle de comportement PRM couplé

---

### Introduction

Ce chapitre présente un modèle numérique capable de simuler à la fois les mécanismes de dégradation et de fissuration du béton sous les faibles confinements et les mécanismes de fermeture de la porosité que l'on observe sous forte contrainte moyenne. En outre, ce modèle prend en compte l'influence de l'eau aux forts confinements, à la fois sur le comportement volumique et sur l'état limite en cisaillement du béton.

Ce chapitre est présenté dans l'ordre suivant :

3.1. Présentation générale du modèle PRM couplé	70
3.1.1. Modèle d'endommagement PRM	70
3.1.2. Modèle élastoplastique de Krieg et Swenson	82
3.1.3. Couplage des deux modèles	87
3.2. Limites et défauts du modèle PRM couplé	91
3.2.1. Découplage entre le comportement volumique et le comportement déviatorique	91
3.2.2. Influence de la teneur en eau	92
3.2.3. Variable de couplage $\alpha_{Dc}$ de deux modèles	94
3.3. Amélioration du model PRM couplé	95
3.3.1. Effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique	95
3.3.2. Effet de l'eau	97
3.3.3. Amélioration du calcul de la variable d'inhibition de l'endommagement ( $\alpha_{Dc}$ )	100
3.4. Identification et validation du modèle avec la prise en compte des améliorations	103
3.4.1. Béton standard R30A7	103
3.4.2. Béton C50 (projet IRIS)	106
3.5. Conclusions	110

### 3.1. Présentation générale du modèle PRM couplé

Le modèle PRM couplé a été développé par Pontiroli, Rouquand et Mazars (Pontiroli, et al., 2010) à partir du modèle d'endommagement de J. Mazars (Mazars, 1984), dans le but de simuler des problèmes de calcul de structures soumises à des explosions ou à des impacts.

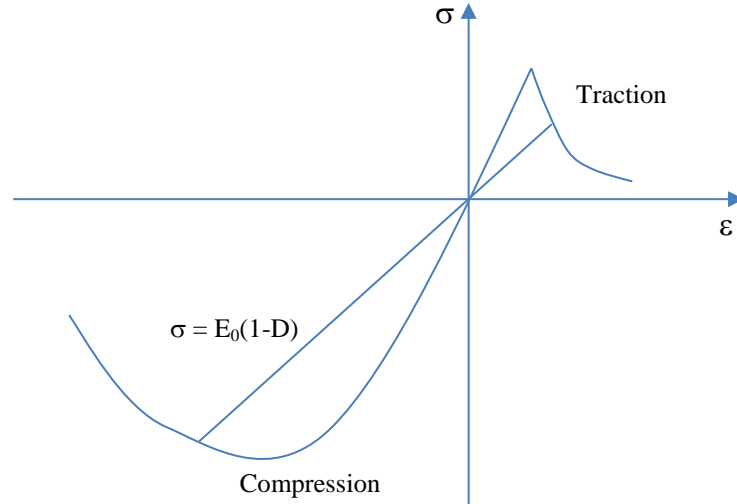
C'est un modèle explicite couplant endommagement et plasticité qui reproduit le phénomène d'endommagement unilatéral à faible confinement (PRM) ainsi que la compaction non-linéaire et la plasticité à fort confinement (modèle élastoplastique KST de Krieg et Swenson (Krieg & R.D., 1978)). Le couplage confère au modèle une bonne aptitude à reproduire la réponse du matériau sous une large gamme de sollicitations. La notion de contrainte effective (théorie des contraintes effectives développée par (Terzaghi, 1925) pour les roches saturées) est utilisée afin de prendre en compte l'influence du taux de saturation sur la réponse du béton sous forts confinements. La méthode d'intégration proposée par (Mariotti, et al., 2003) pour les géomatériaux saturés est utilisée dans le modèle KST.

#### 3.1.1. Modèle d'endommagement PRM

Le modèle PRM est un modèle de comportement élasto-endommageable qui a été développé afin de bien reproduire le comportement cyclique du béton pour des faibles niveaux de confinement (chargement de type sismique).

##### Variable d'endommagement

Le modèle PRM est basé sur le modèle d'endommagement créé par J. Mazars (Mazars, 1984). Ce dernier intègre une variable scalaire d'endommagement permettant de décrire l'évolution du module d'élasticité et de la résistance du matériau selon le chargement. Cette variable d'endommagement est contrôlée par une variable de déformation équivalente en extension du béton pour caractériser le développement de la fissuration au sein de structure (cf. [Figure 3-1]). L'inconvénient de cette technique est qu'elle ne permet pas de simuler le phénomène de fermeture de fissure que l'on observe lors de chargements alternés en compression et en traction du béton.



**Figure 3-1. Modèle à une variable d'endommagement de J. Mazars (Mazars, 1984)**

En se basant sur le même principe, mais en utilisant deux variables scalaires d'endommagement indépendantes, le modèle PRM permet de modéliser la diminution de la raideur du béton avec le chargement et de dissocier l'endommagement induit respectivement par des contraintes de traction ou de compression. L'introduction de points de fermeture des fissures marque également un point positif de ce modèle par rapport à son prédécesseur. Ces points permettent également au modèle PRM de d'introduire des déformations permanentes (inélastiques) du béton (cf. [Figure 3-2]), ce qui n'était pas possible avec le modèle Mazars.

La loi de comportement est définie comme suit :

$$\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_{ft} = (1 - D) \left[ \lambda_0 \text{tr} \left( \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft} \right) I + 2\mu_0 \left( \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft} \right) \right] \quad [3-1]$$

$$\text{Avec } \underline{\underline{\sigma}}_{ft} = (1 - D_c)^2 \left[ \lambda_0 \text{tr} \left( \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0} \right) I + 2\mu_0 \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0} \right] \quad [3-2]$$

Où  $\underline{\underline{\sigma}}$  et  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  sont respectivement les tenseurs des contraintes et des déformations,  $\lambda_0$  et  $\mu_0$  les coefficients de Lamé.  $\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}$  et  $\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}$  les déformations inélastiques courantes et initiales des points de fermeture des fissures.  $\underline{\underline{\sigma}}_{ft}$  le tenseur des contraintes à la transition entre la traction et la compression.

Dans l'intention de bien illustrer l'évolution de la contrainte décrite par la formule [3-1], la Figure 3-2 est utilisée pour présenter la réponse du modèle PRM couplé à des sollicitations alternées en traction et en compression. A travers cette formule, le comportement caractéristique unilatéral du béton (Mazars & Berthaud, 1989) (La Borderie, 1991) est bien respecté. La raideur du matériau est restituée lors du passage de la traction à la compression. En revanche, lors du passage de la compression à la traction, la raideur du matériau est diminuée due à l'endommagement en extension

$D_{t,comp}$  (équation [3-5]) généré par la compression et calculé à travers les déformations principales positives générées dans la phase de compression.

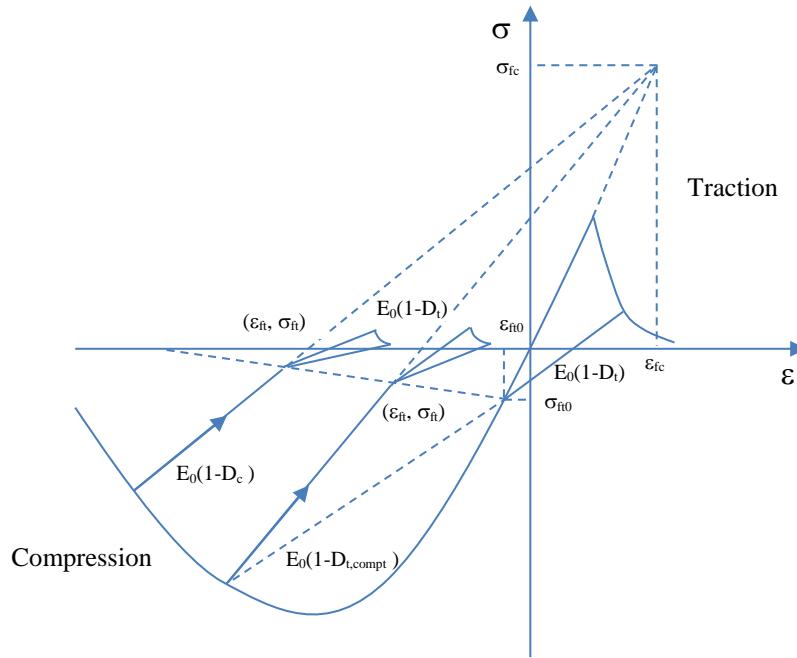


Figure 3-2. Modèle d'endommagement PRM à deux variables scalaires  $D_t$  et  $D_c$

Les détails de ce calcul sont présentés dans la thèse de C. Pontiroli, chapitre 2 (Pontiroli, 1995), ou bien la thèse de F. Dupray, chapitre 3 (Dupray, 2008). Les variables d'endommagement sont calculées en fonction d'une variable scalaire qui représente la déformation équivalente en extension du béton

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_1^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad [3-3]$$

à partir d'un état de déformation du matériau, où les  $\langle \varepsilon_i \rangle_+$  sont les composantes positives du tenseur des déformations principales.

En compression, les endommagements sont calculés selon les formules suivantes :

$$D_c = \frac{\|\underline{\underline{\varepsilon}}\|}{\|\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{fc}\|} D_M \quad [3-4]$$

$$D_{t,comp} = \frac{\|\underline{\underline{\varepsilon}}\|}{\|\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}\|} D_M \quad [3-5]$$

$$\text{Avec } D_M = \alpha_{tM}^\beta D_{tM} + \alpha_{cM}^\beta D_{cM} \quad [3-6]$$

$$D_{tM} = 1 - \frac{\varepsilon_{0M}(1 - A_{tM})}{\tilde{\varepsilon}_M} - \omega_{tM} \frac{A_{tM}}{e^{B_{tM}(\omega_{tM}\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{0M})}} \quad [3-7]$$

$$D_{cM} = 1 - \frac{\varepsilon_{0M}(1 - A_{cM})}{\tilde{\varepsilon}_M} - \omega_{cM} \frac{A_{cM}}{e^{B_{cM}(\omega_{cM}\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{0M})}} \quad [3-8]$$

$D_c$  et  $D_{t,comp}$  sont respectivement l'endommagement en compression et l'endommagement en extension généré par la compression. Ils sont calculés à partir de  $D_M$ , la variable d'endommagement utilisée par (Mazars, 1984). Si un béton est soumis à la fois à de la compression et à de la traction selon différentes directions à un moment donné, la traction va influencer le calcul de l'endommagement en compression et inversement. Cette hypothèse est bien décrite par les équations [3-4] et [3-5] pour la partie compression, où  $D_M$  prend en compte simultanément l'endommagement en compression  $D_{cM}$  utilisé par Mazars et l'endommagement en traction  $D_{tM}$  utilisé par Mazars.

Les paramètres  $A_{cM}$ ,  $A_{tM}$ ,  $B_{cM}$ ,  $B_{tM}$  sont identifiés à partir des tests statiques expérimentaux de compression simple et de traction simple (Dupray, 2008).

$$\varepsilon_{0M} = \alpha_{tM}\varepsilon_{0t}^d + \alpha_{cM}\varepsilon_{0c}^d \quad [3-9]$$

est la déformation représentant la somme de la déformation au pic de contrainte en traction simple avec la prise en compte de l'effet dynamique en traction

$$\varepsilon_{0t}^d = \varepsilon_{0t}R_t \quad [3-10]$$

et de la déformation au pic de contrainte en compression simple dynamique

$$\varepsilon_{0c}^d = \varepsilon_{0c}R_c \quad [3-11]$$

avec les coefficients de pondération  $\alpha_{tM}$  et  $\alpha_{cM}$  correspondant qui dépendent de l'état de déformation du matériau. Ces paramètres  $\varepsilon_{0t}^d$ ,  $\varepsilon_{0c}^d$  sont facilement caractérisés à partir des essais expérimentaux.

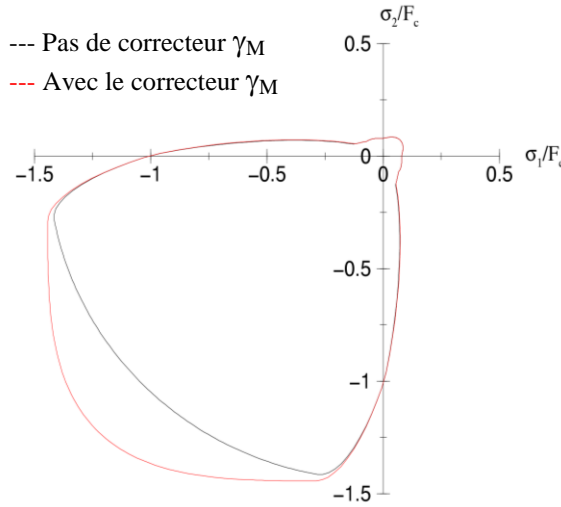
La variable

$$\tilde{\varepsilon} = \gamma_M \sqrt{\sum_1^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad [3-12]$$

est la déformation équivalente en extension du béton.  $\gamma_M$  est un facteur de correction introduit pour augmenter la résistance du matériau dans le cas de bi-compression, noté

$$\gamma_M = \frac{\sqrt{\sum_1^3 \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-^2}}{\sum_1^3 \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-} \quad [3-13]$$

$\gamma_M$  vaut 1 dans le cas de la compression simple, et  $\frac{\sqrt{2}}{2}$  en bi-compression. La Figure 3-3 montre l'influence de cette modification sur les seuils de rupture dans le plan  $\sigma_3 = 0$ .



**Figure 3-3. Tracé des seuils de rupture dans le plan  $\sigma_3=0$**

Les variables  $\alpha_{tM}$  et  $\alpha_{cM}$  satisfont la condition :

$$\alpha_{tM} + \alpha_{cM} = 1 \quad [3-14]$$

Ce sont deux coefficients adimensionnels donnant la part de traction et de compression dans l'état de déformation.

Le coefficient  $\beta$  dans le calcul de  $D_M$  est introduit par J. Mazars pour réduire l'influence de l'endommagement dans le cas où l'état de contrainte comprend à la fois de la compression et de la traction. Selon Mazars, ce coefficient doit être proche de 1.05 pour un béton standard (béton R30A7 par exemple (Vu, et al., 2008)).

$\omega_{tM}$  et  $\omega_{cM}$  sont des variables qui permettent au modèle PRM d'éliminer la dépendance de la finesse du maillage sur les résultats de simulation (régularisation de Hillerborg).

Après que l'endommagement en compression soit déterminé, les points de fermeture des fissures sont ensuite identifiés. L'évolution du tenseur des déformations inélastiques  $\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}$  est calculée en fonction de l'évolution de l'endommagement en compression et l'état de déformation du matériau  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ . Le modèle étant explicite, le calcul est réalisé par incréments de temps pour obtenir les incréments de déformations  $d\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}$ .

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft} = d[1 - D_c]\alpha_{ft0}(\underline{\underline{\varepsilon}})\underline{\underline{\varepsilon}} - d\left[\frac{D_c}{1 - D_c}\right]\alpha_{fc}(\underline{\underline{\varepsilon}})\underline{\underline{\varepsilon}} \quad [3-15]$$

L'endommagement en traction est calculé de la même façon que celui du modèle Mazars avec un changement d'origine aux points de fermeture des fissures ( $\varepsilon_{ft}, \sigma_{ft}$ ) (cf. [Figure 3-2]). L'état de contrainte est ensuite mis à jour en fonction de tenseur  $\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}$  à la place du tenseur  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ :

$$D_t = \max(D_{t,comp}; D_{t,tens}) \quad [3-16]$$

Avec  $D_{t,comp}$  défini dans l'équation [3-5], et

$$D_{t,tens} = \alpha_{tt}^\beta D_{tt} + \alpha_{tc}^\beta D_{tc} \quad [3-17]$$

$$D_{tt} = 1 - \frac{\varepsilon_0(1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \omega_t \frac{A_t}{\rho^{B_t(\omega_t \tilde{\varepsilon} - \varepsilon_0)}} \quad [3-18]$$

$$D_{tc} = 1 - \frac{\varepsilon_0(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \omega_c \frac{A_c}{\rho^{B_c(\omega_c \tilde{\varepsilon} - \varepsilon_0)}} \quad [3-19]$$

Où

$$\tilde{\varepsilon} = \gamma_M (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft}) \sqrt{\sum_1^3 \langle (\varepsilon - \varepsilon_{ft})_i \rangle_+^2} \quad [3-20]$$

est la déformation équivalente en extension du tenseur de déformation avec la prise en compte de changement de l'origine aux points  $(\varepsilon_{ft}, \sigma_{ft})$ .  $\gamma_M$  est un facteur de correction introduit pour augmenter la résistance du matériau en cas de bi-compression :

$$\gamma_M = - \frac{\sqrt{\sum_1^3 \langle (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i \rangle_-^2}}{\sum_1^3 \langle (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i \rangle_-} \quad [3-21]$$

### Influence de la vitesse de chargement

Le béton a une résistance en traction qui dépend de la vitesse de déformation. Cette effet de vitesse est introduite dans le modèle PRM à travers l'évolution des variables d'endommagement  $D_t$  et  $D_c$  telle que :

$$D_t = f(\dot{\varepsilon}) \text{ et } D_c = g(\dot{\varepsilon}) \quad [3-22]$$

Avec  $\dot{\varepsilon}$  la vitesse de déformation, calculée à partir des déformations octaédrales  $\varepsilon_{oct}$  et  $\dot{\gamma}_{oct}$  soit :

$$\dot{\varepsilon} = \sqrt{\dot{\varepsilon}_{oct}^2 + \frac{1}{4} \dot{\gamma}_{oct}^2} \quad [3-23]$$

$$\dot{\varepsilon}_{oct} = \frac{1}{3} (\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 + \dot{\varepsilon}_3) \quad [3-24]$$

$$\dot{\gamma}_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_2)^2 + (\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3)^2 + (\dot{\varepsilon}_2 - \dot{\varepsilon}_3)^2} \quad [3-25]$$

$$[3-26]$$



$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_1 \\ \dot{\varepsilon}_2 \\ \dot{\varepsilon}_3 \end{pmatrix}$$

est le tenseur des vitesses de déformation dans le repère principal des déformations.

Pour réduire l'endommagement avec l'augmentation de la vitesse de déformation, un moyen simple est d'augmenter les seuils d'endommagement de déformation en traction  $\varepsilon_{0\text{traction}}$  et en compression  $\varepsilon_{0\text{compression}}$  en fonction de  $\dot{\varepsilon}$ .

A partir des données expérimentales fournies par Eibl & Bachmann (Eibl & Bachmann, 1993) pour des vitesses inférieures à  $20 \text{ s}^{-1}$ , un facteur dynamique en traction uniaxiale

$$R_t = \frac{\varepsilon_0^d}{\varepsilon_0^s} \quad [3-27]$$

est défini, représentant la quantité d'augmentation de la résistance dynamique en traction uniaxiale du béton sous l'effet de vitesse, exprimé en fonction de la vitesse de déformation  $\dot{\varepsilon}$  :

$$R_t = 1 + a_t \dot{\varepsilon}^{b_t} \quad [3-28]$$

Pour des vitesses comprises entre  $20 \text{ s}^{-1}$  et  $200 \text{ s}^{-1}$ , on utilise

$$R_t = 0.9 \dot{\varepsilon}^{0.46} \quad [3-29]$$

Cette formule a été établie par (Brara & Klepaczko, 2006).

En compression simple, le modèle PRM couplé initial adopte une formulation établie à partir des données de (Bischoff & Perry, 1991) :

$$R_c = 1 + a_c \dot{\varepsilon}^{b_c} \quad [3-30]$$

Cependant, l'utilisation de cette option nécessite une discussion. Dans la littérature, des points suivants qui semble aboutir à un consensus : à faible vitesse de déformation ( $\dot{\varepsilon} < 1 \text{ s}^{-1}$ ), cette augmentation est due à l'effet de viscosité de l'eau libre contenue dans les pores (capillaires et micropores) et à l'effet de « stéfan » (Rossi, 1994) (Rossi, 1991) ; et si la vitesse de déformation est élevée ( $\dot{\varepsilon} > 1 \text{ s}^{-1}$ ), l'augmentation de la résistance apparente encore plus importante est due à l'effet de confinement généré par la force d'inertie dans la direction radiale (Bischoff & Perry, 1991) (Donzé, et al., 1999). La force d'inertie et l'effet du confinement étant pris en compte dans le modèle élastoplastique de Krieg & Swenson couplé avec le modèle PRM, cette option ne sera pas activée dans les applications de cette thèse afin de ne pas surestimer l'augmentation de la résistance en compression du béton lors de la simulation des tests d'impact (cf. chapitre 4).

### Régularisation de Hillerborg

Lorsque l'on utilise des lois de comportement de matériaux présentant une phase adoucissante, cela induit une sensibilité des résultats à la finesse du maillage. En effet, la localisation de l'endommagement sur quelques éléments du maillage entraîne une progression de la fissuration dépendante de la taille et de l'orientation des mailles. La régularisation de (Hillerborg, et al., 1976) a été introduite dans le modèle PRM couplé afin d'éliminer cet effet sur les résultats de simulation. Cette technique est basée sur un principe énergétique, qui relie la mécanique des milieux continus et la mécanique de la rupture pour résoudre ce problème numérique. Cette méthode ne limite pas la localisation, mais régularise l'énergie dissipée. En effet, selon Hillerborg, l'énergie de fissuration  $G_f$  dissipée dans la phase adoucissante (phase post-pic) doit rester constante quelle que soit la taille des éléments finis et ne doit dépendre que de la nature du matériau (cf. [Figure 3-5]).

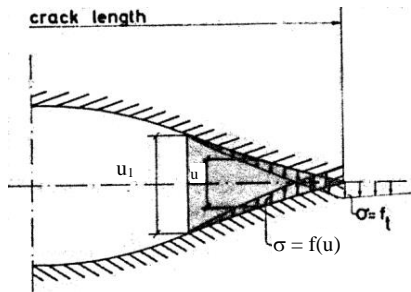


Figure 3-4. Modèle de Hillerborg d'ouverture plastique de fissure

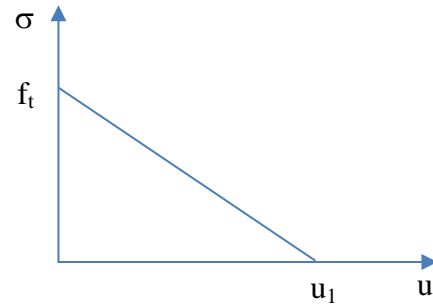


Figure 3-5. Evolution de la contrainte en fonction de la valeur de l'ouverture de fissure selon le modèle de Hillerborg

$G_f$  traduit l'énergie dissipée par unité de surface ( $\text{Nm/m}^2$ ) pour ouvrir une fissure en mode I (traction simple statique) et dépend de l'amplitude de l'ouverture de la fissure :

$$G_f = \int_0^{u_1} \sigma du \quad [3-31]$$

avec  $u_1$  l'amplitude de l'ouverture de fissure.

L'incrément de déplacement pouvant s'écrire  $du = L_e d\varepsilon$  avec  $L_e$  taille de l'élément, l'énergie  $G_f$  peut s'exprimer par la formule [3-32]. Puisque la loi de comportement  $\sigma = f(\varepsilon)$  prend en compte l'effet de la vitesse de déformation, la construction de  $G_f$  prend en compte également cet effet.

$$G_f = L_e \int_{\varepsilon_{0t}^d}^{\infty} \sigma d\varepsilon \quad [3-32]$$

$$\text{Où } \varepsilon_{0t}^d = \varepsilon_{0t}^s R_t \quad [3-33]$$

est la déformation correspondant au maximum de la contrainte en traction dynamique pure. Cette déformation prend en compte le changement d'origine par rapport au premier point de fermeture de fissure  $(\varepsilon_{f0}, \sigma_{f0})$ .  $R_t$  est un facteur dynamique qui définit l'augmentation de résistance en traction du fait de l'augmentation de la vitesse de déformation et dont la valeur est fournie à partir des données présentées dans le chapitre 2.

Selon la formule [3-32], l'énergie  $G_f$  tend vers zéro quand la longueur caractéristique de l'élément  $L_e$  tend vers zéro, ce qui montre que l'énergie nécessaire pour ouvrir une fissure dépend de cette longueur, tandis que cette énergie est en fait une caractéristique du matériau. Pour pallier à ce problème numérique, une variable de déformation corrigée  $\varepsilon^*$  est utilisée pour remplacer la variable  $\varepsilon$  dans la loi de comportement  $\sigma = f(\varepsilon)$ . On introduit pour cela la longueur  $L_c$  caractéristique du matériau afin d'assurer que l'énergie dissipée par unité de surface  $G_f$  soit toujours la même indépendamment de la taille  $L_e$  de l'élément:

$$\begin{cases} \varepsilon^* = \varepsilon & , \quad \varepsilon \leq \varepsilon_{0t}^d \\ \varepsilon^* = \varepsilon_{0t}^d + (\varepsilon - \varepsilon_{0t}^d) \frac{L_e}{L_c} a(R_t) & , \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{0t}^d \end{cases} \quad [3-34]$$

$a(R_t)$  est une variable qui dépend de  $R_t$ . Le choix de la formule de  $a(R_t)$  peut rendre  $G_f$  indépendante de l'effet de vitesse ou non. La dépendance de l'énergie dissipée  $G_f$  à la vitesse de déformation reste en effet une question ouverte. Dans cette thèse,  $a(R_t)$  est choisi telle que l'énergie dissipée  $G_f$  soit toujours constante quel que soit la valeur de  $R_t$ . Grâce à cette transformation, l'énergie dissipée  $G_f$  devient :

$$G_f = L_e \int_{\varepsilon_{0t}^d}^{\infty} \sigma d\varepsilon = L_c \int_{\varepsilon_{0t}^d}^{\infty} \sigma d\varepsilon^* \quad [3-35]$$

La longueur  $L_c$  peut être définie soit comme un paramètre d'entrée du modèle, soit à travers de la valeur de l'énergie  $G_f$  par la formule (Pontiroli, 1995) :

$$\int_{\varepsilon_{0t}^d}^{\infty} \sigma d\varepsilon = 4E_0 \varepsilon_{0t}^2 = \frac{4f_t^2}{E_0} = \frac{G_f}{L_c} \quad [3-36]$$

Dans le cas général, le matériau étant chargé de façon multidirectionnel, un autre seuil de déformation équivalente  $\varepsilon_0^d$  prenant en compte la part de traction dynamique ainsi que la compression dynamique, est utilisé au lieu du seuil  $\varepsilon_{0t}^d$ :

$$\varepsilon_0^d = \alpha_t \varepsilon_{0t}^d + (1 - \alpha_t) \varepsilon_{0c}^d \quad [3-37]$$

Dans ce cas, la régularisation est introduite sous la forme d'un scalaire défini par rapport à la déformation équivalente  $\tilde{\varepsilon}$  :

$$\begin{cases} \omega = 1 & , \quad \tilde{\varepsilon} \leq \varepsilon_0^d \\ \omega = \frac{\varepsilon_0^d}{\tilde{\varepsilon}} + \left(1 - \frac{\varepsilon_0^d}{\tilde{\varepsilon}}\right) \frac{L_e}{L_c} a(R_t) & , \quad \tilde{\varepsilon} \geq \varepsilon_0^d \end{cases} \quad [3-38]$$

Cette variable est ensuite utilisée dans l'écriture des endommagements :

$$D = 1 - \frac{\varepsilon_0^d(1 - A)}{\tilde{\varepsilon}} - \omega \frac{A}{e^{B(\omega\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_0^d)}} \quad [3-39]$$

Pour l'endommagement en traction :

$$a(R_t) = \frac{R_t(R_t + 1)}{2} \quad (\text{Pontiroli, 1995}) \quad [3-40]$$

Cette condition permet que l'énergie dissipée  $G_f$  soit indépendante de l'effet de la vitesse de déformation en traction.

Pour l'endommagement en compression, on considère qu'il n'y a pas d'effet de vitesse, donc  $a = 1$ .

Pour vérifier l'influence de la régularisation de Hillerborg, différents tests de traction simple statique sur un élément 3D volumique (C3D8R) ont été réalisés en faisant varier le volume de l'élément (cf. Figure 3-6). L'énergie de fracturation  $G_f$  appliquée est  $120 \text{ Nm/m}^2$ , et la résistance en traction simple  $\sigma_{0t} = 4.7 \text{ MPa}$ . Le détail des éléments testés est décrit sur le Tableau 3-1.

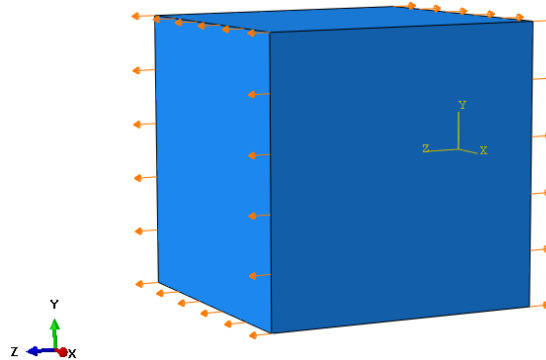


Figure 3-6. Modèle d'un élément cubique C3D8R en traction simple statique

Tableau 3-1. Dimension des éléments cubiques 3D (C3D8R)

Élément	e002	e005
Taille de l'élément (cm)	2	5
Vitesse de déformation ( $\text{s}^{-1}$ )	1E-4	1E-4
$\sigma_{0t}$ (MPa)	4.7	4.7
$G_f$ (Nm/m <sup>2</sup> )	120	120

La Figure 3-8 permet de juger de l'influence de la méthode de Hillerborg lors de chargement en traction simple. Lorsque la taille de l'élément utilisé croît, le

comportement du matériau devient plus fragile de façon à avoir une énergie de fracturation constante en tension.

On vérifie cette formulation en traçant les courbes Déplacement – Contrainte pour chaque élément testé (cf. [Figure 3-9b]). On observe bien que le matériau dissipe la même énergie quelle que soit la taille de l'élément (l'aire sous la courbe correspond à  $G_f$ ).

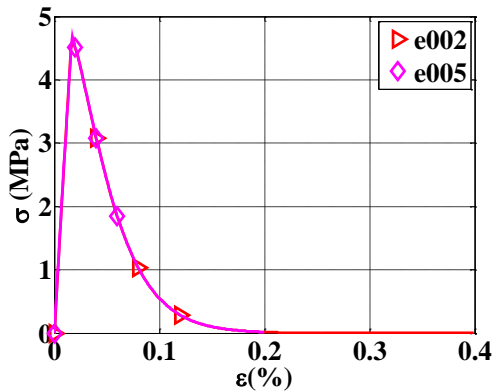


Figure 3-7. Comportement axial du béton en traction simple sans prise en compte la méthode de Hillerborg

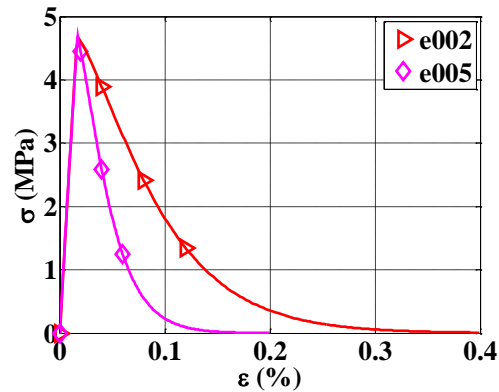
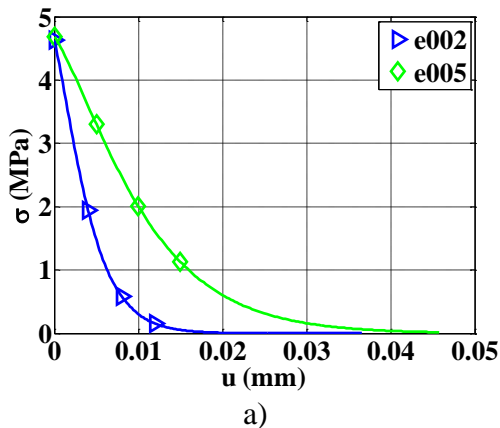
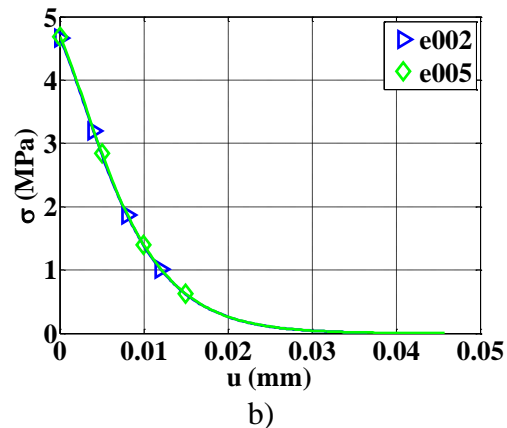


Figure 3-8. Influence de la méthode de Hillerborg sur le comportement axial du béton en traction simple



a)



b)

Figure 3-9. Influence de l'énergie de fracturation  $G_f$  dans le cas d'un chargement uniaxial en traction. a) Sans l'utilisation de la méthode de régularisation de Hillerborg, b) Avec l'utilisation de la méthode de régularisation de Hillerborg.

### Amortissement interne au matériau

Lors de chargements cycliques avec endommagement, l'énergie du matériau est en partie dissipée à cause du frottement entre les lèvres des micro-fissures. Ce phénomène se produit seulement dans la phase élastique lors d'un cycle complet décharge-recharge du matériau. Pour reproduire cette dissipation, le modèle PRM introduit une contrainte supplémentaire hystérétique. La quantité de micro-fissures générées dépendant du taux d'endommagement, l'amortissement qui en résulte également. Le principe de cette technique est décrit par la formule suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^{endommagement} + \underline{\underline{\sigma}}^{amortissement} \quad [3-41]$$

avec :

- $\underline{\underline{\sigma}}^{endommagement}$  la contrainte calculée par le modèle d'endommagement.
- $\underline{\underline{\sigma}}^{amortissement}$  la contrainte supplémentaire pour introduire un amortissement dans le matériau.

La contrainte amortissement est décrite par la formule :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{amortissement} = \frac{\sqrt{2}}{2} (\beta_1 + \beta_2 D) \underline{\underline{\sigma}}^{endommagement} f_{hystérésis} I(\dot{D}_c, \dot{D}_t) S_{\text{igne}} \quad [3-42]$$

Les paramètres  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont les données d'entrées du modèle.  $\beta_1$  représente le taux d'amortissement en absence d'endommagement. Si le matériau est endommagé,  $\beta_2$  jouera en plus pour prendre en compte cet effet.  $f_{hystérésis}$  est la fonction de forme décrivant l'hystérésis, elle est comprise entre 0 et 1 ;  $I(\dot{D}_c, \dot{D}_t)$  est un indicateur de l'évolution de l'endommagement, égal à 1 si l'endommagement a évolué, et 0 sinon.  $S_{\text{igne}}$  est un entier qui vaut +/- 1 suivant le sens de chargement (égal à 1 lors de charge à endommagements constants et à -1 lors de décharge à endommagements constants).

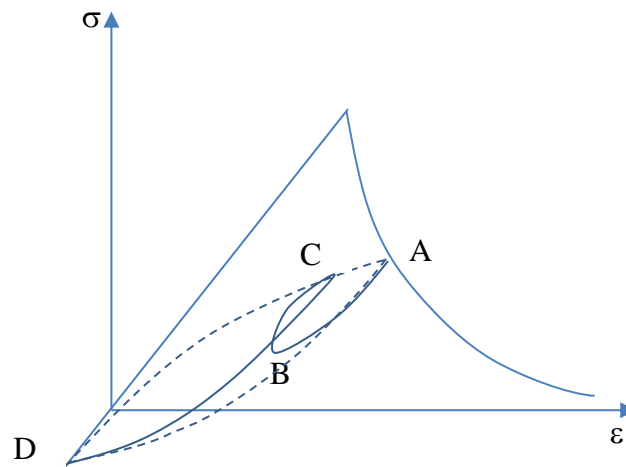


Figure 3-10. Exemple du fonctionnement de l'amortissement interne

La Figure 3-10 présente un exemple du fonctionnement de l'amortissement d'un cycle de décharge-recharge complet ou incomplet. Pour un cycle de décharge-recharge complet, lors du déchargement à partir d'un point après l'endommagement initial (point A), la contrainte diminue directement du point A jusqu'au point de convergence de déchargement D. Lorsque le sens de chargement est changé, la contrainte de recharge évolue jusqu'au point de convergence de chargement A. Pour un cycle de décharge-recharge incomplet, lors du déchargement à partir du point A, la contrainte est menée au point B. Ensuite elle va au point C lors de recharge et, suite à cela, la décharge vise de nouveau le point D.

### 3.1.2. Modèle élastoplastique de Krieg et Swenson (KST)

Bien que le modèle d'endommagement PRM donne de bons résultats lors de la simulation du comportement du béton à faible confinement, sa réponse dans les cas où le béton est soumis à un fort confinement n'est pas réaliste. A fort confinement, le béton est soumis à une forte compaction, sa porosité est donc refermée irréversiblement. La limite du modèle d'endommagement est qu'il ne peut pas prendre en compte cet effet. De plus, l'augmentation du seuil de cisaillement défini par ce modèle en fonction de la contrainte moyenne est trop importante par rapport au comportement réel du béton.

Un modèle élastoplastique a été développé par Krieg et Swenson (Krieg & R.D., 1978) (Swenson & Taylor, 1983) (Rouquand, 1997). Il est utilisé par le centre d'étude de Gramat (CEG)<sup>1</sup> pour simuler, dans son but premier, le comportement de géomatériaux comme les sols soumis à la propagation de chocs. Pour le rendre plus efficace, différentes améliorations ont été réalisées : prise en compte d'un comportement élastique non-linéaire à la décharge avec une raideur qui chute avec le niveau des pressions et prise en compte d'effet de l'eau, pour mieux simuler le comportement réel des sols. Puisque le béton sous fort confinement perd sa cohésion et se comporte comme le comportement d'un empilement granulaire, ce modèle élastoplastique semble adapter pour simuler le comportement du béton dans cette gamme de hautes pressions.

A l'aide de ce modèle, deux caractéristiques importantes du comportement du béton sous fort confinement sont respectées : la fermeture irréversible de la porosité et l'existence d'un seuil de déviateur dépendant de la contrainte moyenne. Par ailleurs, le taux de saturation dans le matériau qui est un facteur qui influence beaucoup le comportement volumique et le seuil de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne, est également pris en compte. Cela est fait par l'introduction d'une contrainte effective (théorie développée par (Terzaghi, 1925)) qui est réalisée selon la méthode de (Mariotti, et al., 2003) appliquée pour les géomatériaux saturés.

#### Comportement volumique

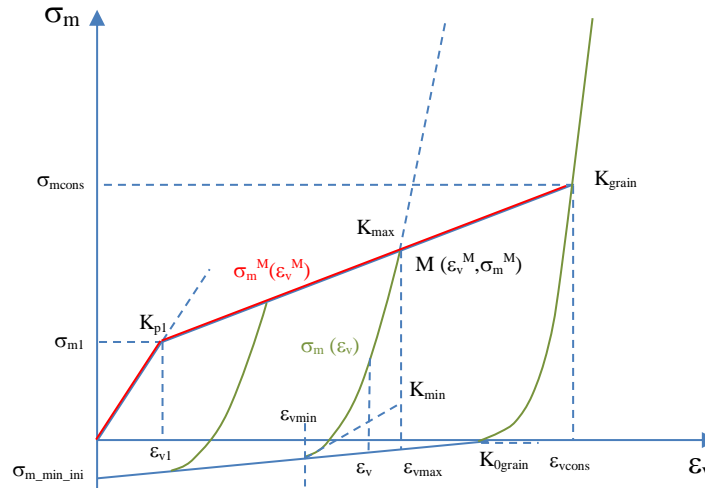
Le comportement volumique du modèle élastoplastique est présenté sur la Figure 3-11. Trois domaines différents sont décrits sur une cette courbe, qui représentent la surface d'écoulement plastique volumique du béton. Le premier correspond au domaine élastique (jusqu'au point  $K_{p1}$ ). Le deuxième décrit la phase durant laquelle le béton réduit irréversiblement sa porosité sous l'effet de la compaction. La perte de cohésion de la matrice cimentaire du béton se manifeste également dans cette phase. Elle est représentée dans le modèle par une décharge élastique non linéaire. Le troisième domaine correspond au milieu consolidé, où tous les pores du béton sont totalement fermés, la rigidité du béton est alors supérieure à la rigidité du matériau poreux initial, la cohésion de la matrice cimentaire est complètement perdue. Le milieu se comporte

---

<sup>1</sup> CEA Gramat

comme un empilement de « grains » compactés, ce qui génère un comportement élastique non linéaire.

Lors de l'utilisation du modèle, cette courbe est construite à partir des données d'entrées de l'utilisateur. Elle permet de déterminer la contrainte moyenne au sein du matériau en fonction des déformations volumiques et de la réduction de la porosité. On peut noter que la réduction de porosité du matériau dépend uniquement de la contrainte moyenne, l'influence de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique du matériau n'est pas prise en compte.



**Figure 3-11. Schématisation du comportement volumique du béton sec selon le modèle de Krieg & Swenson**

Lors de l'intégration dans le code de calcul, un point M interne représentant la déformation volumique maximale au cours de chargement est utilisé. Il sert de seuil de plasticité en déformation ( $\dot{\epsilon}_v^M \geq 0$ ). Le schéma de construction s'exprime par (Pontioli, 1995) :

$$\epsilon_v^{t+dt} = \epsilon_v^t + \Delta\epsilon_v \quad [3-43]$$

En chargement :  $\Delta\epsilon_v \geq 0$

$$\epsilon_v^{t+dt} \geq \epsilon_v^t \quad \epsilon_M = \epsilon_v^{t+dt} \quad \sigma_m^{t+dt} = \sigma_m^M(\epsilon_v^M) \quad [3-44]$$

En déchargement :  $\Delta\epsilon_v < 0$

$$\begin{aligned} \epsilon_v^{t+dt} < \epsilon_v^t \quad \epsilon_M > \epsilon_v^{t+dt} \quad \sigma_m^{t+dt} = \sigma_m\left((\epsilon_v^{t+dt} - \epsilon_{vmin}), K_{max}, K_{min}, \right. \\ \left. (\epsilon_M - \epsilon_{vmin})\right) \end{aligned} \quad [3-45]$$

Où :

- $\epsilon_{vmin}$  est la déformation volumique minimale à la décharge. Elle dépend de l'état de la déformation volumique  $\epsilon_M$  et des pentes  $K_{max}$  et  $K_{min}$ .



- $K_{max}$  et  $K_{min}$  sont respectivement la pente de déchargement au début et à la fin du déchargement comme montré sur la Figure 3-11. Ces deux variables évoluent linéairement avec la déformation volumique  $\varepsilon_M$  entre le module tangent élastique  $K_{P1}$  et le module tangent à pression de consolidation  $K_{grain}$  pour  $K_{max}$  ; entre  $K_{P1}$  et le module tangent en fin de décharge  $K_{0grain}$  pour  $K_{min}$ .

Grâce à ce schéma, la non-linéarité en décharge du matériau observée expérimentalement peut être simulée.

### Comportement déviatorique, seuil de plasticité

Le comportement déviatorique est calculé séparément du comportement volumique. Pour calculer la contrainte déviatorique, une prédiction élastique est d'abord effectuée :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{i+1}^d = \underline{\underline{\sigma}}_i^d + 2G\Delta\underline{\underline{\varepsilon}}^d \quad [3-46]$$

Avec :

- $\Delta\underline{\underline{\varepsilon}}^d$  : incrément du tenseur des déformations déviatoriques (chargement tridimensionnel)
- $G$  : module de cisaillement. Ce module est calculé à partir du module de compressibilité  $K$  ( $K=\Delta\sigma_m/\Delta\varepsilon_v$ ) connu grâce à la courbe de comportement volumique.

La mesure du déviateur des contraintes est ensuite réalisée en calculant la contrainte équivalente de Von Mises sous la forme :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}\underline{\underline{\sigma}}^d : \underline{\underline{\sigma}}^d} \quad [3-47]$$

Cette contrainte doit être comparée avec la contrainte maximale donnée par le seuil de plasticité du matériau. Ce seuil est défini dans le plan  $(\sigma_m, q)$  où  $q$  représente le déviateur des contraintes (cf. [Figure 3-12]). Le seuil limite est défini en fonction de 3 paramètres  $a_0, a_1, a_2$ . La fin du seuil de rupture est bornée par un plateau horizontal  $q_{max}$  (seuil de rupture défini par l'utilisateur).

$$q_0 = \min\left(\sqrt{a_0 + a_1\sigma_m + a_2\sigma_m^2}, q_{max}\right) \quad [3-48]$$

Où  $\sigma_m$  est la contrainte moyenne actuelle obtenue dans l'histoire du chargement volumique.

Si  $q$  dépasse la surface seuil ( $q > q_0$ ), la norme de la contrainte déviatorique est réduite de façon à rester sur cette surface par la formule [3-49] :

$$\underline{\underline{\sigma}}^d = R\underline{\underline{\sigma}}^d \quad \text{avec} \quad R = \min\left(\frac{q_0}{q}, 1\right) \quad [3-49]$$

La contrainte totale est ensuite calculée à partir de cette contrainte déviatorique et de la contrainte moyenne.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^d + \underline{\underline{\sigma}}_m \quad [3-50]$$

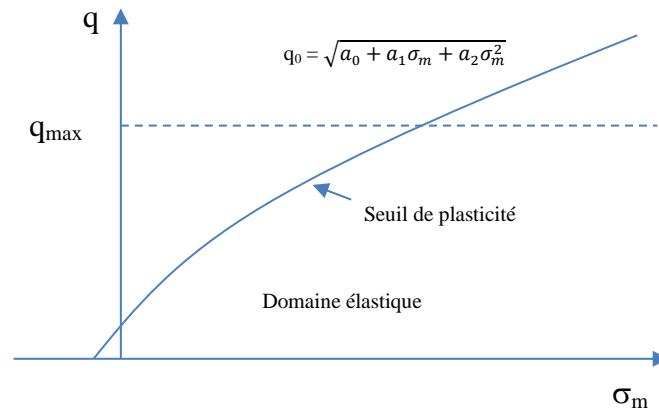


Figure 3-12. Etat limite en cisaillement du béton sec d'après le modèle de Krieg & Swenson

### Prise en compte du taux de saturation

Les effets de l'eau sont pris en compte à travers la notion de contrainte effective. Les approches de type « loi des mélanges » qui supposent la loi d'interaction à l'échelle microscopique entre les deux phases (fluide + solide) sont utilisées dans ce modèle pour caractériser le comportement du béton partiellement saturé. Deux types de modèles qui relient les déformations volumiques à la contrainte moyenne et à la pression de l'eau : un modèle série et modèle parallèle (cf. de [Figure 3-13] à [Figure 3-14]).

Dans le modèle en parallèle (cf. [Figure 3-13]), les déformations volumiques de la structure solide et des vides sont supposées identiques. La contrainte de mélange est alors calculée par la formule :

$$\sigma_{m\text{ meg}}(\varepsilon_v) = \sigma_{m\text{ sec}}(\varepsilon_v) + \eta p_{\text{eau}}(\varepsilon_v - \varepsilon_{vps}) \quad [3-51]$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^{\text{grain}} = \varepsilon_v^{\text{eau}} \quad [3-52]$$

Où  $\eta$  représente le volume d'eau sur le volume de la phase solide et  $\varepsilon_{vps}$  la déformation volumique à la consolidation.

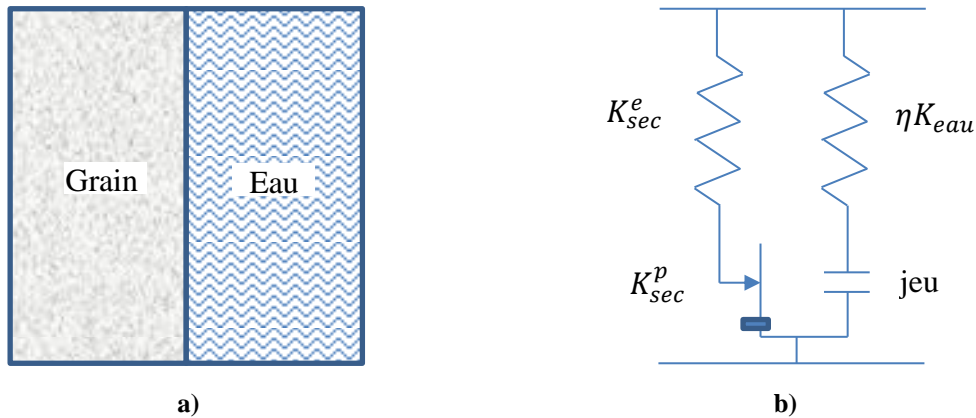


Figure 3-13. Représentation du modèle parallèle : a) Représentation schématique, b) Modélisation mécanique

Dans le modèle de type en série (cf. [Figure 3-14]), la contrainte moyenne dans la phase solide est supposée égale à la pression dans la phase liquide. Dans ce cas la déformation totale est considérée égale à la somme des déformations de la structure solide et de la phase liquide.

$$\sigma_{m\text{ } me g} = \sigma_{m\text{ } grain} = p_{eau} \quad [3-53]$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^{grain} + \varepsilon_v^{eau} \quad [3-54]$$

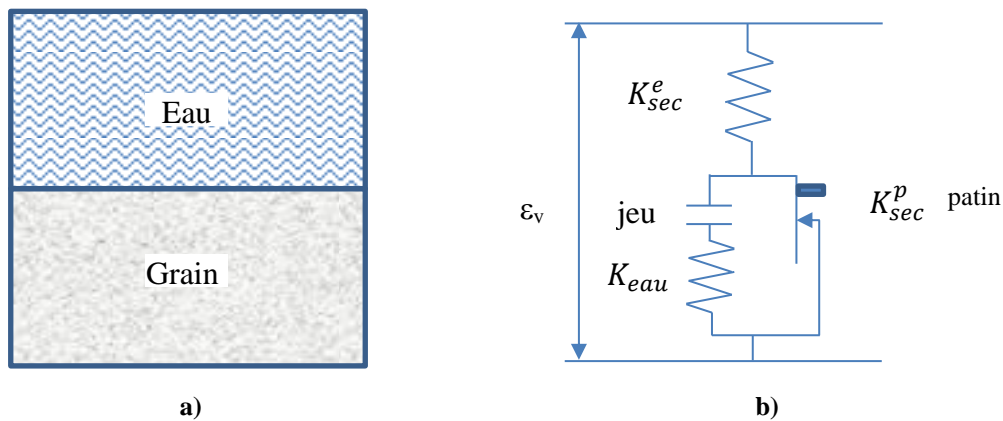
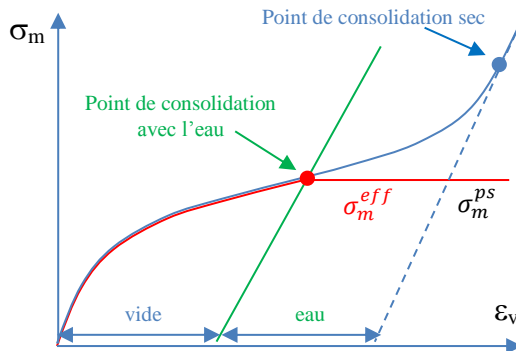


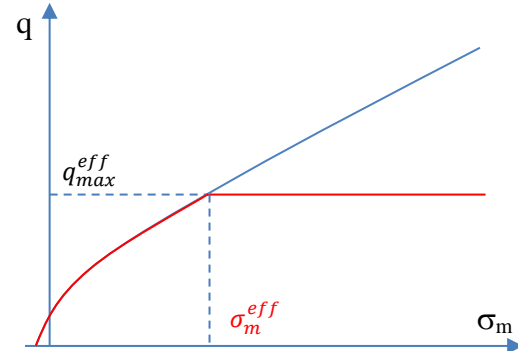
Figure 3-14. Représentation du modèle série : a) Représentation schématique, b) Modélisation mécanique

Selon l'hypothèse de calcul, le matériau est décomposé en une phase solide, des vides remplis d'air et des vides remplis d'eau. Tant que la porosité remplie d'air n'a pas été complètement refermée, le matériau n'est pas consolidé et l'eau n'intervient pas dans le comportement du matériau, quel que soit le type de calcul utilisé (courbe avant d'atteindre le point de consolidation (cf. [Figure 3-15])). Au-delà du point de consolidation, la présence d'eau est prise en compte à la fois pour le comportement

volumique et pour la courbe d'état limite (courbe au-delà du point de consolidation en présence d'eau (cf. [Figure 3-15] et [Figure 3-16])).



**Figure 3-15. Prise en compte du taux de saturation dans le modèle PRM couplé : comportement volumique**



**Figure 3-16. Prise en compte du taux de saturation dans le modèle PRM couplé : Seuil de contrainte déviatorique**

La contrainte effective qui sert à calculer les contraintes déviatoriques, est définie comme telle :

$$\sigma_m^{eff} = \sigma_m \quad \text{avant la consolidation} \quad [3-55]$$

$$\sigma_m^{eff} = \sigma_m^{ps} \quad \text{après la consolidation} \quad [3-56]$$

Où  $\sigma_m^{ps}$  est la contrainte moyenne effective au point de consolidation. Quand le matériau n'est pas consolidé, la contrainte moyenne effective est égale à la contrainte moyenne dans le milieu sec. Une fois le matériau consolidé, la contrainte moyenne effective est égale à la contrainte moyenne de consolidation, quel que soit la contrainte moyenne de mélange. Ce dernier point a pour effet de borner le déviateur des contraintes une fois que le point de consolidation est atteint (cf. [Figure 3-16]). Le taux de saturation du matériau influence ainsi fortement la courbe représentant le seuil de plasticité.

### 3.1.3. Couplage des deux modèles

Une des limites inhérentes au modèle d'endommagement PRM est qu'il ne peut pas simuler correctement le seuil d'état limite en cisaillement et le mécanisme de fermeture de la porosité du béton sous fort confinement. Si à faible confinement, le béton est complètement endommagé en compression ( $D_c = 1$ ) (par exemple du fait d'un chargement de type compression simple), si un chargement triaxial de compression est ensuite exercé au même point, la résistance restera nulle quel que soit le confinement appliqué (essai hydrostatique). La réponse du modèle à un tel chargement n'est donc

pas physique car en réalité le matériau retrouve totalement sa raideur au fur et à mesure que le confinement augmente. Les fissures se referment petit à petit de façon à reconsolider le matériau.

Pour régler cette difficulté, une variable  $\alpha_{Dc}$  est introduite pour contrôler le niveau de confinement du matériau.  $\alpha_{Dc}$  vaut 1 pour les chargements non confinés (contrainte uniaxiale) et 0 pour les chargements confinés (déformation uni-axiale ou type essai œdométrique).  $\alpha_{Dc}$  est donc utilisée pour pondérer l'influence du modèle KST par rapport au modèle PRM. Cette variable de couplage des deux modèles définit une zone de transition, entre la surface de rupture en endommagement pure à faible confinement ( $\alpha_{Dc} = 1$ ), et la surface de rupture en plasticité quand la structure est à fort confinement ( $\alpha_{Dc} = 0$ ) (cf. [Figure 3-17]).

Le calcul de  $\alpha_{Dc}$  est réalisé en supposant que le comportement du matériau est élastique. La formule [3-59] est établie en fonction de la contrainte de Von Mises  $\tilde{q}$ , de la contrainte moyenne  $\tilde{\sigma}_m$  et des coefficients de Lamé  $\lambda_0, \mu_0$ . Les contraintes  $\tilde{q}$  et  $\tilde{\sigma}_m$  sont déterminés à partir des contraintes principales effectives, en tenant compte de l'endommagement  $\tilde{\sigma} = \sigma / (1 - D)$ :

$$\tilde{\sigma}_m = -\frac{\tilde{\sigma}_1 + \tilde{\sigma}_2 + \tilde{\sigma}_3}{3} \quad [3-57]$$

$$\tilde{q} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\tilde{\sigma}_1 - \tilde{\sigma}_2)^2 + (\tilde{\sigma}_1 - \tilde{\sigma}_3)^2 + (\tilde{\sigma}_2 - \tilde{\sigma}_3)^2]} \quad [3-58]$$

$$\alpha_{Dc} = \frac{(3\lambda_0 + 2\mu_0) \frac{\tilde{q}}{\tilde{\sigma}_m} - 6\mu_0}{9\lambda_0} \quad [3-59]$$

Pour un chargement en contrainte uni-axiale de compression (essai de compression simple) :

$$\tilde{q} = 3\tilde{\sigma}_m \quad \text{donc} \quad \alpha_{Dc} = 1 \quad [3-60]$$

Pour un chargement oedométrique :

$$\tilde{q} = \frac{6\mu_0}{3\lambda_0 + 2\mu_0} \tilde{\sigma}_m \quad \text{donc} \quad \alpha_{Dc} = 0 \quad [3-61]$$

$\alpha_{Dc}$  est ensuite utilisée pour pondérer la variable d'endommagement D de la manière suivante :

$$D = (\alpha_t D_t + \alpha_c D_c) \alpha_{Dc} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha_{Dc} \leq 1 \quad [3-62]$$

Une illustration de la valeur de la variable  $\alpha_{Dc}$  est présentée sur la Figure 3-17 :

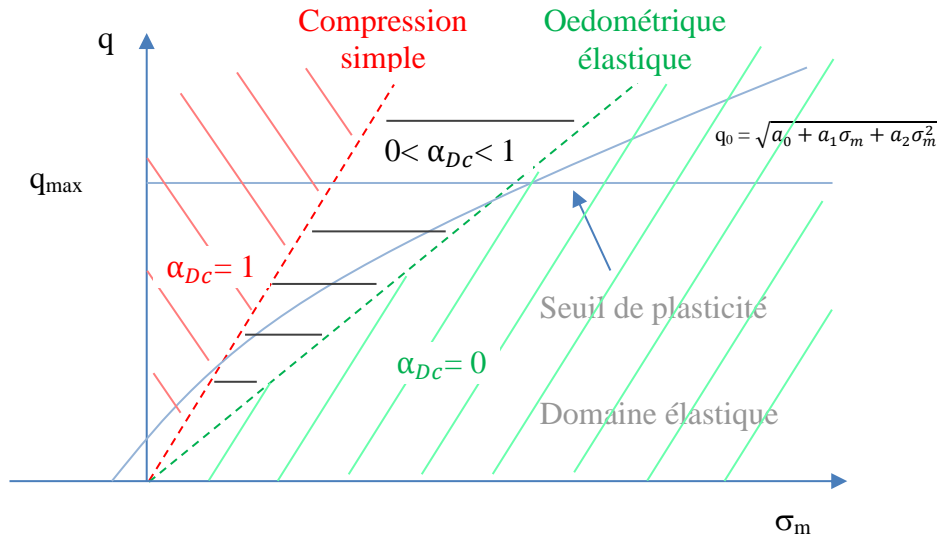


Figure 3-17. Illustration de la variation de la variable  $\alpha_{Dc}$  du modèle PRM couplé

Après le couplage, le modèle PRM couplé est capable de simuler le comportement du béton à différents gammes de de pression de confinement. L'algorithme de calcul du modèle PRM couplé est illustré sur la Figure 3-18. Le calcul est initialisé par la partie volumique du modèle KST. La déformation volumique totale à l'instant  $i+1$  est calculé à partir de la déformation volumique totale à l'instant  $i$  et de l'incrément de déformation. La nouvelle contrainte moyenne est ensuite déduite à partir de la courbe de compaction. Le module de cisaillement  $G$  est déterminé en fonction du module de compressibilité  $K$  et du coefficient de poisson  $G=f(K,\nu)$ , ce qui permet de calculer la partie déviatorique du tenseur des contraintes sans endommagement  $\sigma_{i+1}^d = \sigma_i^d + 2G\Delta\varepsilon^d$ , puis le tenseur des contraintes totales  $\sigma_{i+1} = \sigma_{i+1}^d - pI$ .

Le module élastique de décharge est ensuite calculé et permet d'obtenir la partie élastique du tenseur des déformations à partir du tenseur des contraintes. Ces déformations élastiques servent d'entrées du modèle d'endommagement pour calculer les variables d'endommagement  $D_t$  et  $D_c$ , puis le tenseur des contraintes d'endommagement  $\sigma_{i+1}^{endo}$ . Le nouveau tenseur des contraintes déviatoriques est estimé à partir de ce dernier en prenant en compte une minoration (fonction de la distance au seuil de plasticité). Le tenseur des contraintes totales au pas suivant peut alors être calculé.

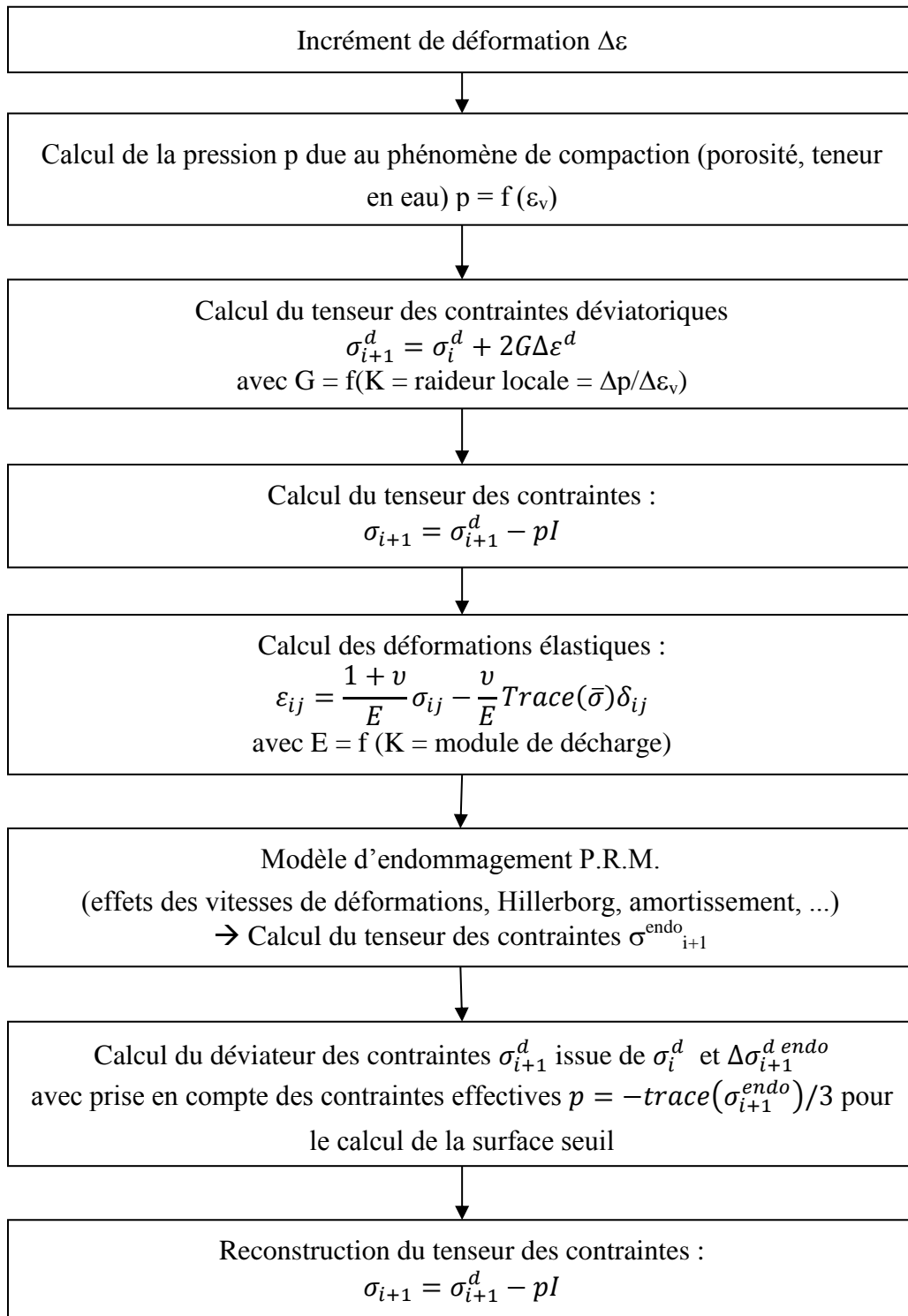


Figure 3-18. Algorithme de calcul du modèle PRM couplé

## 3.2. Limites et défauts du modèle PRM couplé

Même si le modèle PRM couplé a une assez bonne aptitude à reproduire la réponse d'une structure en béton lors de simulations de tests d'impact, sur des structures dont l'épaisseur est mince (Pontiroli, 1995) (Pontiroli, et al., 2010), le modèle présente encore des défauts à l'échelle du matériau, notamment pour la partie du modèle élastoplastique de KST. Lors d'impact sur des structures en béton d'épaisseur importante, le confinement présent au cœur de la structure peut atteindre des centaines de MPa (Sugano, et al., 1993) (Gran & Frew, 1997). Ces défauts peuvent donc influencer fortement le résultat de la simulation, en particulier dans cette gamme de confinements modérés (sur le comportement volumique et la prise en compte de l'eau) (Vu, 2007). L'hypothèse du couplage qui suppose un comportement du matériau élastique pose aussi des problèmes d'inhibition de l'endommagement du matériau pour cette gamme de confinements intermédiaires (Dupray, 2008). A travers l'utilisation du modèle à l'échelle du matériau, toutes ces limites seront présentées dans cette partie du mémoire. Le matériau utilisé dans cette partie, pour identifier le modèle, est le béton R30A7 (Vu, 2007), plutôt que béton C50 utilisé dans le projet IRIS (IRIS, 2010-2012)). L'intérêt est que l'on dispose de nombreux résultats expérimentaux de tests triaxiaux pour ce béton-là.

### 3.2.1. Découplage entre le comportement volumique et le comportement déviatorique

Afin d'identifier les défauts du modèle PRM couplé concernant le comportement volumique, certains tests triaxiaux sont simulés à des niveaux de confinement, variant de 50 MPa à 650 MPa (cf. [Figure 3-19b]), et comparés avec les résultats expérimentaux sur le béton R30A7 sec ( $Sr = 11\%$ ) (cf. [Figure 3-19a]). Sur les courbes expérimentales, si l'on compare la déformation volumique totale générée pendant phase déviatorique du test triaxial à 200 MPa de confinement et la déformation volumique totale générée pendant la phase hydrostatique du test triaxial à 650 MPa de confinement à même niveau de contrainte moyenne, on trouve que la déformation volumique totale générée dans la phase déviatorique est beaucoup plus importante que celle générée dans la phase hydrostatique. Cette caractéristique du béton est bien expliquée par le fait que la contrainte déviatorique accentue la compaction d'un matériau poreux (Vu, 2007). En comparaison, les résultats numériques simulés par le modèle PRM couplé n'ont pas montré cet effet. En conséquence, les déformations volumiques expérimentales finales sont plus élevées que les déformations volumiques numériques. Ce défaut du modèle provient du fait que le comportement volumique et le comportement en cisaillement sont découplés, le seul lien entre ces deux mécanismes est la courbe d'état limite en cisaillement qui est une fonction de la contrainte moyenne. Une proposition d'amélioration de ce défaut sera présentée dans le paragraphe 3.3.1.



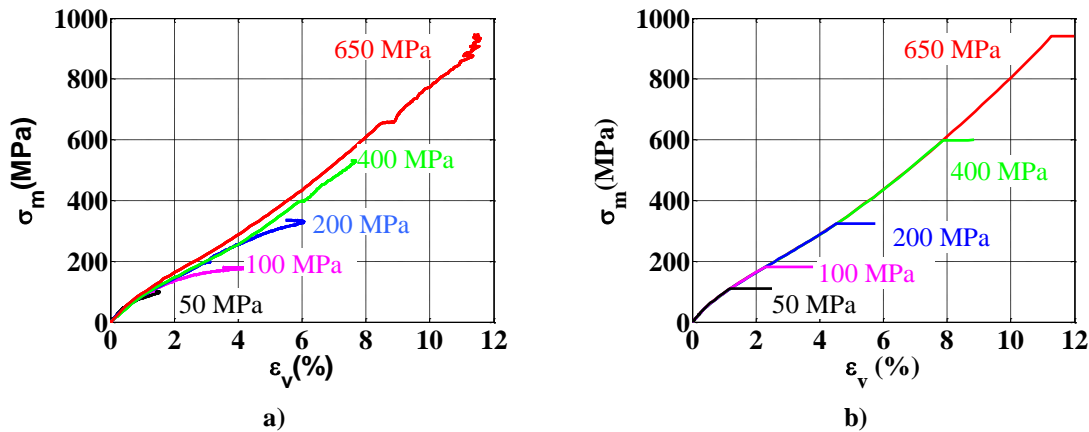


Figure 3-19. Essais triaxiaux sur le béton R30A7 à différentes pression de confinement : comportement volumique (Vu, 2007). a) Essais expérimentaux, b) Simulation avec le modèle PRM couplé

### 3.2.2. Influence de la teneur en eau

L'objectif de ce travail de thèse est de développer un modèle numérique capable de simuler le comportement des structures massives en béton sous divers types de chargement (les explosions, les impacts). Ces structures peuvent être des ouvrages d'art, des centrales nucléaires... L'épaisseur de leurs parois étant importante, la cinétique de dessiccation à l'air du béton dure très longtemps pour ces structures (Baroghel-Bouny, et al., 1999). Cela signifie que pendant la durée de vie de l'ouvrage le degré de saturation n'est pas uniforme, il varie en fonction de sa profondeur. Au cœur des parois, le béton est presque saturé tandis que le parement est rapidement sec. Or, sachant que le comportement du béton sous fortes contraintes dépend fortement du degré de saturation du béton (Vu, et al., 2008), la réponse du modèle PRM couplé en fonction de ce taux de saturation nous intéresse.

#### 3.2.2.1. Influence de l'eau sur le comportement volumique

Dans le modèle PRM couplé, deux modes de prise en compte de l'influence de l'eau peuvent être utilisés. Afin de montrer la différence entre les résultats donnés par ces deux méthodes, on a réalisé des simulations de tests hydrostatiques jusqu'à 650 MPa de confinement pour béton R30A7, dont le degré de saturation est 85%. La comparaison des résultats numériques avec ceux du test expérimental est présentée sur la Figure 3-20. On constate que les points de consolidation déterminés par le modèle en série et par le modèle parallèle sont différents pour un même béton et pour un degré de saturation identique ( $S_r = 85\%$ ). Or, le point de consolidation ne devrait dépendre que de la manière dont les pores du béton sec se referment, le modèle n'est donc pas réaliste. Ce fait influence également le calcul du seuil d'état limite en cisaillement du modèle en fonction du degré de saturation (cf. [Figure 3-22] et [Figure 3-23]). On proposera une amélioration de ce point dans le paragraphe suivant.

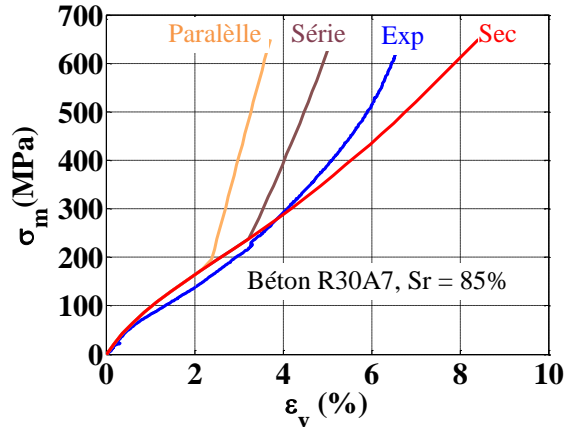


Figure 3-20. Simulation du test hydrostatique à 650 MPa de confinement sur du béton R30A7, avec un degré de saturation de 85%. Comparaison du modèle en série, du modèle parallèle et du test

### 3.2.2.2. Influence de l'eau sur le seuil de cisaillement

La limite de cisaillement du béton est influencée par le niveau de la pression de confinement appliquée et par le taux de saturation (Vu, et al., 2008). Le modèle PRM couplé est construit de façon à représenter cette caractéristique du béton. Des simulations de tests à différents niveaux de confinement et degrés de saturation ont été réalisées, dont les résultats sont présentés sur les Figure 3-22 (modèle parallèle) et Figure 3-23 (modèle série) et comparés avec les résultats expérimentaux (cf. [Figure 3-21]). L'observation montre que les résultats fournis par le modèle parallèle sont plus proches des résultats expérimentaux par rapport à ceux donnés par le modèle en série. Cette différence vient de la différence dans la détermination des points de consolidation des deux modes de calcul.

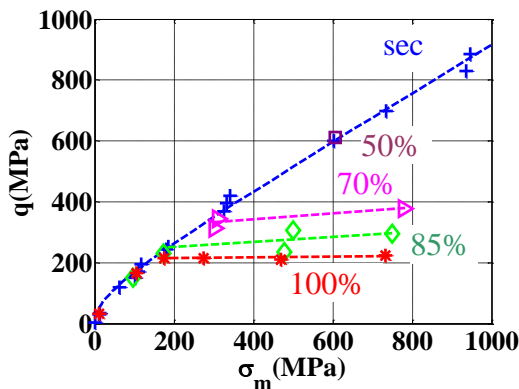


Figure 3-21. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton R30A7 (tests expérimentaux- (Vu, 2007))

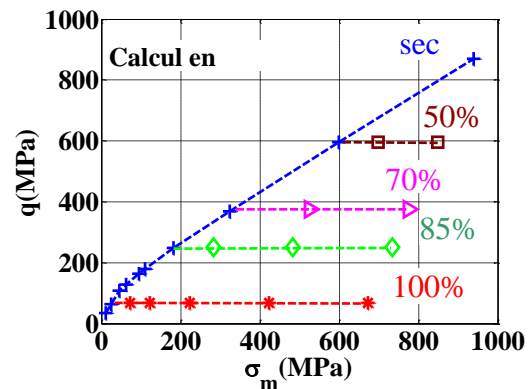


Figure 3-22. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton simulé par le modèle PRM couplé (modèle parallèle)

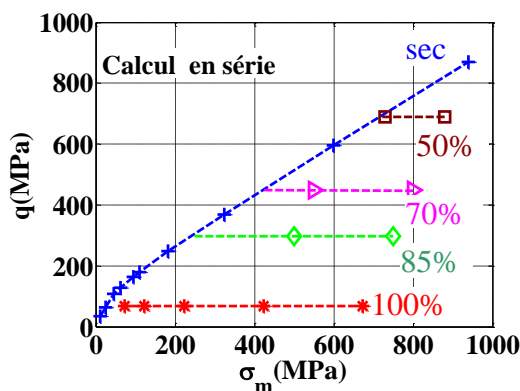


Figure 3-23. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton simulé par le modèle PRM couplé (modèle série)

Les résultats donnés par le modèle parallèle sont assez proches de ceux des tests triaxiaux expérimentaux, aux degrés de saturation inférieurs à 85%. En revanche, la réponse du modèle aux degrés de saturation supérieurs à 85% n'est pas satisfaisante. Cette différence vient certainement du fait que le modèle de plasticité proposé sous-estime l'augmentation de la résistance au cisaillement du béton une fois la porosité libre refermée, pour les forts degrés de saturation.

### 3.2.3. Variable de couplage $\alpha_{DC}$ de deux modèles

Comme présenté dans le paragraphe 3.1.3, le couplage entre le modèle endommageable et le modèle élastoplastique est assuré par la variable  $\alpha_{DC}$ , calculée par les formules [3-57], [3-58] et [3-59]. L'idée de ce couplage est d'interpoler, en fonction de la direction du trajet de chargement, les valeurs de  $\alpha_{DC}$  entre 1 et 0, correspondant respectivement aux chemins de chargement de compression simple et oedométrique. Pour simplifier les données d'entrées dans le modèle couplé, ces deux chemins sont définis en supposant que le matériau est élastique. Sachant qu'il existe toujours un écoulement plastique dû à la fermeture de la porosité sous l'effet de la pression moyenne importante, le chemin de chargement oedométrique expérimental reste toujours en dessous de celui du matériau élastique. L'hypothèse semble surestimer donc la zone élastique du modèle (cf. Figure 3-24)]. Par ailleurs, dans les formules utilisées, la variable  $\alpha_{DC}$  ne dépend pas de l'angle de Lode, ce qui est une simplification par rapport au comportement expérimental du béton selon les chemins de chargement complexes dans l'espace des contraintes (comportement en extension par exemple).

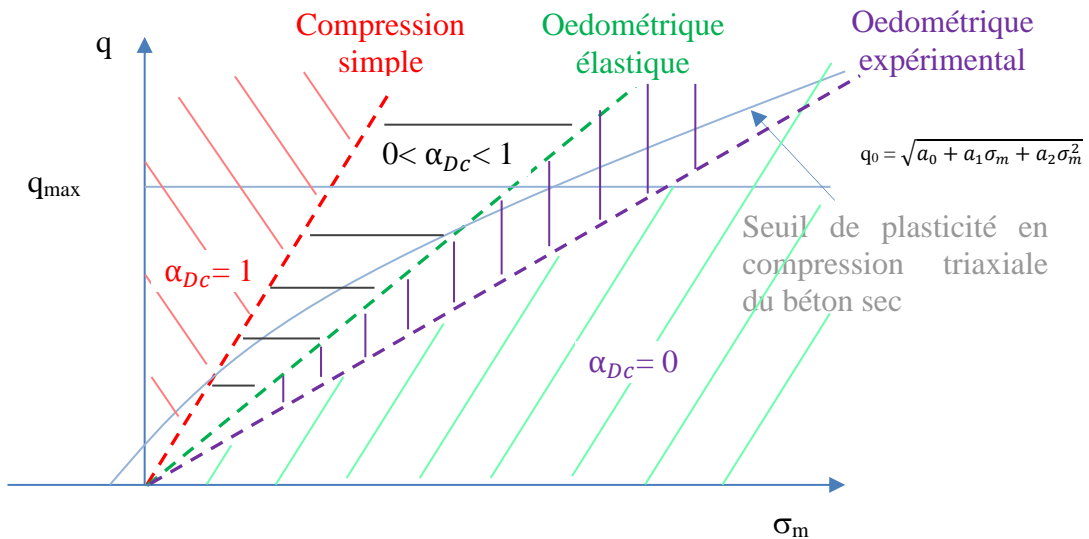


Figure 3-24. Illustration de la variation de la variable  $\alpha_{Dc}$  en fonction de l'état de contrainte

### 3.3. Amélioration du model PRM couplé

Après avoir identifié un certain nombre de défauts du modèle PRM couplé, les améliorations proposées sont présentées dans cette partie.

#### 3.3.1. Effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique

Un des défauts du modèle PRM couplé est qu'il n'est pas capable de prendre en compte l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique du béton, du fait de la relation biunivoque entre la contrainte moyenne et la déformation volumique.

Cette relation est une donnée expérimentale d'entrée du modèle pour laquelle la courbe de compaction de la phase hydrostatique est utilisée. Cette courbe hydrostatique n'est plus représentative si le béton est soumis à une charge déviatorique, car la contrainte déviatorique accentue la compaction du matériau (Gabet, et al., 2008). Pour améliorer le modèle, l'idée initiale est conservée mais la courbe de compaction issue d'un essai oedométrique est ajoutée comme une donnée d'entrée. L'intérêt est, d'une part, que cette donnée est facilement accessible à la mesure et, d'autre part, que l'essai oedométrique est un essai, non dilatant, dont le chemin de chargement reste en dessous de la courbe d'état limite du béton. De plus, le chemin de chargement associé à cet essai est un de ceux qui maximisent la compaction du béton.

La construction du modèle modifié repose sur les hypothèses pragmatiques suivantes :

La courbe de comportement volumique du béton n'est plus supposée biunivoque. Celle-ci est simplement supposée bornée d'une part, par la courbe volumique

hydrostatique supposée minorer  $\varepsilon_v$  pour  $\sigma_m$  donné et par la courbe volumique œdométrique supposée majorer  $\varepsilon_v$  pour  $\sigma_m$  donné (cf. [Figure 3-25]).

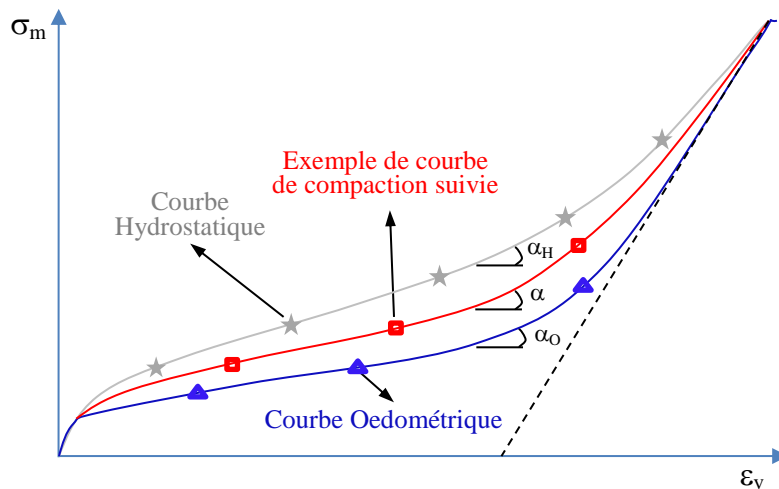


Figure 3-25. Principe de calcul du comportement volumique dans le modèle PRM modifié : courbe avec les marques d'étoiles représente le comportement volumique hydrostatique, courbe avec les marques triangulaires représente le comportement volumique œdométrique, courbe avec les carrés représente le chemin de chargement volumique actuel du modèle

La variation de contrainte moyenne  $d\sigma_m$ , est ensuite supposée être une combinaison linéaire des 2 bornes ci-dessus, dont les coefficients dépendent de la direction de chargement :

$$dp = \alpha d\varepsilon_v \quad [3-63]$$

$$\alpha = \alpha_H + (\alpha_O - \alpha_H) \text{Min} \left[ \frac{(dq/dp)}{(dq/dp)_O}, 1 \right] \quad [3-64]$$

Où :  $\alpha_H = dp/d\varepsilon_v$  pour un chemin hydrostatique ( $\varepsilon_v$ )

$\alpha_O = (dp/d\varepsilon_v)_O$  pour un chemin œdométrique ( $\varepsilon_v$ )

$dq/dp =$  direction du chemin de chargement

$(dq/dp)_O =$  direction du chemin de chargement œdométrique

Avec cette relation, la contrainte moyenne calculée prend en compte l'effet de la contrainte déviatorique. Pour un chargement hydrostatique, il n'y a pas de la contrainte déviatorique, le chemin de chargement suit celui de la courbe hydrostatique. En revanche, pour des chargements triaxiaux quelconques, la compaction deviendra plus importante mais sans pouvoir dépasser celle mesurée expérimentalement au cours d'un essai œdométrique.

### Détermination du point de consolidation

Du fait de la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique, un nouveau critère pour déterminer le point de consolidation

initial doit être établi. Lorsque le béton est sec, le point de consolidation reste le dernier point des courbes expérimentales de compaction entrées dans le modèle. En revanche, lorsque le béton est humide, une partie des pores est remplie par l'eau libre. Le point de consolidation défini comme le point pour lequel toute la porosité rempli d'air est refermée est donc décalé vers des valeurs plus faibles de  $\varepsilon_v$  (point M [Figure 3-26]). Dans le nouveau modèle, ce point est défini comme le point d'intersection entre la courbe de comportement volumique du chemin de chargement suivi  $P(\varepsilon_v)$  (cf. [Figure 3-26] – courbe rouge avec les carrés) et la courbe de décharge élastique non-linéaire qui correspond à la fermeture complète des pores rempli d'air du béton  $g(\varepsilon_v)$  (cf. [Figure 3-26] – courbe verte pointillé). Analytiquement, ce point M est déterminé en trouvant la racine de l'équation [3-65] :

$$P(\varepsilon_v) = g(\varepsilon_v) \quad [3-65]$$

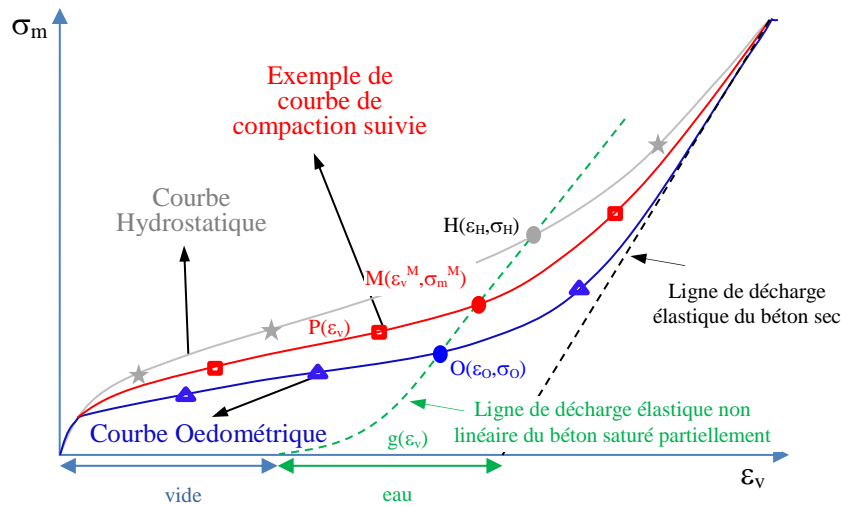


Figure 3-26. Principe de calcul du comportement volumique du modèle PRM modifié : Détermination du point de consolidation du béton partiellement saturé

Grâce à cette amélioration, le point de consolidation M n'est plus fixé en fonction de  $S_r$  au début du calcul comme dans le modèle couplé initial mais varie en fonction du chemin de chargement réellement suivi par le matériau. Si le béton est soumis à un chargement hydrostatique, ce point M coïncide avec le point H, et pour un chargement oedométrique avec le point O.

### 3.3.2. Effet de l'eau

Pour caractériser le comportement d'un milieu poreux à l'échelle homogénéisée en fonction de ses propriétés à l'échelle microscopique, deux types d'approche coexistent. Des approches de type « loi des mélanges » qui supposent la loi d'interaction à l'échelle microscopique entre les deux phases (fluide + solide) telle les modèles série

ou parallèle. Des approches de type « poro-mécanique » ou « théorie de Biot-Coussy » qui supposent que les concepts de la MMC restent valables à l'échelle macroscopique à laquelle les deux phases (fluide + solide) se superposent.

Dans le modèle PRM couplé, la contrainte effective est utilisée pour prendre en compte la présence de l'eau dans le béton confiné en utilisant la première approche. Le défaut de cette approche est que le comportement du matériau devient élastique après avoir atteint le point de consolidation, ce qui n'est pas observé expérimentalement (cf. [Figure 3-20]). Dans la nouvelle version du modèle, l'approche poro-mécanique sera utilisée pour prendre en compte l'effet de l'eau libre.

Dans la nouvelle version, tant que le point de consolidation n'est pas atteint, le béton humide est supposé se comporter comme du béton sec. Le milieu poreux étudié, le béton, est ensuite supposé se composer d'une phase solide (le squelette), et d'une phase fluide occupant tous les vides (Coussy, 1995). La notion de contrainte effective est alors utilisée pour séparer, dans le calcul, la pression de fluide de la pression totale.

$$\sigma_{tot} = \sigma_M + bp \quad [3-66]$$

Avec  $\sigma_{tot}$  la contrainte totale,  $\sigma_M$  la contrainte transmise par la matrice à l'échelle macroscopique,  $p$  la pression interstitielle,  $b$  le coefficient de Biot qui dépend de la nature de la porosité.

Le calcul de la pression interstitielle est toujours le même que celui utilisé dans la version originale du modèle PRM couplé, à savoir l'équation d'état de Mie Gruneisen (Davis, 1972) (Pontiroli, et al., 2010):

$$p = \frac{\rho_0 C_0^2 (\varepsilon_v - \varepsilon_{vps})}{(1 - s(\varepsilon_v - \varepsilon_{vps}))^2} \left[ 1 - \frac{\Gamma_0 (\varepsilon_v - \varepsilon_{vps})}{2} \right] + \Gamma_0 \rho_0 E_m \quad [3-67]$$

Où  $C_0$  est la vitesse de l'onde sonore ( $C_0 = 1500\text{m/s}$ ),  $\rho_0$  est la masse volumique ( $\rho_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$  pour l'eau),  $s$  et  $\Gamma_0$  sont deux coefficients de Mie Gruneisen ( $s = 1.75$  et  $\Gamma_0 = 0.28$  pour l'eau).  $E_m$  est l'énergie interne par unité de masse. Cette énergie généralement faible, est négligeable pour l'eau considérée à la température et à la pression ambiante. Sauf dans le cas très particulier des explosions nucléaires proches de la surface où, dans une zone très localisée autour du point d'explosion, le sol est porté à des températures et à des pressions très élevées en raison d'un important dépôt d'énergie par transfert radiatif. En dehors de ce cas, le dernier terme de l'équation de Mie Gruneisen peut être négligé. C'est ce qui a été fait ici. Cette simplification présente en plus l'avantage de simplifier les calculs.

$\sigma_M$  et  $b$  peuvent être obtenus par les formules suivantes (Coussy, 1995) :

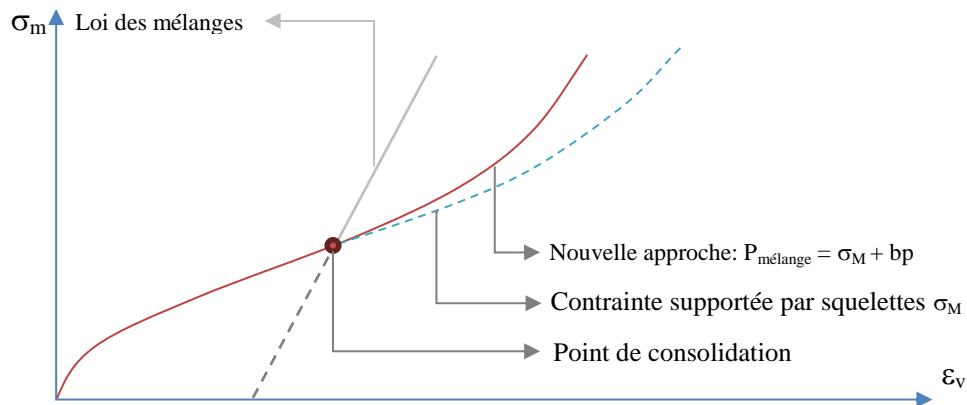
$$\sigma_M = K_0 \varepsilon_v \quad [3-68]$$

$$b = 1 - \frac{K_0}{K_s} \quad [3-69]$$

$K_0$  représente le module de compressibilité du matériau drainé,  $\varepsilon_v$  est la déformation volumique à l'échelle homogénéisée,  $K_s$  le module de compressibilité du squelette. A partir de l'équation [3-69], dans le cas particulier où  $K_0 \ll K_s$ ,  $b$  est proche de 1, l'équation [3-66] se simplifie et devient  $\sigma_{tot} = \sigma_M + p$  (formule de Terzaghi). Au contraire, lorsque  $K_0 \approx K_s$ , cas d'un matériau non poreux,  $b$  tend vers 0. Enfin, à partir de l'homogénéisation d'un milieu poreux drainé, le rapport  $K_0/K_s$  peut être estimé de manière suivante (Kendall, et al., 1983) :

$$\frac{K_0}{K_s} = (1 - \phi)^3 \quad [3-70]$$

Où  $\phi$  est la porosité actuelle du milieu poreux.



**Figure 3-27. Principe de calcul de la contrainte de mélange dans le nouveau modèle poro-mécanique proposé**

Le principe de calcul du nouveau modèle PRM couplé en utilisant l'approche poro-mécanique dans le calcul de contrainte moyenne de mélange est présenté sur la Figure 3-27. Avec cette nouvelle approche, lorsque le matériau atteint le point de consolidation (fermeture des pores remplis d'air), le comportement volumique du béton reste non-linéaire dû fait des vides remplis d'eau qui continuent à se compacter sous l'effet de l'augmentation de la contrainte.

### **Comportement volumique en décharge après avoir atteint le point de consolidation**

L'intérêt de l'approche proposée est qu'elle permet au modèle de décrire le comportement plastique du béton après avoir atteint le point de consolidation M (cf. [Figure 3-28]), au lieu de supposer un comportement élastique comme dans le modèle initial (cf. [Figure 3-15]). L'hypothèse est faite qu'après avoir complètement fermé les pores remplis d'air, l'eau est comprimée. Son volume est réduit au fur et à mesure que les pores remplis d'eau se referment sous la compaction. Ainsi, après la décharge, un état différent par rapport au modèle PRM couplé original est atteint car il existe une déformation résiduelle supplémentaire due à la compaction des pores saturés dans la phase de chargement. Pour simplifier, le comportement en décharge après le point de



consolidation est supposé élastique linéaire. La pente de décharge  $K_{décharge}$  est définie linéairement entre deux points  $(\varepsilon_{vmin\_sec}, P_{min\_sec})$ , point à la fin de la décharge du béton sec, et  $(\varepsilon_{vmax}, P_{max})$ , point en début de déchargement chargement (cf. équation [3-71]). Cette pente est par ailleurs bornée entre  $K_{charge}$ , pente de chargement, et  $K_{grain}$ , pente de chargement élastique après fermeture totale de la porosité :  $K_{charge} \leq K_{décharge} \leq K_{grain}$ .

$$K_{décharge} = \frac{P_{max} - P_{min\_sec}}{\varepsilon_{vmax} - \varepsilon_{vmin\_sec}} \quad [3-71]$$

Le point  $(\varepsilon_{vmin\_sec}, P_{min\_sec})$  est déterminé, grâce aux formules utilisées lors du calcul de la contrainte effective de la matrice  $\sigma_M$  (sans tenant compte de l'eau) (cf. [Figure 3-28]). Le calcul de cette contrainte est réalisé en considérant que le béton est sec (Rouquand, 1997), (Pontiroli, et al., 2010) :

$$P_{min\_sec} = P_{cut} \left[ \left[ \left( 1 - \frac{K_{0grain}}{K_{grain}} \right) * \min \left( 1, \frac{P_{con\_sec} - P_{max\_sec}}{P_{con\_sec} - P_{1\_élastique}} \right) \right] + \frac{K_{0grain}}{K_{grain}} \right] \quad [3-72]$$

$$\varepsilon_{vmin\_sec} = \varepsilon_{vmax} - \frac{P_{max} - P_{min\_sec}}{\bar{K}} \quad \text{avec} \quad \bar{K} = f(K_{max\_sec}, K_{min\_sec}) \quad [3-73]$$

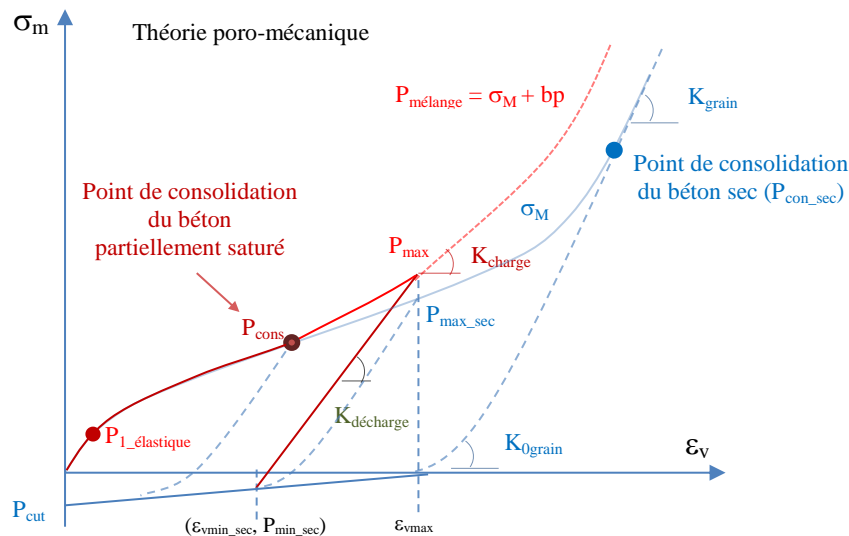


Figure 3-28. Principe de calcul de la contrainte de mélange lors d'une décharge dans le nouveau modèle proposé

### 3.3.3. Amélioration du calcul de la variable d'inhibition de l'endommagement ( $\alpha_{Dc}$ )

Comme présenté dans la partie 3.2.3, la méthode de couplage du modèle PRM couplé ne prend pas en compte l'angle de Lode dans sa formulation. De plus, l'utilisation d'un trajet de chargement oedométrique élastique semble trop simpliste pour bien décrire la transition entre le modèle d'endommagement et le modèle élasto-plastique lors d'un chargement triaxial.

Pour remédier à cette lacune, on propose de s'appuyer sur une méthode de couplage proposé par Thabet et al. (Thabet & Haldane, 2000). Cette méthode utilise la même idée que le modèle PRM couplé. Trois zones associées à différents modes de défaillance du béton sont ainsi définies : zone de l'endommagement pure, zone correspondant à la surface de rupture en plasticité, et zone de transition entre les deux. La variable de couplage  $\alpha_{eq}$  est définie de manière à satisfaire l'équation [3-74], en fonction de la contrainte moyenne  $\tilde{\sigma}_m$  et la contrainte de Von-Mises  $\tilde{q} = \sqrt{3J_2}$ , et l'angle de Lode  $\theta$ . Les contraintes  $\tilde{q}$  et  $\tilde{\sigma}_m$  sont déterminés à partir des contraintes principales effectives, en tenant compte de l'endommagement  $\tilde{\sigma} = \sigma/(1 - D)$  :

$$\tilde{q} \cos \theta - \frac{3\tilde{\sigma}_m}{2\alpha_{eq}} = 0 \quad \text{pour} \quad 0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad [3-74]$$

En utilisant cette équation, la variable de couplage du modèle PRM couplé inhibe encore trop l'endommagement dans la zone d'impact lors de simulation des tests de perforation (cf. chapitre 4). Afin de reproduire plus de l'endommagement, la contrainte moyenne effective dans l'équation [3-74] a été remplacée par la pression de confinement  $\tilde{p}$  ( $\tilde{p} = \tilde{\sigma}_m - \tilde{q}/3$ ), ce qui amène à l'équation [3-75] :

$$\tilde{q} \cos \theta - \frac{3\tilde{p}}{2\alpha_{eq}} = 0 \quad \text{pour} \quad 0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad [3-75]$$

Les modes de défaillance peuvent être identifiés comme suit:

- Endommagement pur :  $\alpha_{eq} \leq 1$
- Inhibition complète de l'endommagement :  $\alpha_{eq} \geq K$
- Mode de rupture mixte entre la fissuration et l'écrasement plastique :  $1 < \alpha_{eq} < K$

Où  $K = \frac{1+\nu}{1-2\nu}$ , avec  $\nu$  le coefficient de Poisson. Si  $\nu \approx 0.2$ , alors  $K \approx 2$ .

La Figure 3-29 illustre les zones de défaillance dans le plan hydrostatique ( $\sigma_m, q$ ). Sur cette figure, la variable  $\alpha_{eq}$  est décrite par l'équation [3-75] pour tous les trajets de chargement. Dans le cas où le béton est soumis à une compression triaxiale,  $\theta = 60^\circ$ , donc  $\cos(\theta) = 1/2$ , la variable  $\alpha_{eq}$  est obtenue à partir de l'équation [3-76], et présentée sur la Figure 3-29 - partie  $\theta = 60^\circ$ . Sinon, quand le béton est soumis à une charge d'extension,  $\theta = 0^\circ$ , donc  $\cos(\theta) = 1$ , cette variable  $\alpha_{eq}$  est obtenue à partir de l'équation [3-77], et présentée sur la Figure 3-29 - partie  $\theta = 0^\circ$ .

$$\tilde{q} - \frac{3\tilde{p}}{\alpha_{eq}} = 0 \quad \text{pour} \quad \theta = 60^\circ \quad (\text{Compression triaxiale}) \quad [3-76]$$

$$\tilde{q} - \frac{3\tilde{p}}{2\alpha_{eq}} = 0 \quad \text{pour} \quad \theta = 0^\circ \quad (\text{Extension}) \quad [3-77]$$

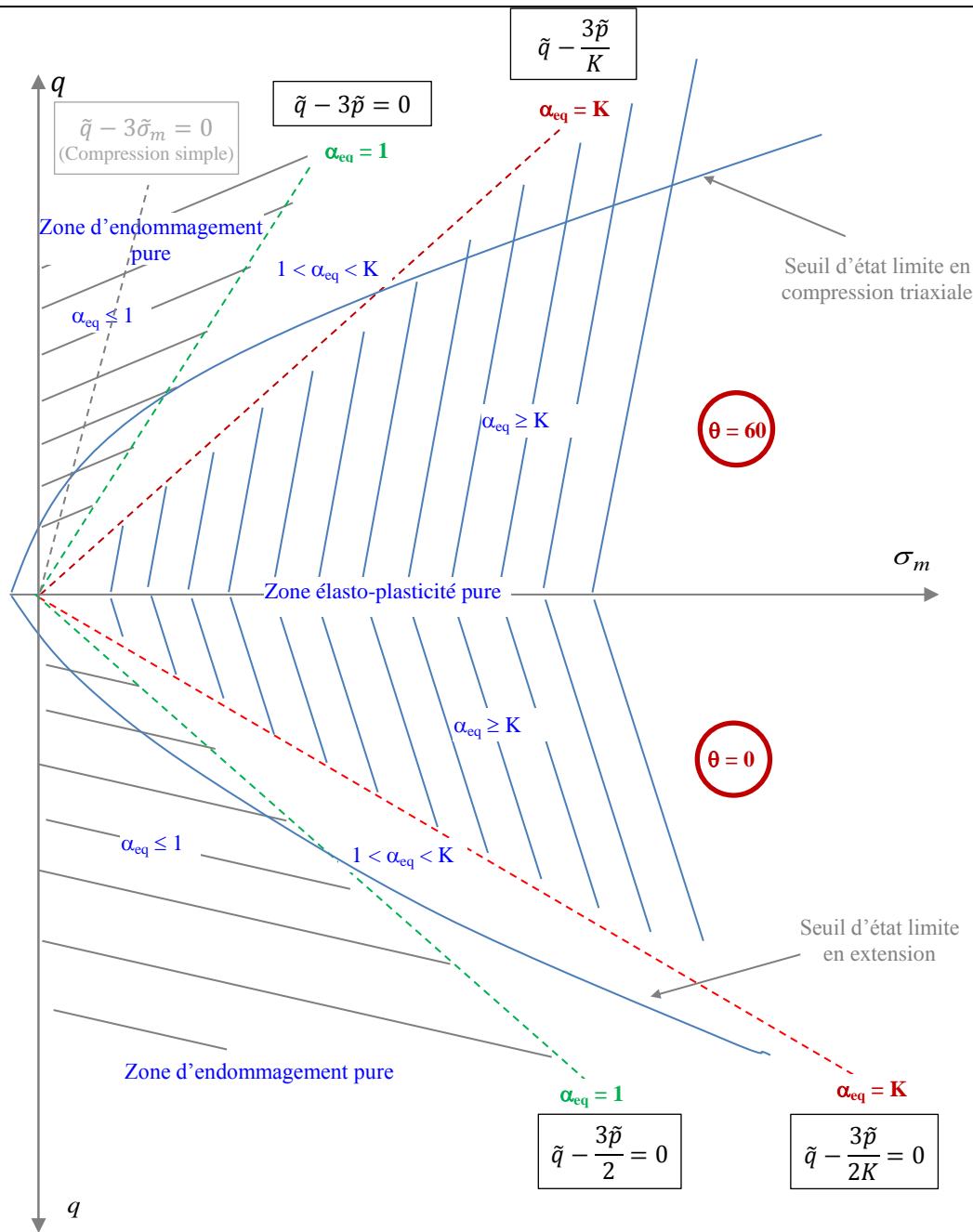


Figure 3-29. Zone de l'espace des contraintes définies par les différentes valeurs de la variable  $\alpha_{eq}$

La variable  $\alpha_{Dc}$  du modèle PRM couplé varie entre 1 (endommagement pure) et 0 (élasto-plasticité pure) tandis que la variable proposée par (Thabet & Haldane, 2000) varie entre 1 et  $K$  respectivement pour des modes de rupture similaires. On réalise donc une transformation linéaire entre ces deux variables pour pouvoir utiliser  $\alpha_{eq}$  dans le modèle PRM couplé :

$$\alpha_{Dc} = \frac{K - \alpha_{eq}}{K - 1} \quad \text{avec} \quad K = \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \quad [3-78]$$

### 3.4. Identification et validation du modèle avec la prise en compte des améliorations

L'identification du modèle PRM couplé amélioré est d'abord réalisée sur le béton standard R30A7 et comparé avec les résultats expérimentaux disponibles pour différents niveaux de confinements et différents degrés de saturation (Vu, 2007). Une deuxième identification est ensuite réalisée sur le micro-béton C50 utilisé lors du workshop IRIS (IRIS, 2010-2012) avant de lancer les simulations des tests d'impact. Cette identification est validée en comparant le modèle modifié avec les résultats de tests expérimentaux présentés dans le chapitre 2.

#### 3.4.1. Béton standard R30A7

L'identification du modèle repose principalement sur les essais triaxiaux jusqu'à 650 MPa de confinement. Elle demande des données d'entrées pour les deux modèles : le modèle d'endommagement et le modèle élastoplastique.

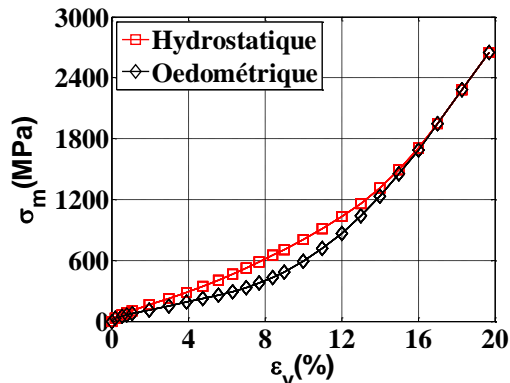
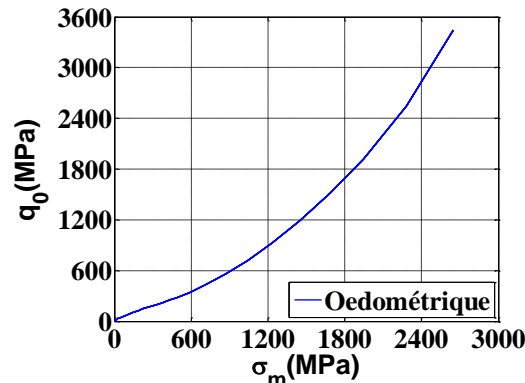
**Tableau 3-2. Données d'entrée du modèle d'endommagement (béton R30A7)**

N°	Paramètres	Désignation	Unité	Valeur
1	$E_0 (>0)$	Module Young	N/m <sup>2</sup>	$3 \cdot 10^{10}$
2	$\nu_0 (>0)$	Coefficient de Poisson	-	0.16
3	$\sigma_t (<0)$	Résistance en traction	N/m <sup>2</sup>	$3.03 \cdot 10^6$
4	$\sigma_c (>0)$	Résistance en compression	N/m <sup>2</sup>	$- 36.8 \cdot 10^6$
5	$\sigma_{\text{final}} (>0)$	Contrainte en traction résiduelle	N/m <sup>2</sup>	0.0
6	$\beta (> 0)$	Coefficient de Mazars	-	1-1.05
7	$\sigma_{\text{ft0}} (<0)$	Contrainte de fermeture de fissure initiale	N/m <sup>2</sup>	$- 3.03 \cdot 10^6$
8	$\sigma_{\text{fc}} (>0)$	Point de concentration lors de déchargement en compression du béton	N/m <sup>2</sup>	$36.8 \cdot 10^6$
9	$G_f (>0)$	Energie de l'ouverture de fissure	N/m	60
10	$a_t (>0)$	Premier coefficient de la vitesse de déformation en traction	-	0 (test statique)
11	$b_t (>0)$	Deuxième coefficient de la vitesse de déformation en traction	-	0 (test statique)
12	$\beta_1 (>0)$	Coefficient de l'amortissement dans la domaine élastique	-	0.02
13	$\beta_2 (>0)$	Deuxième coefficient de l'amortissement généré par l'endommagement	-	0.05
14	$\rho_0 (>0)$	Densité	Kg/m <sup>3</sup>	2278

Le Tableau 3-2 représente les paramètres du modèle d'endommagement. Le Tableau 3-3 représente les paramètres du modèle élasto-plastique. Les lignes à fond jaune correspondent à des données mesurées du matériau. Les autres valeurs sont déduites à partir de données représentatives du béton standard R30A7. La résistance en compression simple est mesurée à partir des tests sur des échantillons cylindriques de 7 cm de diamètre et 14 cm de hauteur. Les points des courbes de comportement volumique hydrostatique et oedométrique (cf. [Figure 3-30]) sont données en annexe I - Tableau 5-1 et Tableau 5-2, et les points des courbes représentant le trajet de

chargement oedométrique en fonction de la contrainte moyenne (cf. [Figure 3-31]) sont données en annexe I - Tableau 5-3.

**Tableau 3-3. Données d'entrée du modèle élastoplastique (béton R30A7)**

a) Seuil de résistance au cisaillement				
$a_0$ (Pa <sup>2</sup> )	$a_1$ (Pa)	$a_2$	$P_{cut}$ elas tens (Pa)	$q_{max}$ (Pa)
1.77E+14	2.21E+08	6.21E-01	1.000E+01	6.000E+09
b) Identification des courbes de compaction hydrostatique (cf. [Figure 3-30]- marqué par les carrés) et oedométrique (cf. [Figure 3-30]-marqué par les losanges) et de la courbe représentant le trajet de chargement oedométrique en fonction de la contrainte moyenne (cf. [Figure 3-31])				
				
<p>Figure 3-30. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique et oedométrique (25 points)</p>		<p>Figure 3-31. Trajet de chargement oedométrique <math>q_0</math> en fonction de la contrainte moyenne <math>\sigma_m</math> (25 points)</p>		
c) Module de compressibilité volumétrique au point de consolidation du béton sec $K_{grain}$ , Module de compressibilité volumétrique au point de consolidation du béton sec $K_{0grain}$ , Porosité, Teneur en eau				
$K_{grain}$ cons(Pa)	$K_{0grain}$ décharge(Pa)	Porosité_sec	Teneur en eau Sr	
3.80E+10	3.80E+10	12%	Varie de 12% à 100%	

### Simulation des tests triaxiaux et validation du modèle à l'échelle du matériau

#### *Conséquence de la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique et le comportement axial*

Des simulations des tests triaxiaux pour des confinements de 50 MPa et de 100 MPa sont réalisés et comparés aux tests sur le béton R30A7 sec ( $Sr = 12\%$  (Vu, 2007)). Les résultats numériques donnés par le modèle initial et le modèle amélioré sont également comparés (cf. [Figure 3-32]). Même si le modèle PRM couplé initial donne une bonne prédiction du niveau de contrainte maximale atteinte, la déformation volumique maximale obtenue est assez loin de celle mesurée des tests expérimentaux. La modification réalisée pour prendre en compte l'influence de l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique du béton permet d'améliorer sensiblement ces valeurs des déformations volumiques (cf. [Figure 3-32b]).

En outre, on constate sur la Figure 3-32a que cette modification joue également sur le comportement axial du béton et permet de mieux reproduire les niveaux de déformation axiale atteint lors des essais.

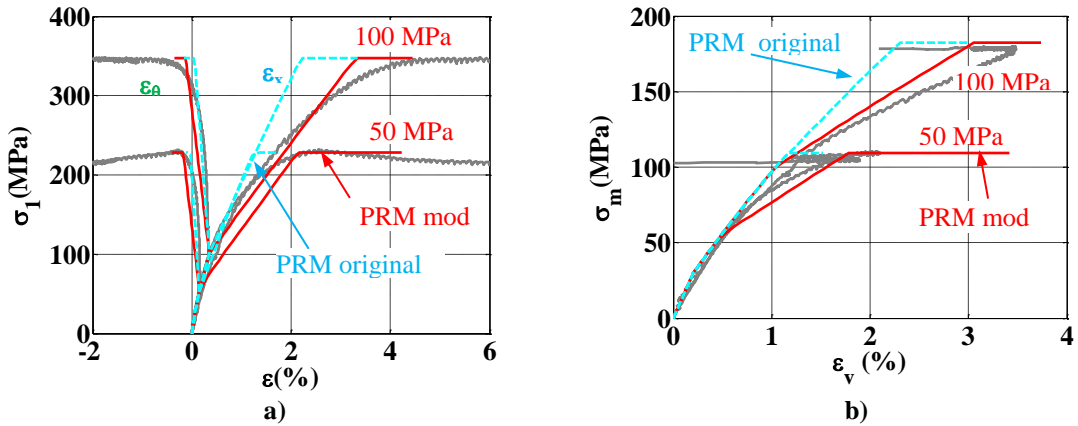


Figure 3-32. Simulation des essais triaxiaux sur le béton R30A7 sec ( $Sr=12\%$ ) avec le modèle PRM couplé et avec le modèle modifié : a) Comportement axial, b) Comportement volumique

*Effet de la modification du modèle sur la prise en compte de l'eau*

La Figure 3-33 montre le comportement volumique, obtenu lors de tests hydrostatiques de 650 MPa de confinement sur le béton R30A7 à différents degrés de saturation (70%, 85%, 100%).

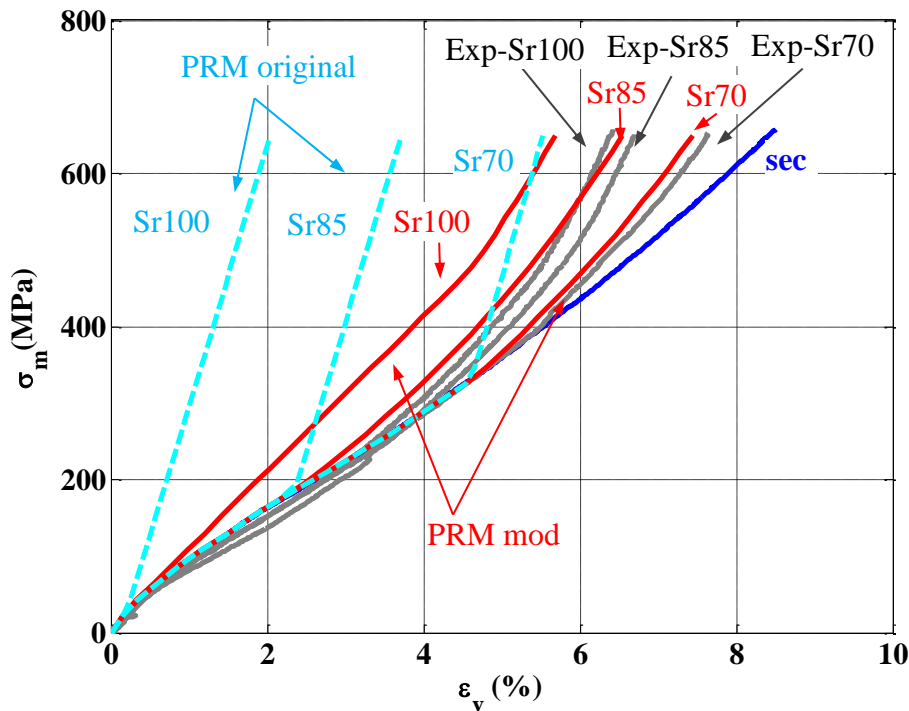


Figure 3-33. Simulation des essais hydrostatiques avec le modèle PRM couplé et avec le modèle modifié : Comparaison du comportement volumique avec les résultats sur le béton R30A7 de différents degrés de saturation ( $Sr$  varié de 12% à 100%)

Après avoir atteint le point de consolidation, le comportement volumique du matériau simulé par le modèle PRM couplé devient élastique, comme le montre par les courbes en pointillés. Ce résultat de simulation est très différent de ce que l'on observe

expérimentalement. Les résultats donnés par le modèle amélioré sont très proches des résultats expérimentaux, surtout pour les niveaux de saturation inférieurs à 85%. Le résultat donné pour un degré de saturation de 100% n'est pas totalement satisfaisant, mais est de tout de même nettement plus réaliste que la prédiction du modèle original. De plus, la saturation à 100% d'un échantillon de béton n'est pas garantie car la préparation d'un échantillon demande plusieurs étapes (collage des jauges, coque de protection, câbles, membranes en latex et en néoprènes). Le respect de cette condition de saturation n'est donc pas facile à atteindre et il peut en résulter une imprécision sur le résultat du test expérimental.

### 3.4.2. Béton C50 (projet IRIS)

Après avoir validé les améliorations apportées au modèle PRM, le modèle est utilisé pour simuler les tests d'impact du projet IRIS (IRIS, 2010-2012). L'identification du modèle avec le béton C50 est donc nécessaire pour définir les données d'entrée du modèle. L'identification du modèle repose principalement sur les essais expérimentaux réalisés dans le cadre de ce projet et présentés dans le chapitre 2 du mémoire.

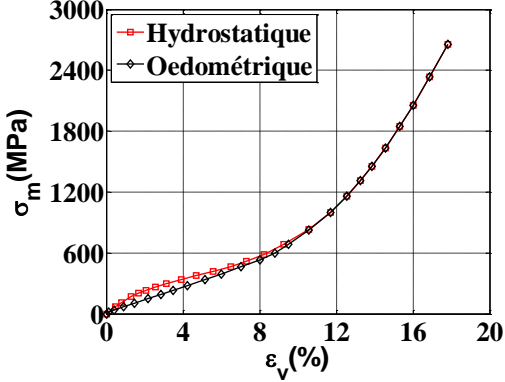
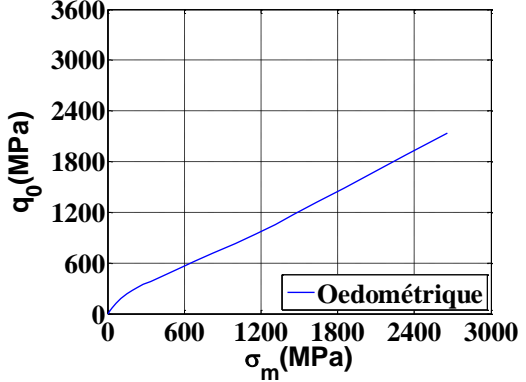
Le Tableau 3-4 présente les paramètres du modèle d'endommagement. Le Tableau 3-5 présente les paramètres du modèle élasto-plastique.

Les points des courbes de comportement volumique hydrostatique et oedométrique (cf. [Figure 3-36]) sont données en annexe II-Tableau 5-4 et Tableau 5-5, et les points des courbes représentant le trajet de chargement oedométrique en fonction de la contrainte moyenne (cf. [Figure 3-37]) sont données en annexe II - Tableau 5-6.

**Tableau 3-4. Données d'entrée du modèle d'endommagement (béton C50)**

N°	Paramètres	Désignation	Unité	Valeur
1	$E_0 (>0)$	Module Young	N/m <sup>2</sup>	$3.0 \cdot 10^{10}$
2	$\nu_0 (>0)$	Coefficient de Poisson	-	0.2
3	$\sigma_t (<0)$	Résistance en traction	N/m <sup>2</sup>	$4.7 \cdot 10^6$
4	$\sigma_c (>0)$	Résistance en compression	N/m <sup>2</sup>	$- 67.0 \cdot 10^6$
5	$\sigma_{final} (>0)$	Contrainte en traction résiduelle	N/m <sup>2</sup>	0.0
6	$\beta (> 0)$	Coefficient de Mazars	-	1-1.05
7	$\sigma_{f0} (<0)$	Contrainte de fermeture de fissure initiale	N/m <sup>2</sup>	$- 4.7 \cdot 10^6$
8	$\sigma_{fc} (>0)$	Point de concentration lors de déchargement en compression du béton	N/m <sup>2</sup>	$67.0 \cdot 10^6$
9	$G_f (>0)$	Energie de l'ouverture de fissure	N/m	120.0
10	$a_t (>0)$	Premier coefficient de la vitesse de déformation en traction	-	0.823 (0 pour des tests statiques)
11	$b_t (>0)$	Deuxième coefficient de la vitesse de déformation en traction	-	0.329 (0 pour des tests statiques)
12	$\beta_1 (>0)$	Coefficient de l'amortissement dans le domaine élastique	-	0.02
13	$\beta_2 (>0)$	Deuxième coefficient de l'amortissement généré par l'endommagement	-	0.05
14	$\rho_0 (>0)$	Densité	Kg/m <sup>3</sup>	2272.0

**Tableau 3-5. Données d'entrée du modèle élastoplastique (béton C50)**

a) Seuil de résistance au cisaillement				
$a_0$ (Pa <sup>2</sup> )	$a_1$ (Pa)	$a_2$	$P_{cut}$ elas tens (Pa)	$q_{max}$ (Pa)
5.0E+14	2.0E+08	1.0E+00	1.000E+01	6.000E+09
b) Identification des courbes de compaction hydrostatique (cf. [Figure 3-34]- marqué par les carrés) (Tableau 5-4-annexe II) et oedométrique (cf. [Figure 3-30]-marqué par les losanges) (Tableau 5-5-annexe II) et de la courbe représentant le trajet de chargement oedométrique $q_0$ en fonction de la contrainte moyenne (cf. [Figure 3-35]) (Tableau 5-6-annexe II)				
				
<p><b>Figure 3-34. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique et oedométrique (25 points)</b></p>		<p><b>Figure 3-35. Trajet de chargement oedométrique <math>q_0</math> en fonction de la contrainte moyenne <math>\sigma_m</math> (25 points)</b></p>		
c) Module de compressibilité volumétrique au point de consolidation du béton sec $K_{grain}$ , Module de compressibilité volumétrique au point de consolidation du béton sec $K_{0grain}$ , Porosité, Teneur en eau Sr				
$K_{grain}$ cons(Pa)	$K_{0grain}$ décharge(Pa)	Porosité (%)	Teneur en eau Sr (%)	
3.80E+10	3.80E+10	11	70%	

### Simulation des tests triaxiaux

#### *Effet de la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le comportement axial et volumique du béton*

Les tests triaxiaux présentés dans le chapitre 2 sont simulés par les deux modèles pour comparer les effets des améliorations apportées sur le béton C50. Pour des confinements faibles et modérés (jusqu'à 100 MPa), l'effet de l'eau sur le comportement du béton est négligeable, seul l'effet de la contrainte déviatorique est visible (cf. [Figure 3-36] et [Figure 3-37]). Comme ce qu'il a déjà été montré avec le béton R30A7, avant d'atteindre le pic de contrainte, les déformations volumiques obtenues avec le nouveau modèle sont plus proches des données expérimentales qu'avec le modèle original. Après le pic de contrainte, le comportement du modèle amélioré devient très légèrement plus ductile que celui du modèle originale. Ce dernier point s'explique par le fait que la contrainte au pic est atteinte plus tardivement avec le nouveau modèle.



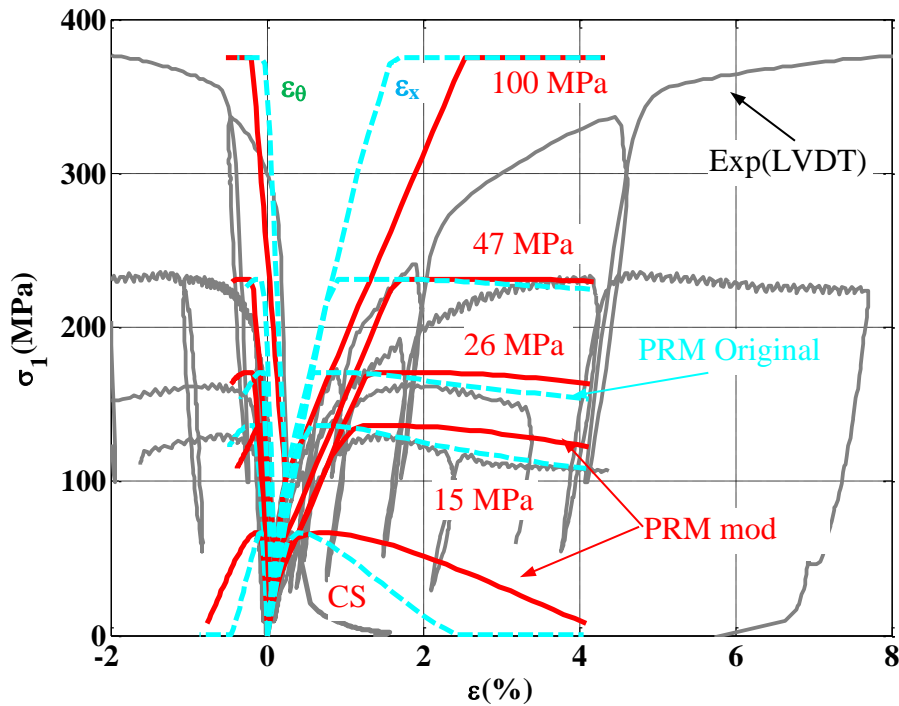


Figure 3-36. Identification du modèle PRM modifié à partir des résultats d'essais sur le béton C50 (Sr =70% (IRIS, 2010-2012)) (la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  est utilisée dans ces deux modèles) : comportement axial

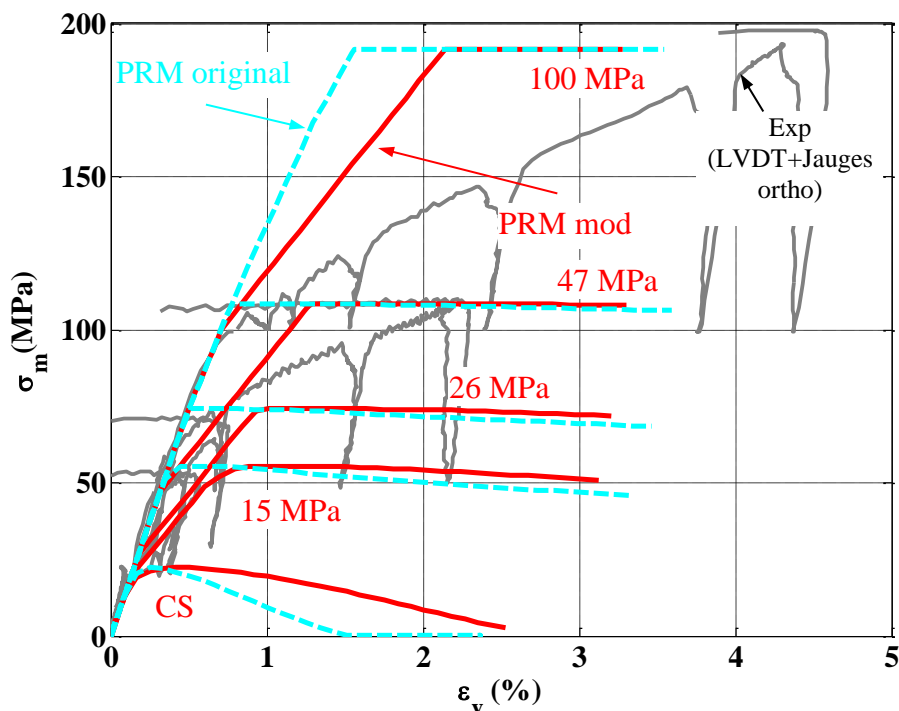


Figure 3-37. Identification du modèle PRM modifié à partir des résultats d'essais sur le béton C50 (Sr =70% (IRIS, 2010-2012)) (la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  est utilisée dans ces deux modèles) : comportement volumique

Bien que le nouveau modèle reproduise mieux que le modèle original les résultats expérimentaux, un écart entre les résultats de simulation et ceux de l'expérience est

encore observé. En effet, le béton C50 utilisé lors de Workshop IRIS (IRIS, 2010-2012) présente un comportement de fluage important du fait de sa humidité et de son volume de ciment important. Or ce fluage n'est pas pris en compte lors de l'identification du modèle. L'idéal serait de caractériser ce fluage et de le soustraire des données expérimentales. Cela n'a malheureusement pas pu être réalisé dans le cadre de cette thèse.

#### *Effet de la nouvelle variable de couplage $\alpha_{Dc}$*

Les Figure 3-38 et Figure 3-39 présente une comparaison du modèle PRM couplé original avec les deux variables de couplage  $\alpha_{Dc}$  définies au 3.1.3 (variable de couplage originale) et au 3.3.3 (nouvelle variable de couplage). Pour le test de compression simple, il n'y a pas de différence observée, car la variable de couplage est égale à 1 pour les deux cas. Tandis que pour le test de 100 MPa de confinement, la variable de couplage est égale à 0. Ce fait active le modèle de plasticité dans les deux cas. Pour les gammes de confinement intermédiaires, le modèle utilisant la nouvelle variable de couplage présente un comportement plus fragile due à l'endommagement du matériau sous le chargement axial. Comme expliqué au 3.1.3, ce résultat est dû au fait que la zone de contrainte dans laquelle l'endommagement n'est pas complètement inhibé définie par la nouvelle variable de couplage est plus large que celle utilisée dans le modèle initial. Cela permet au nouveau modèle de développer plus d'endommagement que le modèle original.

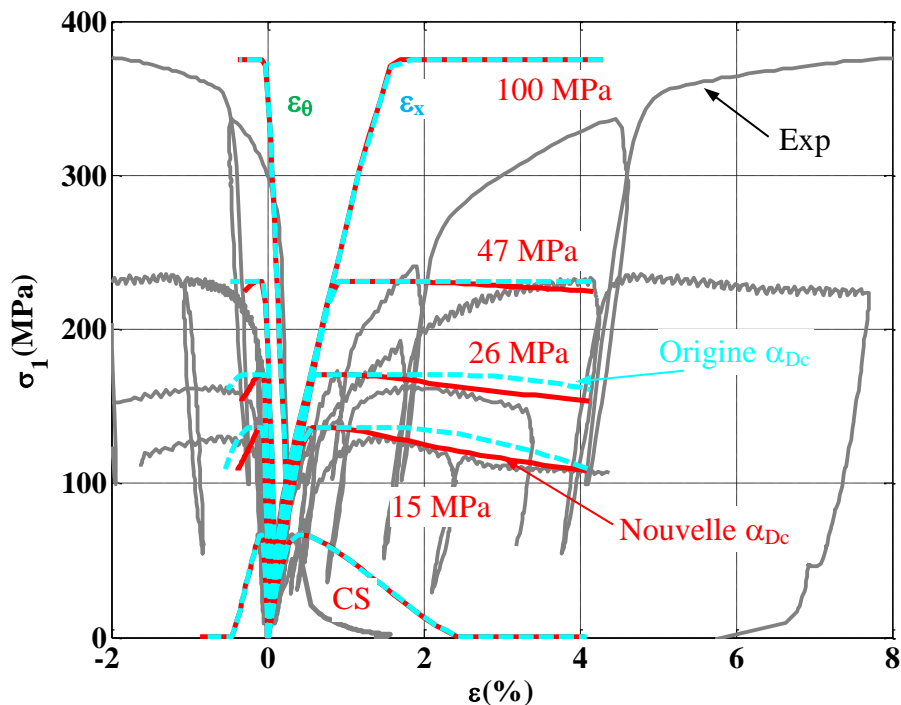


Figure 3-38. Effet de la nouvelle variable de couplage sur le comportement axial (béton C50 (IRIS, 2010-2012))

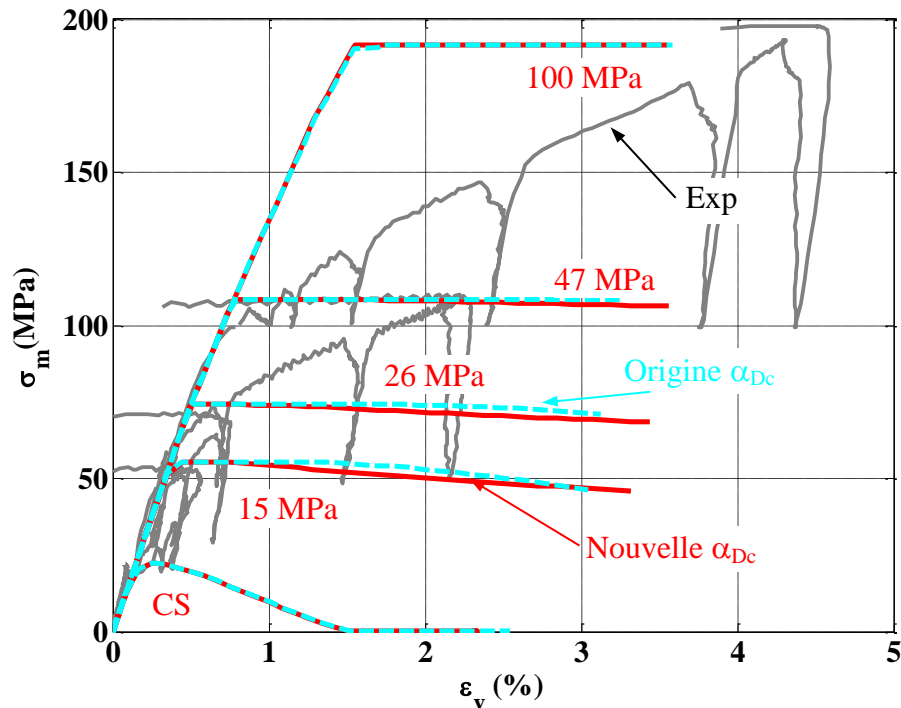


Figure 3-39. Effet de la nouvelle variable de couplage sur le comportement volumique (béton C50 (IRIS, 2010-2012))

### 3.5. Conclusions

Ce chapitre a permis d'introduire le modèle PRM couplé et de présenter ses principaux défauts. Des améliorations ont ensuite été proposées et validées à partir des résultats expérimentaux.

Trois améliorations importantes ont été faites :

- Prise en compte de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique du béton. Cette modification a eu une influence également sur le comportement axial.
- Amélioration de la prise en compte de l'eau et de la contrainte effective en s'appuyant sur un modèle poromécanique.
- Amélioration de la variable de couplage entre le modèle d'endommagement et le modèle élastoplastique avec une prise en compte de l'angle de Lode.

---

### Tests d'impact - validation du modèle

---

#### Introduction

Après avoir validé les améliorations du modèle à l'échelle du matériau, on utilise ce modèle amélioré pour simuler des tests d'impact sur dalles en béton armé (réalisés par le laboratoire VTT en Finlande (centre national de recherche technique de Finlande)) afin d'étudier le caractère prédictif des simulations à l'échelle de la structure. Deux types de test d'impact seront présentés. Le test de flexion a pour objectif d'analyser la réponse globale de la dalle de béton en mode flexion, tandis que le test de perforation étudie plutôt le comportement local de la dalle ainsi que les faciès de rupture générés lors d'un impact dur. Les bétons utilisés dans les tests de perforation et de flexion étant les mêmes, les paramètres du modèle décrivant le comportement du béton sont identiques. Après une rapide présentation des essais d'impact, les stratégies de simulation seront exposées. Ce chapitre présentera alors pour chaque simulation, les comparaisons entre le modèle modifié et le modèle original afin de mettre en évidence l'effet de chaque modification (effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne, effet de l'eau, modification de la variable de couplage du modèle). De plus, une comparaison entre les résultats obtenus avec le modèle modifié (prise en compte de toutes les modifications en même temps), avec le modèle original et avec les résultats expérimentaux est effectuée afin d'apprécier l'effet global des améliorations du modèle.

Plan du chapitre :

4.1. Présentation des essais d'impact	113
4.2. Stratégie de simulation	114
4.2.1. Choix des modèles de comportement des matériaux	114
4.2.2. Méthode d'érosion	119
4.3. Test de flexion	122
4.3.1. Description du projectile et de la dalle en béton armé	122
4.3.2. Choix de discrétisation	123
4.3.3. Résultats des simulations	125
4.4. Test de perforation	141
4.4.1. Description du projectile et de la cible de dalle en béton	141
4.4.2. Choix de maillage	143
4.4.3. Résultats des simulations	144

## 4.1. Présentation des essais d'impact

Un projectile cylindrique déformable en acier est lancé sur une cible en béton par un canon à gaz (cf. [Figure 4-1]).

Comme montré à la Figure 4-2, le projectile repose sur des rails qui sont situés au-dessus d'un tube d'accélération. Une cornière placée au-dessus du projectile est utilisée pour guider le projectile en phase d'accélération. Dans cette phase, le missile est poussé par l'ailette du piston. Le piston est placé à l'intérieur du tube d'accélération.

Le tube de l'accumulateur de pression est séparé du tube d'accélération par une bride avec un ensemble de membranes en plastique collé sur les deux côtés de celle-ci. Lorsque la valeur prédéterminée de la pression est atteinte, les membranes en plastique sont poinçonnées et libèrent la pression pour pousser le piston, et donc le projectile vers la cible. La dalle en béton est montée sur un cadre en acier qui repose sur des planches en bois (cf. [Figure 4-3]). Le cadre est connecté aux quatre supports dans le sens horizontal (sens de mouvement du projectile) comme montré sur la Figure 4-4 pour résister à l'impact. Le détail de la liaison entre la dalle et le cadre est présenté sur la Figure 4-5.

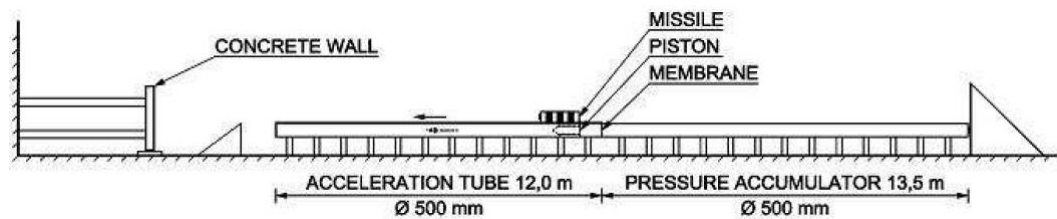


Figure 4-1. Canon au gaz, projectile déformable et la cible



Figure 4-2. Projectile déformable



Figure 4-3. Dalle en béton et les cadres en acier alentour

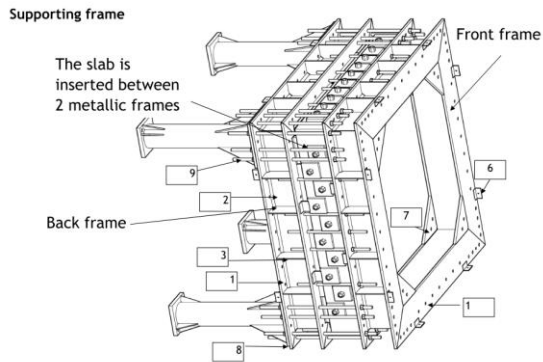


Figure 4-4. Cadre en acier supportés par les tubes horizontaux

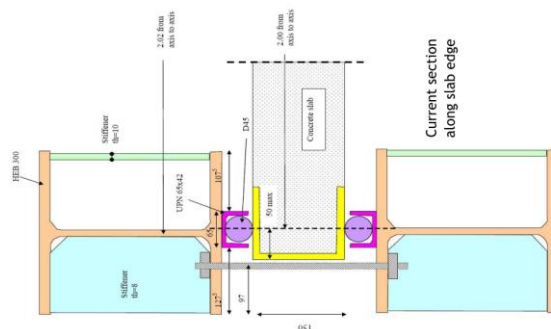


Figure 4-5. Détail des liaisons entre la dalle en béton et le cadre

## 4.2. Stratégie de simulation

Grâce à la double symétrie axiale du système, seulement un quart de la structure est modélisé pour diminuer le temps de calcul.

Les matériaux utilisés lors du coulage des dalles utilisées pour les essais étant les mêmes, les mêmes lois de comportement sont appliqués (le béton, les armatures, l'acier du cadre) pour les simulations des tests de flexion et de perforation.

Le projectile du test de flexion est creux et fortement déformé pendant le test. Nous utilisons donc la loi élasto-plastique-endommageable de (Johnson & Cook, 1985) qui permet de prendre compte les effets de vitesse sur le comportement de l'acier. A l'inverse, le projectile du test de perforation est plein et très peu déformé après l'impact, ce qui nous amène à choisir un comportement élastique de l'acier dans ce cas pour simplifier le calcul. Les paramètres de chaque loi de comportement sont détaillés dans le paragraphe 4.2.1.

Lorsqu'une structure est soumise à un impact violent, des fissures sont générées et peuvent conduire à la ruine de la structure. Pour simuler les problèmes de discontinuités de la structure lorsque la propagation des macro-fissures est prépondérante, la technique d'érosion des éléments finis est utilisée. Cette technique se base sur la suppression d'un élément quand certains critères sont atteints. Ces critères dépendent du type de matériau. Le détail est présenté dans le paragraphe 4.2.2.

### 4.2.1. Choix des modèles de comportement des matériaux

#### *Loi élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook (appliqué au projectile du test de flexion et aux barres de ferrailage)*

Lors d'un impact, le projectile et les barres de ferrailage sont déformés à des vitesses importantes. Pour prendre en compte ces effets dans l'acier, la loi élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook (Johnson & Cook, 1985) est utilisée. Dans

cette loi, la contrainte plastique  $\bar{\sigma}$  est une fonction de la déformation plastique  $\bar{\varepsilon}^{pl}$ , du taux de déformation plastique  $\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl}$  et de la variable d'endommagement D :

$$\bar{\sigma} = (1 - D)[A + B(\varepsilon^{pl})^n] \left[ 1 + C \ln \left( \frac{\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) \right] \quad [4-1]$$

Où  $\dot{\varepsilon}_0$  est le taux de déformation de référence. A, B, n et C sont les paramètres du matériau. D est une variable d'endommagement, qui est une fonction de la déformation plastique :

$$D = \min \left[ \frac{L_e \max(\sum_i \Delta \bar{\varepsilon}_i^{pl} - \bar{\varepsilon}^{pl0})}{L_0 \bar{\varepsilon}_f^{pl}}, 1 \right] \quad [4-2]$$

Avec  $\bar{\varepsilon}^{pl0}$  le seuil d'initiation de l'endommagement. La variable D augmente lorsque la déformation plastique cumulée  $\sum_i \Delta \bar{\varepsilon}_i^{pl}$  devient supérieure au seuil d'endommagement  $\bar{\varepsilon}^{pl0}$ . Ce seuil  $\bar{\varepsilon}^{pl0}$  dépend également du taux de déformation du matériau :

$$\bar{\varepsilon}^{pl0} = d_1 \left[ 1 + d_2 \ln \left( \frac{\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) \right] \quad [4-3]$$

Où  $d_1$  et  $d_2$  sont des paramètres du matériau. Le paramètre  $d_1$  correspond à la limite élastique statique de l'acier, tandis que  $d_2$  définit l'influence du taux de déformation sur cette limite.

$L_e$  (cf. équation [4-2]) est la longueur caractéristique de l'élément. Cette dimension est définie par la distance entre les deux nœuds pour des éléments finis 1D, par la racine carrée de la surface pour des éléments finis 2D ou par la racine cubique du volume pour des éléments finis 3D.  $L_0 \bar{\varepsilon}_f^{pl}$  est le déplacement à rupture du matériau. Ce déplacement à rupture est lié à la déformation plastique de rupture  $\bar{\varepsilon}_f^{pl}$  par la longueur interne  $L_0$  du matériau (longueur caractéristique des armatures qui permet de passer de la déformation au déplacement). La Figure 4-6 montre un exemple de la courbe contrainte - déformation obtenue par la loi de Johnson Cook pour différentes vitesses de déformation de l'acier avec la prise en compte de la rupture du matériau. Dans cet exemple, les paramètres suivants sont utilisés:  $A = 4.8 \cdot 10^8$ ,  $B = 1.53 \cdot 10^8$ ,  $n = 0.36$ ,  $C = 0.0141$ ,  $d_1 = 0.1$ ,  $d_2 = 0.203$ ,  $L_0 = 0.2$ .



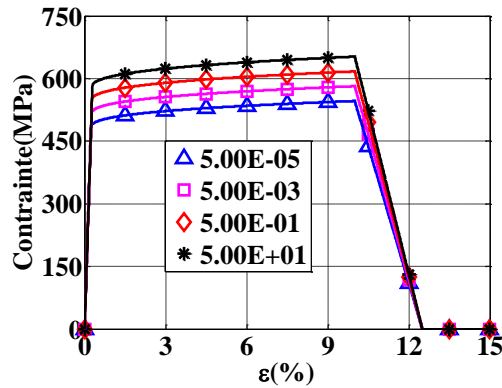


Figure 4-6. Exemple de la loi de comportement Johnson Cook dynamique avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture du matériau

*Application au projectile du test de flexion*

Les paramètres utilisés pour le projectile du test de flexion sont présentés dans le Tableau 4-1. La Figure 4-7 présente les courbes de contrainte - déformation correspondant au taux de déformation  $5.0 \cdot 10^{-5}$ ,  $5 \cdot 10^{-3}$ ,  $5 \cdot 10^{-1}$ ,  $5 \cdot 10^1 \text{ s}^{-1}$ . Ces courbes correspondent à  $L_0 = 0,2$ . Seul le paramètre A du modèle représentant la contrainte d'élasticité initiale du comportement statique de l'acier est calibré à partir des données expérimentales des essais d'impact (cf. [Figure 4-8]). Les données expérimentales concernant les effets de vitesse de déformation du projectile n'étant pas disponibles pour cette étude, des paramètres standards sont utilisés.

Tableau 4-1. Données du modèle de Johnson Cook pour l'acier avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture du projectile

N°	Paramètres	Désignation	Unité	Valeur
1	E0	Module Young	N/m2	$2.0 \cdot 10^{11}$
2	$\nu_0$	Coefficient de Poisson	-	0.3
3	A	Limite d'élasticité initiale	N/m2	$2.7 \cdot 10^8$
4	B	Limite d'élasticité durcissement	N/m2	$6.66 \cdot 10^8$
5	n	Exposant Johnson Cook	-	0.384
6	C	Coefficient pour prendre en compte le taux de déformation	-	0.025
7	$\dot{\epsilon}_0$	Taux de déformation de référence	$\text{s}^{-1}$	$5.0 \cdot 10^{-5}$
8	d1	Déformation plastique avant initiation de la rupture en statique	-	0.18
9	d2	Facteur permettant d'introduire un effet de la vitesse de déformation sur la déformation à rupture	-	0.24
11	$L_0 \bar{\epsilon}_f^{pl}$	Déplacement maximal à la rupture du matériau	m	0.005

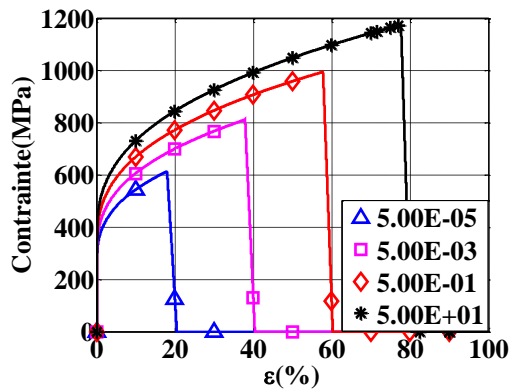


Figure 4-7. Courbe contrainte - déformation de la loi de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture de l'acier utilisée pour le projectile

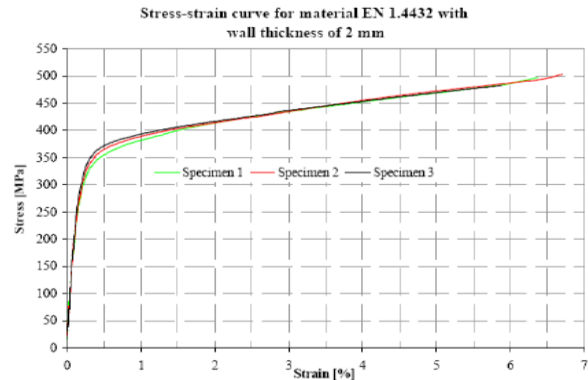


Figure 4-8. Courbe contrainte - déformation en quasi-statique expérimentale de l'acier utilisé pour le projectile (Test de flexion)

#### Application aux armatures

Les paramètres utilisés pour les barres d'acier de renforcement sont présentés dans le Tableau 4-2. (cf. [Figure 4-9]). Comme pour le projectile, les données expérimentales ne sont pas disponibles. Les paramètres utilisés dans les simulations des tests d'impact sont donc déduits des données expérimentales des barres de renforcement du test d'impact MEPPEN II-4 (Gesellschaft für Reaktorsysteme (GRS) mbH, 2010) (cf. []). Seul le paramètre A est modifié pour correspondre à la contrainte d'élasticité obtenue à partir des données expérimentales du test de flexion (cf. [Figure 4-10]).

Tableau 4-2. Données du modèle Johnson Cook pour les barres de renforcement avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture

N°	Paramètres	Désignation	Unité	Valeur
1	$E_0$	Module Young	$N/m^2$	$2.0 \cdot 10^{11}$
2	$\nu_0$	Coefficient de Poisson	-	0.3
3	A	Limite d'élasticité initiale	$N/m^2$	$6.0 \cdot 10^8$
4	B	Limite d'élasticité durcissement	$N/m^2$	$2.03 \cdot 10^8$
5	n	Exposant Johnson Cook	-	0.36
6	C	Coefficient pour prendre en compte le taux de déformation	-	0.006
7	$\dot{\epsilon}_0$	Taux de déformation de référence	$s^{-1}$	$5.0 \cdot 10^{-5}$
8	$d_1$	Déformation plastique avant initiation de la rupture en statique	-	0.045
9	$d_2$	Facteur permettant d'introduire un effet de la vitesse de déformation sur la déformation à rupture	-	0.203
11	$L_0 \bar{\epsilon}_f^{pl}$	Déplacement maximal à la rupture du matériau	m	0.004

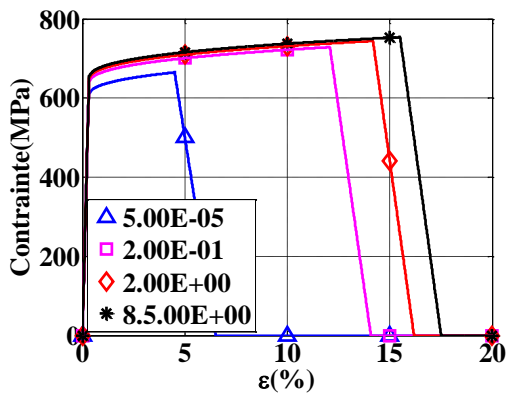


Figure 4-9. Courbe contrainte - déformation des barres de renforcement pour la loi de comportement de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture (test de flexion)

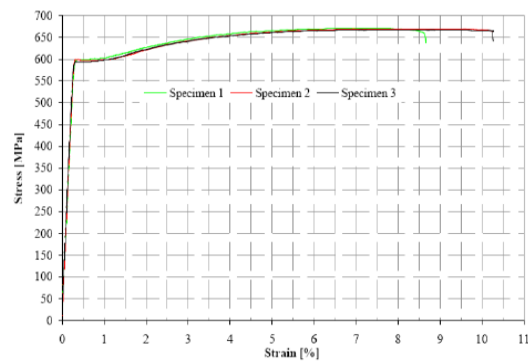


Figure 4-10. Courbe contrainte - déformation quasistatique expérimentale des barres de renforcement en acier (test de flexion)

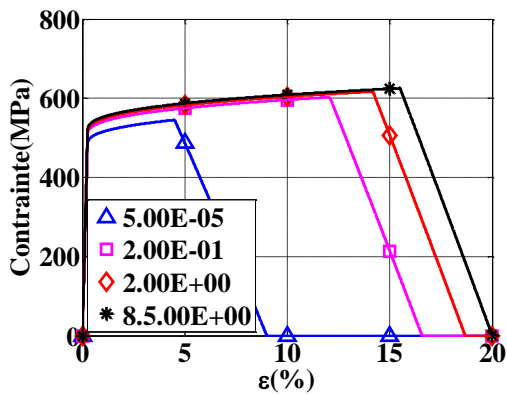


Figure 4-11. Courbe contrainte - déformation des barres de renforcement (test MEPPEN II-4) pour la loi de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture

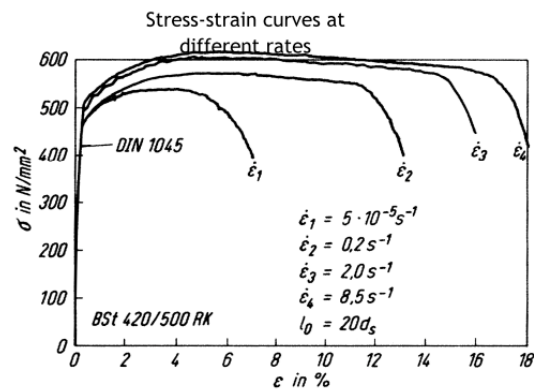


Figure 4-12. Courbe contrainte - déformation expérimentale des barres de renforcement en acier (test MEPPEN II-4) avec la mise en évidence de l'effet de vitesse de déformation

### Loi de comportement de l'acier utilisé pour le projectile du test de perforation

Le projectile du test de perforation est très peu déformé après l'impact. Un comportement élastique de l'acier, (module Young  $E = 2.0 \cdot 10^{11}$  Pa et coefficient Poisson  $\nu = 0.3$ ) est utilisé. La masse volumique a été calculée afin d'être représentative de la masse réelle du projectile rempli de béton léger.

### Loi de comportement du béton

Le modèle PRM couplé amélioré est utilisé pour simuler le comportement du béton sous impact. L'identification du modèle est réalisée dans le paragraphe 3.4.2 pour le béton C50.

### ***Loi de comportement de l'acier cadre autour de la dalle en béton***

Le cadre en acier autour de la dalle est presque intact après l'impact. On considère un comportement élastique pour l'acier pour ce cadre (module Young  $E = 2.0 \cdot 10^{11}$  Pa et coefficient Poisson  $\nu = 0.3$ ).

#### **4.2.2. Méthode d'érosion**

Lorsque certains critères d'érosion sont atteints, les éléments sont supprimés. Pour chaque matériau, on applique des critères d'érosion différents.

##### ***Acier***

Concernant l'acier, cette technique est appliquée à la fois sur le projectile et les armatures (ferrailage). Dans notre simulation, le critère d'érosion est atteint lorsque l'endommagement  $D$  de l'acier est égal à 1 (loi de Johnson Cook).

##### ***Béton***

Différents critères d'érosion sont possibles avec le modèle PRM couplé. Dans le modèle PRM élasto-endommageable, ce critère est basé sur la déformation principale positive due à la traction lors de l'ouverture des fissures, tandis que dans le modèle élasto-plastique de type KST, ce critère est basé sur la déformation plastique effective du matériau.

##### ***Critère d'érosion du modèle élasto - plastique***

Le critère d'érosion du modèle élasto-plastique est activé lorsque la déformation plastique effective dépasse 100%. Ce seuil est choisi comme un compromis évitant une perte de masse trop précoce et une distorsion excessive des éléments.

$$\varepsilon_{pe}^{i+1} \geq 100\% \quad [4-4]$$

Où  $\varepsilon_{pe}^{i+1}$  est la déformation plastique effective à l'incrément actuel, calculée par la formule [4-5] :

$$\varepsilon_{pe}^{i+1} = \varepsilon_{pe}^i + \sqrt{\frac{2}{3} \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^d : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^d (1 - R)} \quad [4-5]$$

Avec  $\varepsilon_{pe}^i$  la déformation plastique effective du pas de temps précédent.  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^d$  l'incrément du tenseur des déformations déviatoriques.  $R$  est le facteur prenant en compte l'état du matériau, calculé par la formule [4-6] :

$$R = \left( \frac{q_0}{q} \right)^{1-\alpha_{Dc}} \quad [4-6]$$

Où  $q$  est la contrainte de Von Mises à l'état actuel du béton, définie par l'équation [3-47] et  $q_0$  est la surface de rupture de plasticité, définie par l'équation [3-48]. La variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  est introduite pour prendre en compte la transition entre la surface de rupture du modèle d'endommagement PRM et celle du modèle de plasticité KST.

A partir de l'équation [4-5] et [4-6], la déformation plastique effective est incrémentée seulement si le béton travaille dans la zone de transmission d'endommagement - plasticité ( $\alpha_{Dc} < 1$ ) ou plasticité complète ( $\alpha_{Dc} = 0$ ) et la surface de rupture de plasticité est atteinte ( $q \geq q_0$ ).

#### *Critère d'érosion du modèle élasto-endommageable PRM*

Le critère d'érosion du modèle élasto-endommageable PRM est atteint lorsque l'état de traction du matériau est dominant. Une variable  $\varepsilon_{pp}^t$  est utilisée pour représenter cet état, lorsqu'elle dépasse la déformation à la rupture du matériau  $\varepsilon_f^{endo}$  :

$$\varepsilon_{pp}^t \geq \varepsilon_f^{endo} \quad [4-7]$$

L'état de traction représenté par la variable  $\varepsilon_{pp}^t$  est défini par la formule [4-8] :

$$\varepsilon_{pp}^t = [\varepsilon_{pp}^{pos} + \varepsilon_{pp}^{neg} - \varepsilon_{pe}] (D_t \alpha_{Dc})^2 \quad [4-8]$$

Où  $\varepsilon_{pp}^{pos}$  est la déformation principale positive ( $\varepsilon_{pp}^{pos} > 0$ ) du tenseur des déformations.  $\varepsilon_{pp}^{neg}$  représente la déformation principale négative ( $\varepsilon_{pp}^{neg} < 0$ ).  $\varepsilon_{pe}$  est la déformation plastique effective à l'incrément actuel définie par la formule [4-5]. La variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  est introduite pour prendre en compte la transition entre le critère d'érosion du modèle d'endommagement PRM et celui du modèle de plasticité KST.

La déformation à rupture du modèle d'endommagement est définie par l'équation [4-9] :

$$\varepsilon_f^{endo} = 0.1\alpha_t + 0.5\alpha_c \quad [4-9]$$

Où  $\alpha_t$  et  $\alpha_c$  représente respectivement la part de traction et la part de compression du matériau à l'état actuel, exprimés en fonction des déformations principales du tenseur des déformations :

$$\alpha_t = \sum_1^3 \frac{\varepsilon_{ti}^e \langle (\varepsilon - \varepsilon_{ft})_i \rangle_+}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad [4-10]$$

$$\alpha_c = 1 - \alpha_t \quad [4-11]$$

$\tilde{\varepsilon}$  est la déformation équivalente en extension du béton, définie par la formule [3-20].  $\langle (\varepsilon - \varepsilon_{ft})_i \rangle_+$  représente la déformation principale positive du tenseur des déformations avec la prise en compte du changement d'origine du modèle PRM.

$\varepsilon_{ti}^e = (\varepsilon - \varepsilon_{ft})_{ti}$  représente la déformation principale positive due aux contraintes positives (contrainte en traction), qui ne dépend que des déformations principales positives (Pontiroli, 1995):

$$\varepsilon_{ti}^e = \lambda_i \left[ \varepsilon_i^e + \frac{\nu_0}{1 - 2\nu_0} (\varepsilon_1^e + \varepsilon_2^e + \varepsilon_3^e) \right] - \frac{\nu_0}{1 + \nu_0} (\lambda_1 \varepsilon_1^e + \lambda_2 \varepsilon_2^e + \lambda_3 \varepsilon_3^e) - \frac{\nu_0^2}{1 + \nu_0} \frac{(\varepsilon_1^e + \varepsilon_2^e + \varepsilon_3^e)}{1 - 2\nu_0} (\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3) \quad [4-12]$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \lambda_i = 0 & \text{si } (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i < 0 \\ \lambda_i = 1 & \text{si } (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i > 0 \end{cases}$$

La formule [4-9] satisfait les conditions suivantes :

Lorsque le béton est soumis à la traction seule,  $\alpha_t = 1$  et  $\alpha_c = 0$ ,  $\varepsilon_f^{endo} = 10\%$ . Cela signifie que lorsque la variable représentant l'état de traction du béton est supérieure à 10%, l'érosion est activée.

Lorsque le béton est soumis à la compression seule,  $\alpha_t = 0$  et  $\alpha_c = 1$ ,  $\varepsilon_f^{endo} = 50\%$ , tandis que  $\varepsilon_{pp}^t = \varepsilon_{pp}^{pos}$ . Cela signifie que lorsque la variable représentant l'état de compression du béton est supérieure à 50%, l'érosion est activée.

Lorsque le béton est soumis à la fois à de la traction et de la compression, la déformation  $\varepsilon_f^{endo}$  doit prendre en compte ces deux états par la formule [4-9]. La justification des valeurs utilisées est délicate. En effet, elle ne repose sur aucune base physique. A nouveau, il s'agit de valeurs issues d'un compromis permettant d'éviter une perte de masse due à la suppression de l'élément trop précocement tout en permettant la perforation de la dalle. Il est clair que l'érosion reste une variable d'ajustement des calculs et constitue une piste d'amélioration possible de ce travail. Toutefois, il est à noter que pour les différents essais d'impact (flexion et perforation), les mêmes critères d'érosion ont été utilisés.

### 4.3. Test de flexion

#### 4.3.1. Description du projectile et de la dalle en béton armé

##### Projectile

Le projectile montré à la Figure 4-13 est un tube en acier de 254 mm de diamètre. Sa longueur est de 2.086 m, y compris 0.086 m de bouchon avant. La masse totale du projectile est d'environ 50 kg, dont la masse de la partie arrière (plaque d'acier charbon + tube d'acier charbon) est 23.69 kg.

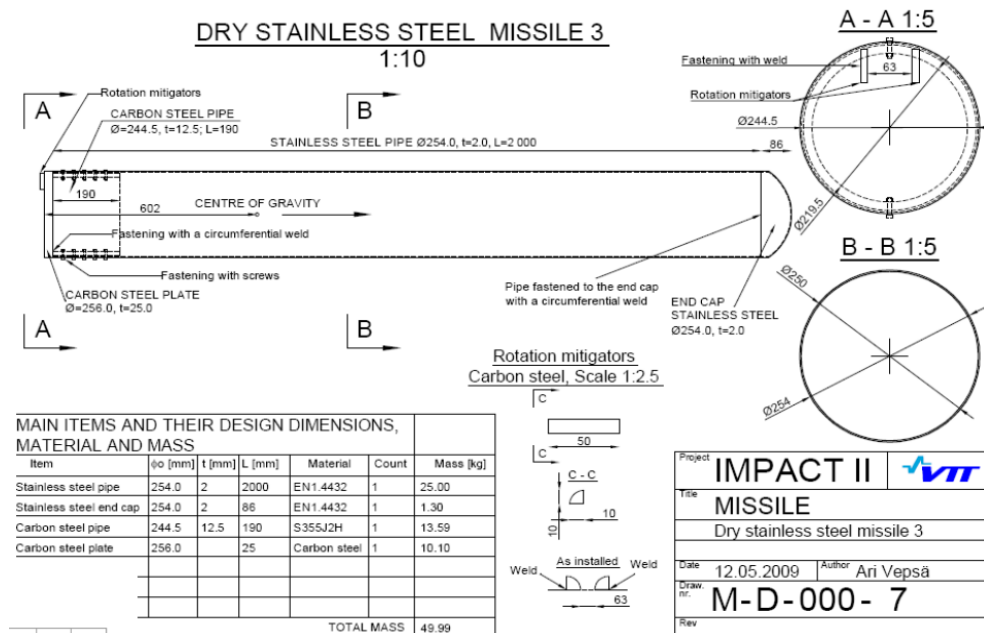


Figure 4-13. Description du projectile déformable (test de flexion)

##### Dalle en béton armé

Une dalle carrée de 2.1 m de côté, en béton armé, d'une épaisseur de 15 cm est utilisée pour l'impact du projectile mou. La vitesse du projectile est de 110 m/s. Les capteurs de déplacements sont situés sur la face arrière de la dalle, aux positions décrites sur Figure 4-15. Le ferrailage est composé de deux nappes d'acier A500HW de 6 mm de diamètre (cf. [Figure 4-14]). Les aciers transversaux sont mis en place pour limiter la rupture du béton en cisaillement, car l'objectif de ce test est d'étudier le comportement global de la dalle en flexion. Des jauges sont également installées sur les barres de ferrailage pour mesurer la déformation des aciers. L'ensemble des positions des jauges est présenté sur la Figure 4-16. Deux essais d'impact ont été effectués à même vitesse pour étudier la reproductibilité du test.



Figure 4-14. Coulage de la dalle en béton armé (test de flexion)

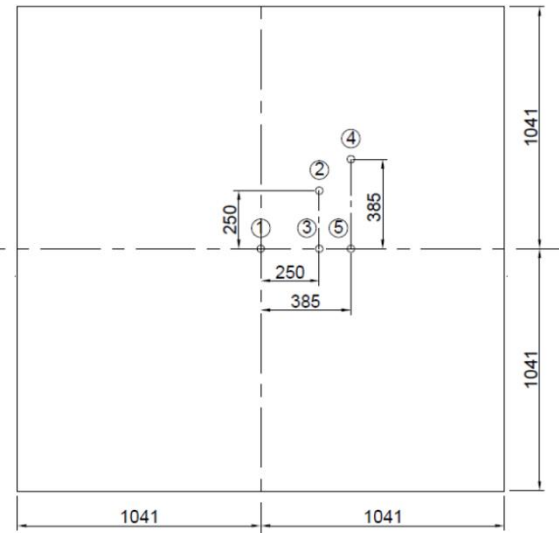
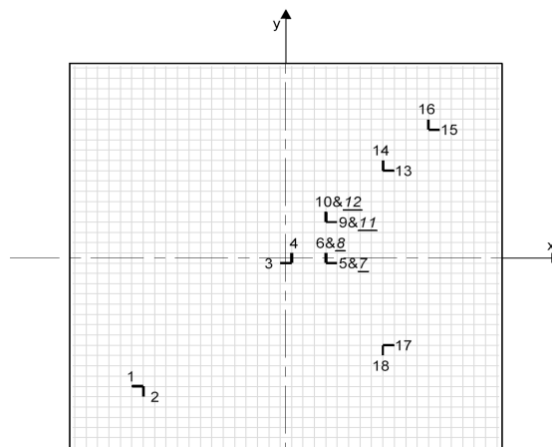


Figure 4-15. Position des capteurs de déplacements sur la face arrière de la dalle

Strain Gauges location



a)

Locations of the gauges in millimetres			
Gauge no.	x	y	z
1	-715	-687.5	-54
2	-687.5	-715	-48
3	0	-27.5	-54
4	27.5	0	-48
5	220	-27.5	-54
6	192.5	0	-48
7	220	-27.5	54
8	192.5	0	48
9	220	192.5	-54
10	192.5	220	-48
11	220	192.5	54
12	192.5	220	48
13	495	467.5	-54
14	467.5	495	-48
15	715	687.5	-54
16	687.5	715	-48
17	495	-467.5	-54
18	467.5	-495	-48

b)

Figure 4-16. Position des capteurs de déformation sur les barres de ferrailage. a) vue en plan, b) coordonnées des positions avec l'origine au centre de la dalle

### 4.3.2. Choix de discrétisation

Les simulations sont réalisées avec le logiciel ABAQUS. Un modèle aux éléments finis est utilisé. Puisque le projectile comporte deux parties aux comportements distincts (la partie avant est totalement écrasée avec formation de plis et la partie arrière est presque intacte), le maillage de la partie avant du projectile est fin (taille des éléments rectangulaires 8x20 mm) pour éviter la distorsion excessive et une précision des calculs tandis que la taille des éléments de la partie arrière est plus grossière (taille des éléments rectangulaires 32x20 mm) pour garantir un temps de calcul raisonnable (cf. [Figure 4-17]). Un total de 1195 éléments « S4R » (éléments de coque à 4 nœuds et intégration réduite) est utilisé pour mailler un quart du projectile. Le poids d'un quart du projectile est de 12.5 kg.



Comme le projectile, un quart de la cible est simulé (cf. [Figure 4-18]). La taille d'un élément de béton est de 13.75 mm. La dalle en béton est constituée de 67008 éléments finis « C3D8R » (éléments solides à 8 nœuds et intégration réduite). Des études avec une discrétisation plus fine ont été réalisées avec la prise en compte de la méthode de régularisation des maillages de Hillerborg. La différence des résultats obtenus n'est pas significative, le maillage présenté est donc pris comme référence.

Les conditions aux limites d'appuis sont prises en compte le long de la ligne rouge présentée sur la Figure 4-18b, les déplacements de tous les points de cette ligne sont bloqués dans la direction z (de mouvement du projectile). Le cadre métallique autour de la dalle de béton (forme U) est simulé par 4140 éléments cubiques « C3D8R » de même taille que celle des éléments de béton. L'épaisseur de la bague métallique est de 13.5 mm.

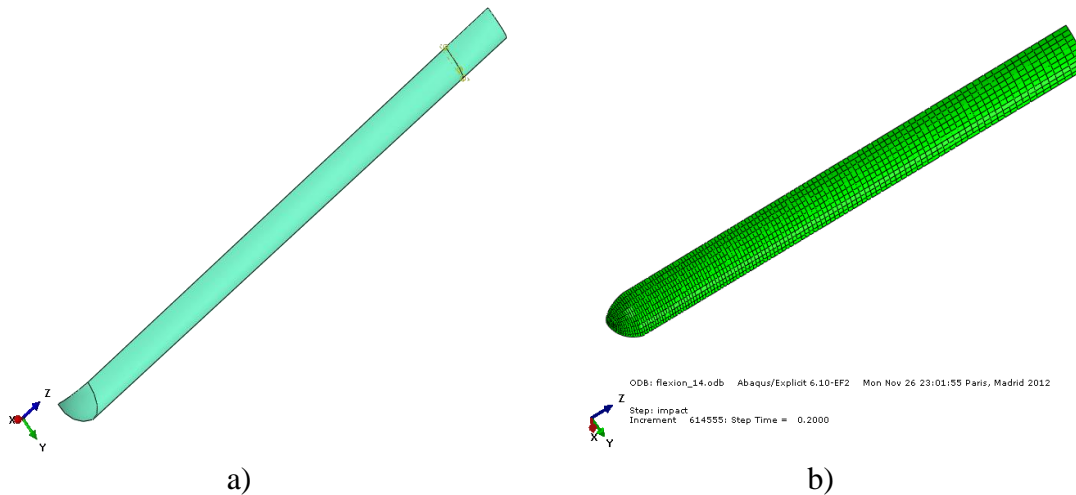


Figure 4-17. Modélisation d'un quart du projectile. a) Les trois parties du projectile (la tête en dôme, le tube, et la plaque derrière), b) Maillage d'un quart du projectile

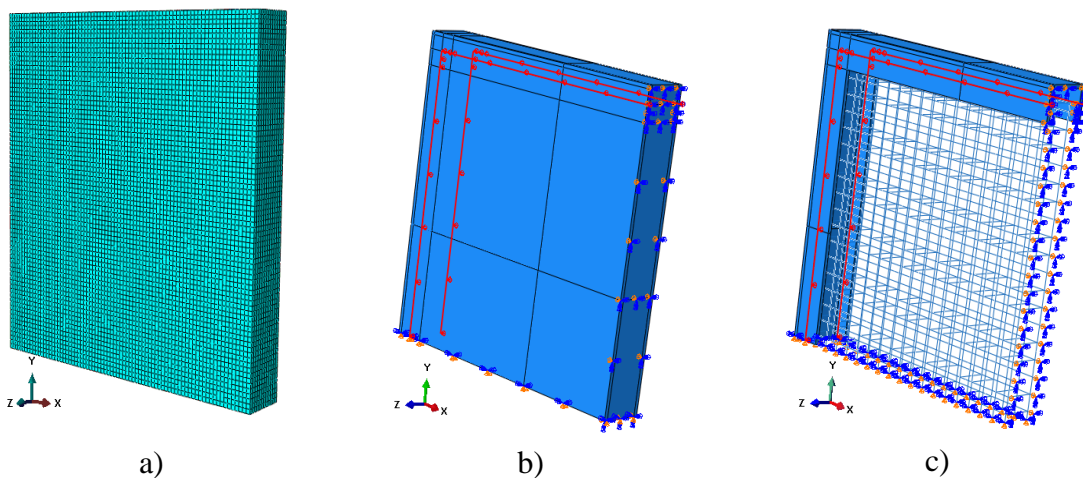


Figure 4-18. Modélisation d'un quart de la dalle en béton. a) Maillage, b) Conditions limites imposées sur la dalle (blocage du déplacement dans la direction de mouvement du projectile), c) Cadre métallique et maillage des armatures

Les armatures sont modélisées à l'aide d'éléments de type poutre à 2 nœuds avec une section transversale circulaire de 6 mm de diamètre. Le ferrailage est modélisé à l'aide de  $19 \times 2 \times 2 \times 72 = 5472$  éléments de poutre. L'espace entre 2 barres d'armature est de 55 mm. La longueur des barres d'armature est 990 mm. Les barres transversales (les aciers d'effort tranchant) sont également modélisées par  $6.5 \times 6.5 \times 4 \times 8 = 1352$  éléments de poutre. L'enrobage est de 25 mm. Le nombre de barres, pour un quart de la cible, est détaillé dans Tableau 4-3.

**Tableau 4-3. Caractéristiques des barres de renforcement**

Géométries de la cible	Modélisation		Expérience		Unité
	Face avant	Face arrière	Face avant	Face arrière	
<b>Barres verticales longitudinales</b>					
Diamètres des barres	6	6	6	6	mm
Nombre des barres verticales	19	19	19	19	mm
Enrobage	25	25	20	20	mm
<b>Barres horizontales longitudinales</b>	<b>Face avant</b>	<b>Face arrière</b>	<b>Face avant</b>	<b>Face arrière</b>	<b>mm</b>
Diamètres des barres	6	6	6	6	mm
Nombre des barres verticales	19	19	19	19	mm
Enrobage	25	25	20	20	mm
<b>Barres transversales</b>	<b>Modélisation</b>		<b>Expérience</b>		
Diamètres des barres	6		6		mm
Nombre des barres/m <sup>2</sup>	153		-		/m <sup>2</sup>
Densité (chaque direction)	19.49		19.83		cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>

La connexion entre la dalle en béton et le ferrailage est supposée parfaite. Ce choix est assuré par l'option « Embedded » d'ABAQUS. Cette hypothèse permet à ABAQUS de redistribuer la masse et la rigidité des barres d'acier sur les nœuds de la dalle en béton.

### 4.3.3. Résultats des simulations

Dans le paragraphe 3.4, les effets de chaque type de modification du modèle PRM couplé ont été étudiés à l'échelle du matériau. Ce paragraphe 4.3.3 sert à étudier ces effets à l'échelle structurale à travers des simulations du test de flexion des essais VTT. Pour rappel, les modifications du modèle effectuées dans cette étude sont :

- La modification de la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  avec la prise en compte de l'angle de Lode pour permettre au modèle de mieux suivre les chemins de chargement complexes.
- La prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur la déformation volumique.
- La prise en compte de l'effet de l'eau par la théorie poro-mécanique plutôt que par la loi des mélanges.

Notons que lorsque l'on étudie les effets d'un type de modification à l'échelle structurale, les autres modifications sont désactivées. Par conséquent, ces résultats de simulations ne sont pas encore comparables avec les résultats expérimentaux. Les comparaisons entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux seront

présentées dans le paragraphe 4.3.3.2, où toutes les modifications du modèle seront activées simultanément.

### 4.3.3.1. Effets des modifications du modèle à l'échelle structurale

#### 4.3.3.1.1. Conséquence de la modification de la variable de couplage $\alpha_{Dc}$

Une simulation avec le modèle PRM couplé original mais avec la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  a été réalisée. Son résultat est comparé avec le résultat calculé avec la variable de couplage originale.

Simulation avec le modèle PRM couplé utilisant la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$

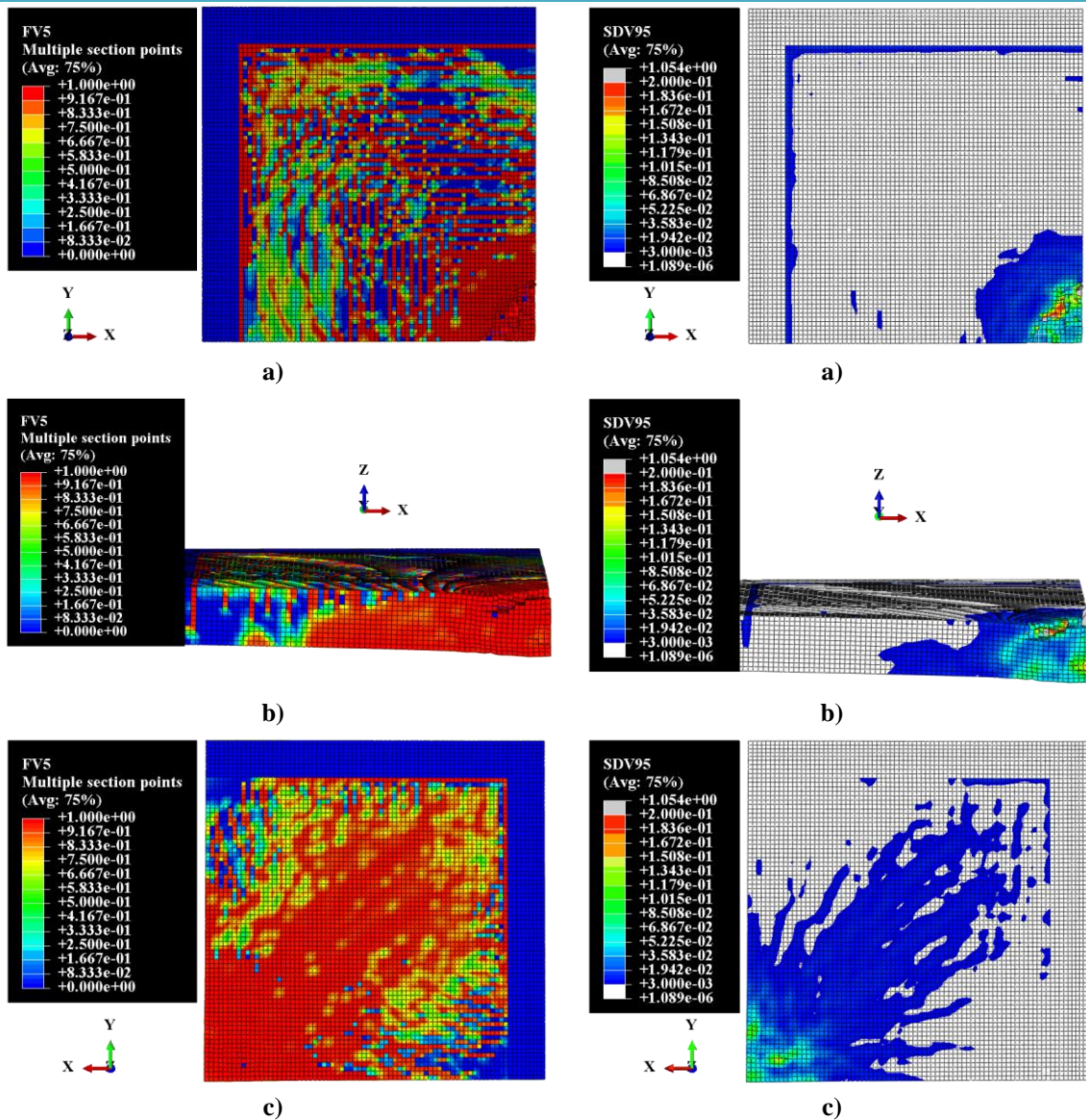


Figure 4-19. Endommagement de la dalle

Figure 4-20. Déformation principale maximale

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

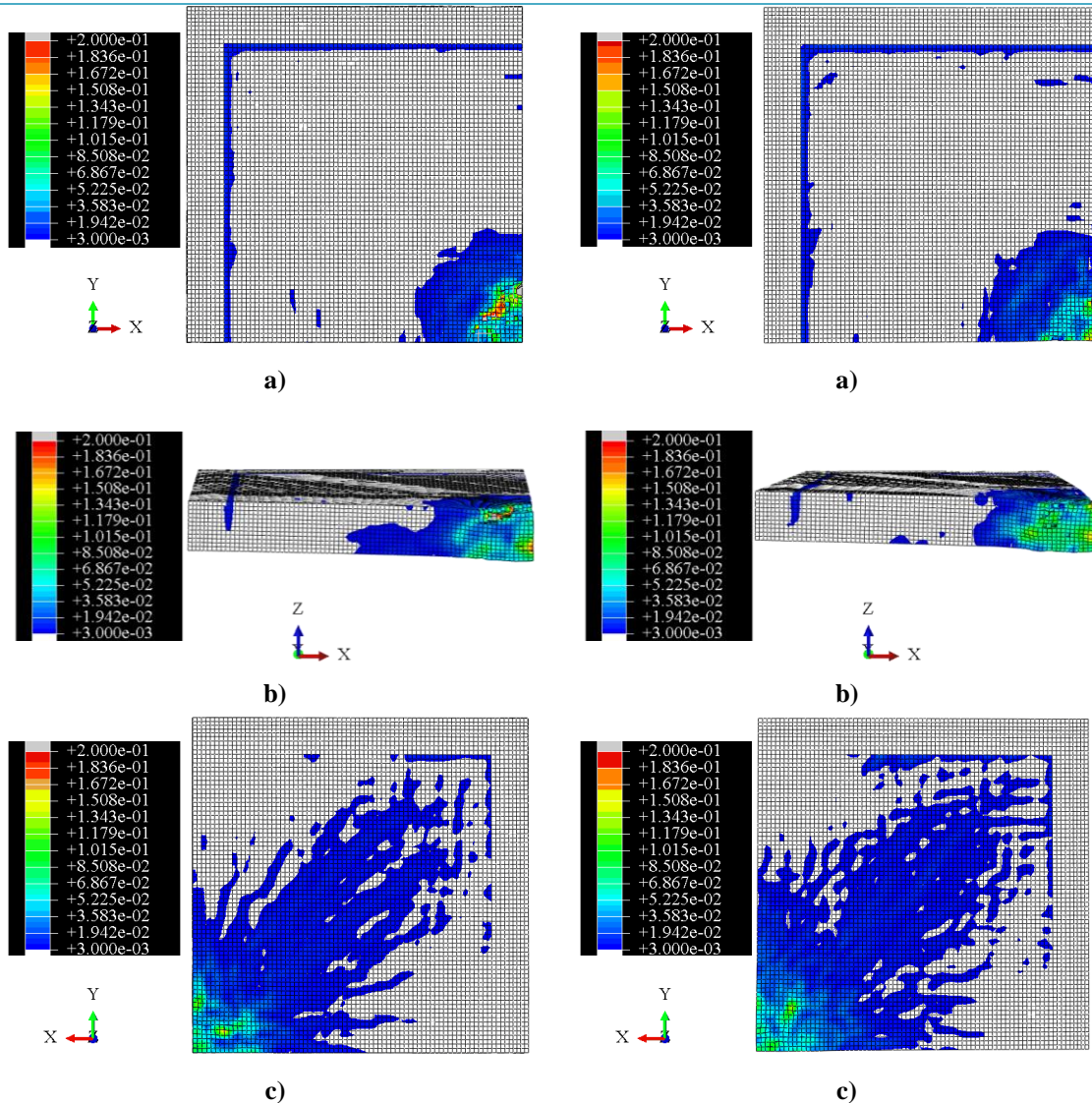
- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Dans ces simulations, le béton est considéré sec pour éliminer l'influence de l'eau et l'influence de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique n'est pas prise en compte. Le temps total simulé est de 40 ms.

Dalle en béton armé :

La Figure 4-19 représente l'endommagement prédit sur la dalle en béton lors de la simulation avec le modèle PRM couplé et la nouvelle variable de couplage. La dalle étant très endommagée, la comparaison avec un faciès expérimental n'est pas facile.

**Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation**



**Figure 4-21. Utilisation de la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  :**

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

**Figure 4-22. Utilisation de la variable de couplage originale  $\alpha_{Dc}$  :**

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Pour remédier à ce problème et visualiser les zones les plus endommagées de la dalle, une représentation de la déformation principale maximale (cf. [Figure 4-20]) plutôt que de l'endommagement est utilisée.

La Figure 4-21 présente les zones les plus endommagées de la dalle avec le modèle intégrant la nouvelle variable de couplage, tandis que la Figure 4-22 correspond au modèle avec la variable de couplage originale. De manière générale, le nouveau modèle présente plus d'endommagement local dans la zone d'impact proche du projectile que le modèle original. Par conséquent, l'érosion du modèle d'endommagement du nouveau modèle est plus activée que celle du modèle original. La cratérisation sur la face avant est donc mieux représentée par le nouveau modèle (cf. [Figure 4-21b] et [Figure 4-22b]).

La variable de couplage originale a tendance à activer davantage le modèle de plasticité (voir le paragraphe 3.2.3) et limiter l'endommagement dans la zone d'impact, ce qui rend la cible en béton plus résistante dans cette zone.

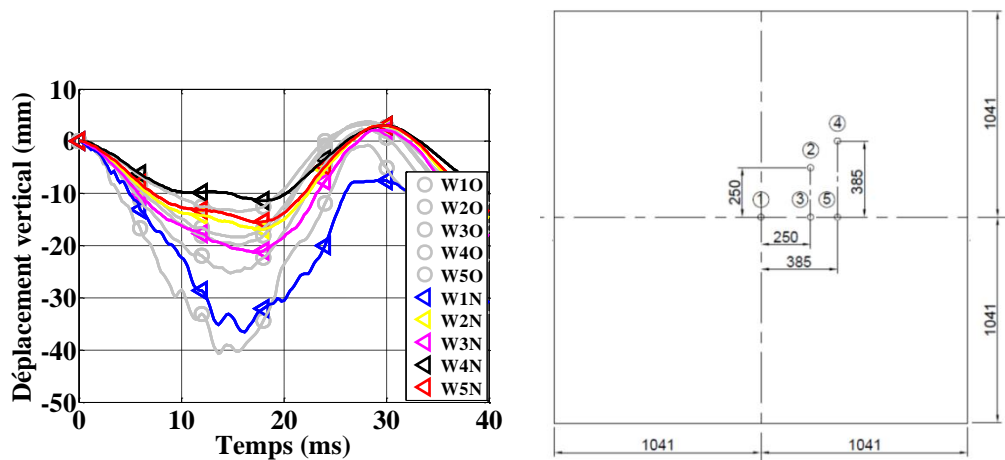


Figure 4-23. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle simulée avec deux variables de couplage  $\alpha_{Dc}$  différentes : les points W\*O correspondent au modèle avec la variable de couplage originale, les points W\*N correspondent au modèle avec la nouvelle variable de couplage

La Figure 4-23 représente les mesures de déplacements verticaux sur la face arrière de la dalle en béton dans la direction de mouvement du projectile. Les courbes avec les marques rondes sont obtenues avec le modèle original, tandis que les marques triangulaires correspondent au nouveau modèle. Lors de l'impact, une grande partie de l'énergie cinétique du projectile est transférée à la dalle en béton. Cette énergie est, d'une part, transformée en énergie pour déformer la dalle, et d'autre part, pour forcer son déplacement. Dans le cas du nouveau modèle, l'énergie pour déformer la zone d'impact de la dalle est plus importante que dans le cas du modèle original. Autrement dit, l'énergie pour activer le déplacement de la dalle dans le cas du modèle original est plus importante que celle du nouveau modèle. Par conséquent, les déplacements prédits à l'échelle globale par le modèle original sont plus élevés que ceux du nouveau modèle.

#### Projectile :

La Figure 4-24 présente la comparaison de l'évolution de la vitesse du projectile avec l'ancien et le nouveau modèle. La valeur finale négative signifie que le projectile a

rebondi. On observe que la modification de la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  n'a pas d'influence. A la fin de l'impact, le projectile, dans le cas d'utilisation de la nouvelle variable  $\alpha_{Dc}$ , rebondit avec une vitesse résiduelle très légèrement plus importante.

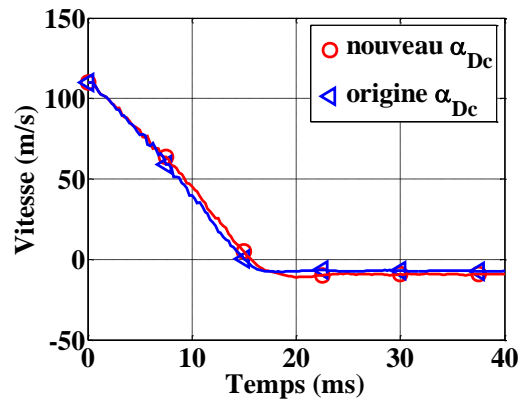


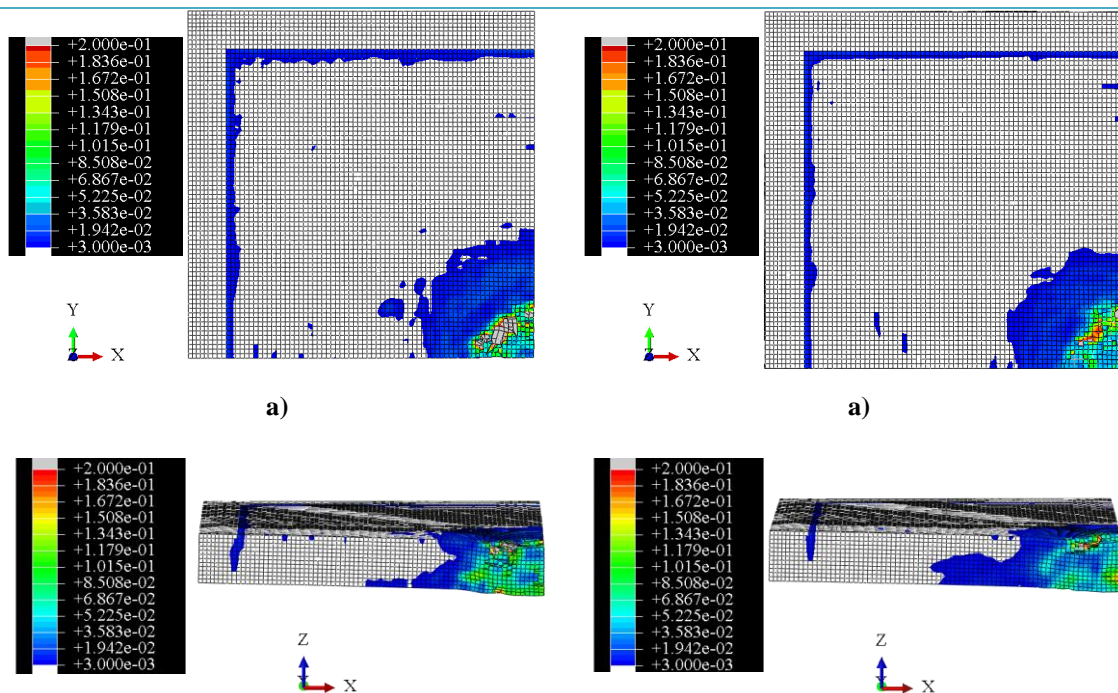
Figure 4-24. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion : influence de la modification de la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  du modèle de comportement du béton

#### 4.3.3.1.2. Conséquence de la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique et le comportement axial

##### Dalle en béton armé :

Les simulations sont réalisées pour analyser l'influence de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne. Dans ces deux simulations, la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  est utilisée. Le béton est considéré sec pour éliminer l'effet de l'eau.

Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation avec l'utilisation de la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  (test de perforation)



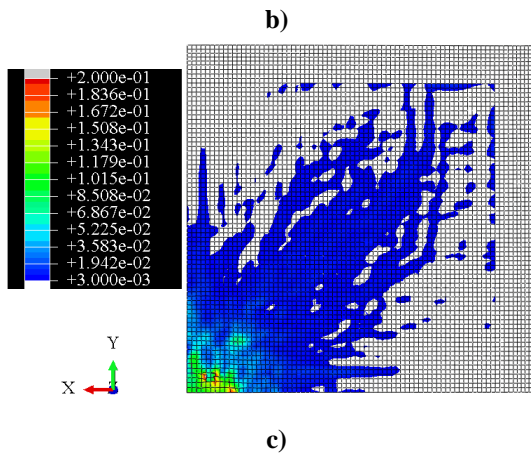


Figure 4-25. Prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du  $\sigma_m$

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

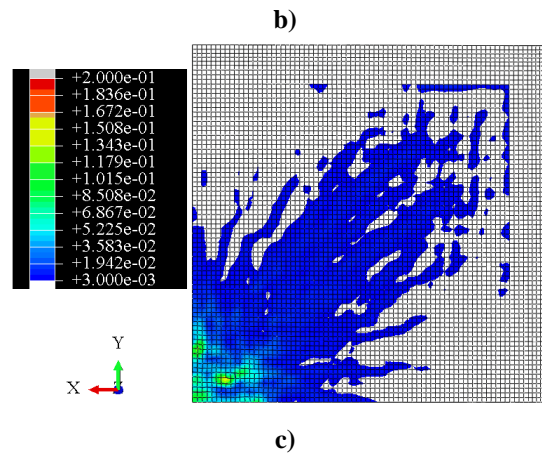


Figure 4-26. Sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du  $\sigma_m$

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Sur la Figure 4-25a et la Figure 4-26a, on constate que la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  rend la dalle légèrement plus endommagée. Sur la face arrière, le phénomène observé est similaire (cf. [Figure 4-25c] et [Figure 4-26c]). En général, la rigidité de la dalle simulée avec le nouveau modèle semble moins importante que celle calculée dans le modèle original, car la contrainte déviatorique accentue la déformation du béton par rapport à la contrainte hydrostatique (Vu, 2007). Cette observation est confirmée par la comparaison des déplacements mesurés sur la face arrière de la dalle (cf. [Figure 4-27]). Les déplacements obtenus par le nouveau modèle sont beaucoup plus importants que ceux obtenus avec le modèle original (avec l'utilisation de la nouvelle variable  $\alpha_{DC}$ ).

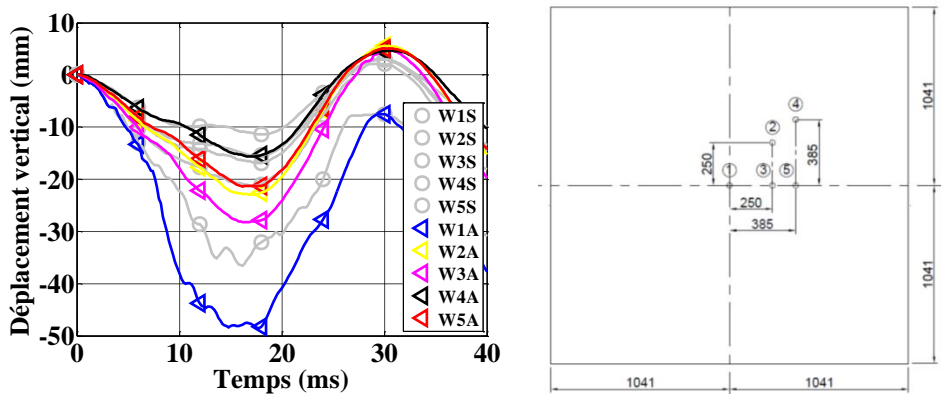


Figure 4-27. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W\*S (marques rondes) correspondent au modèle sans la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne, les points W\*A (marques triangulaires) correspondent au modèle avec la prise en compte de cet effet (la nouvelle variable de couplage est appliquée pour les deux cas)

Projectile :

Concernant le projectile, les évolutions de la vitesse obtenues dans les deux cas ne sont pas distinguées. Les vitesses résiduelles obtenues sont très proches l'une de l'autre.

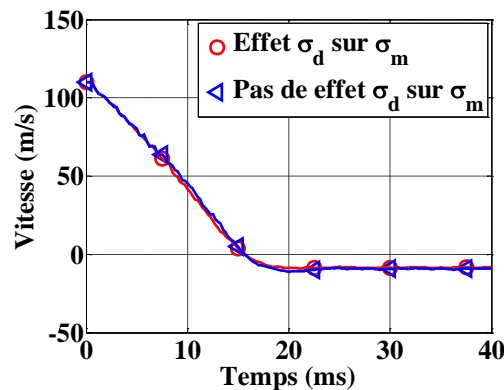


Figure 4-28. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion sous l'effet de la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne du modèle de comportement du béton

#### 4.3.3.1.3. Effet de la modification du modèle pour la prise en compte de l'état de saturation

Dans cette comparaison, l'effet de l'eau est pris en compte dans les simulations. L'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique du béton est désactivé pour comparer seulement l'influence de l'effet de l'eau calculé avec la loi des mélanges (calcul parallèle) et avec la théorie poro-mécanique. Les deux calculs sont réalisés avec la même variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  (la nouvelle version).

Le Tableau 4-4 présente l'âge du béton utilisé lors des tests d'impact. Selon ce tableau, le béton est testé après 1 ou 2 mois de coulage. Cela signifie que le béton est très humide, et presque saturé au cœur de la dalle. Dans notre simulation, le degré de saturation de la dalle est pourtant considéré homogène. Comme l'on n'a pas des informations précises concernant l'état de saturation du béton, un degré de saturation homogène de 80% a été choisi pour nos simulations en tenant compte la variation de l'humidité entre les faces extérieurs et la cœur de la dalle.

Tableau 4-4. Age moyen du béton testé (test de flexion)

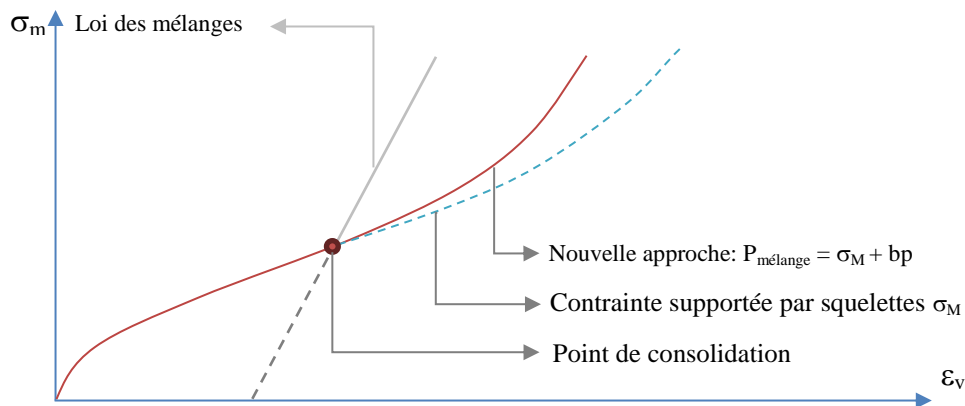
Test	Jour de coulage	Jour des essais	Age du béton testé (jours)	Vitesse d'impact (m/s)	Masse du projectile (kg)
B1	9.2.2010	10.3.2010	29	110.15	50.5
B2	9.2.2010	15.4.2010	65	111.56	50.48

Dalle en béton armé :

La comparaison entre les deux modèles (cf. [Figure 4-30 et Figure 4-31]) montre que le calcul des contraintes avec la loi des mélanges produit beaucoup plus d'endommagement local que le calcul des contraintes avec la théorie poro-mécanique, et notamment dans la zone d'impact. De plus, on constate que les amplitudes des déplacements des points de mesure pour le béton humide calculées avec la loi des mélanges sont plus importantes que celles calculées avec la théorie poro-mécanique (cf.



[Figure 4-32a]). Cela signifie que dans le cas de la loi des mélanges, l'absorption d'énergie est plus importante. Le phénomène observé est similaire lorsqu'on compare le comportement du béton humide et celui du béton sec (cf. [Figure 4-32b]).



**Figure 4-29. Principe de calcul de la contrainte de mélange dans le nouveau modèle poromécanique**

En effet, le calcul des contraintes avec la loi des mélanges se fait en considérant un comportement élastique après avoir atteint le point de consolidation (point de fermeture des pores vides) (cf. [Figure 4-29]). Par conséquent, en comparant ce comportement avec le comportement plastique proposé par la théorie poro-mécanique (le béton continue à être compacté due à la compaction de l'eau après avoir atteint le point de consolidation), les contraintes calculées par la loi des mélanges évoluent plus rapidement et atteignent le seuil d'état limite du matériau plus précocement pour une déformation équivalente. Lorsque le seuil d'état limite en cisaillement du matériau est atteint, la déformation de Von-Mises active l'érosion de plasticité si elle dépasse 100%. Par conséquent, la zone d'impact de la dalle prédite par le modèle avec la loi des mélanges (cf. [Figure 4 31b]) est plus érodée qu'avec la théorie poro-mécanique (cf. [Figure 4 30b]). Cette suppression des éléments favorise le mouvement du projectile et de la dalle dans le sens de l'impact.

Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation avec l'utilisation de la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$

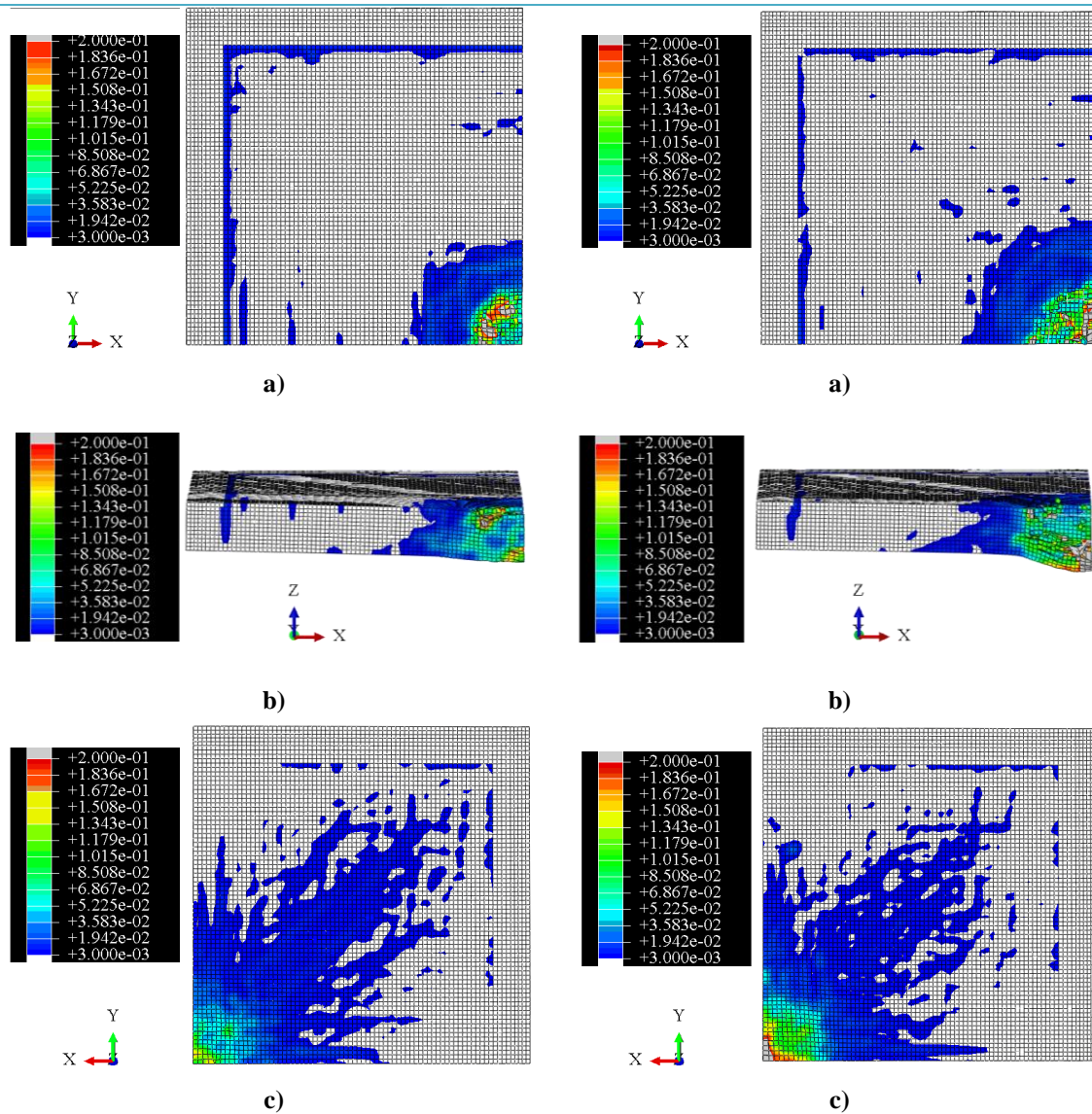


Figure 4-30. Effet de l'eau calculé avec la théorie poro-mécanique

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Figure 4-31. Effet de l'eau calculé avec la loi des mélanges

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

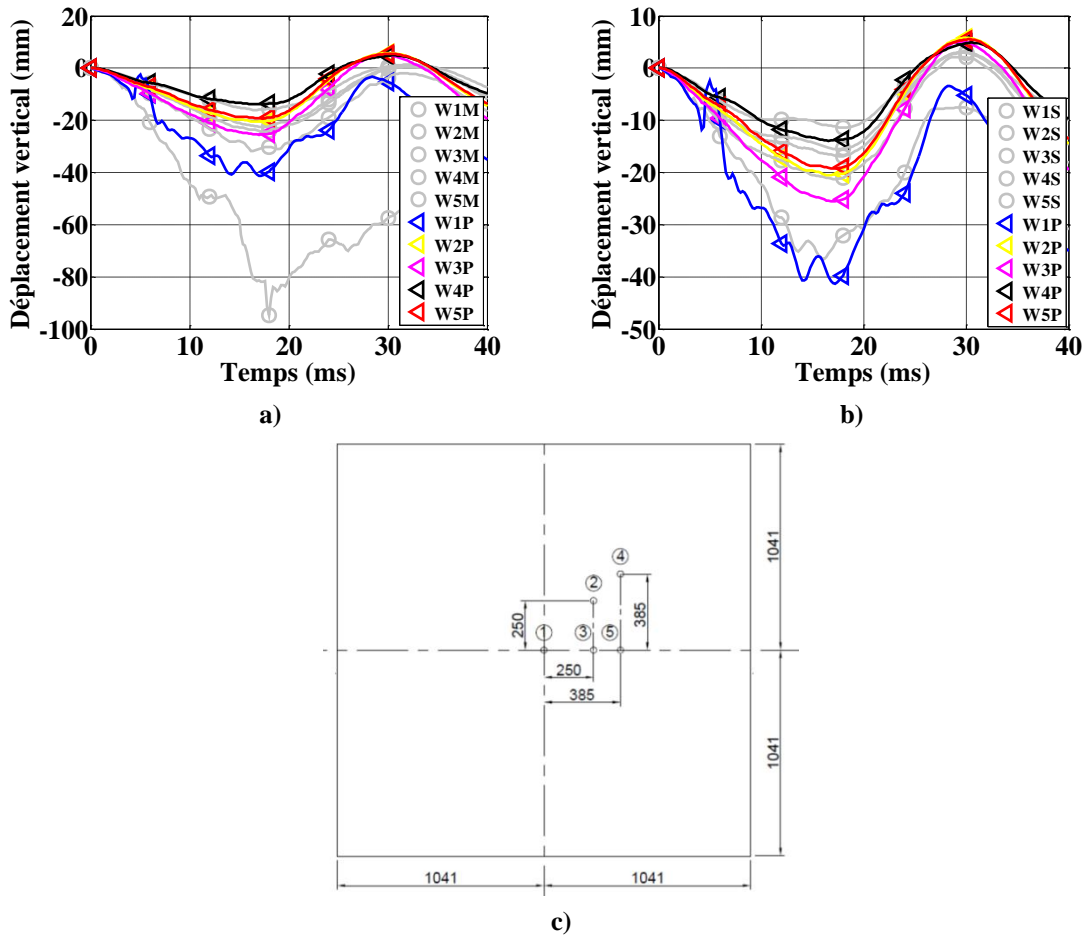


Figure 4-32. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W\*S correspondent au cas du béton sec (sur la figure b), les points W\*M correspondent au cas de la loi des mélanges, les points W\*P correspondent au cas de la loi poro-mécanique (en utilisant la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$ )

- Comparaison de la loi poro-mécanique et de la loi des mélanges pour la simulation du béton humide ( $S_r = 80\%$ )
- Comparaison du comportement du béton sec ( $S_r = 0$ ) et celui du béton humide avec la loi poro-mécanique
- Positions des points de mesures des déplacements sur la face arrière de la dalle en béton dans la direction de mouvement du projectile

#### Projectile :

La Figure 4-33 montre que la vitesse résiduelle du projectile du cas correspondant à la théorie poro-mécanique est plus importante que celle obtenue avec la loi des mélanges. Dans le premier cas, la valeur négative de la vitesse résiduelle montre que le projectile a rebondi, ce qui montre la bonne résistance de la dalle en béton. Dans le deuxième cas, la vitesse résiduelle est presque égale à zéro. Cela signifie que l'énergie cinétique du projectile dans ce cas est complètement transformée d'une part en énergie de déformation du projectile et d'autre part en énergie de déformation de la dalle.

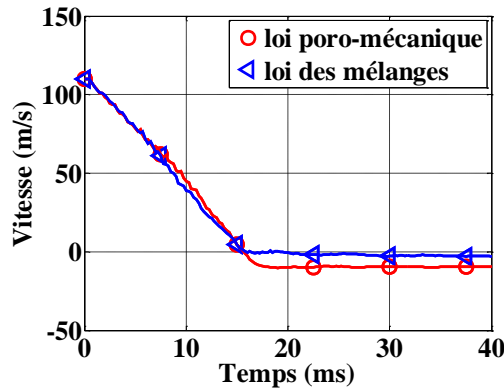


Figure 4-33. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion sous l'effet de l'eau calculé par la loi des mélanges et par la loi poro-mécanique du modèle de comportement du béton

#### 4.3.3.2. Validation du modèle - Comparaison avec les résultats expérimentaux

Dans cette partie, l'ensemble de tous les modifications du modèle PRM couplé sont activées (prise en compte de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte volumique, utilisation de la théorie poro-mécanique pour prendre en compte l'effet de l'eau, et modification de la variable de couplage avec la prise en compte de l'angle de Lode). Les résultats sont comparés avec ceux calculés par le modèle original, et les résultats expérimentaux du test de flexion.

##### Projectile :

La Figure 4-34 compare l'évolution de la vitesse du projectile prédite par les simulations avec les modèles original et modifié. Dans les deux cas, le projectile rebondit, comme durant l'essai. La durée d'impact obtenue dans les deux cas est très cohérente avec la durée d'impact estimée lors du test de flexion. La vitesse résiduelle prédite par le nouveau modèle est légèrement plus élevée que celle du modèle original, mais cette différence n'est pas significative.

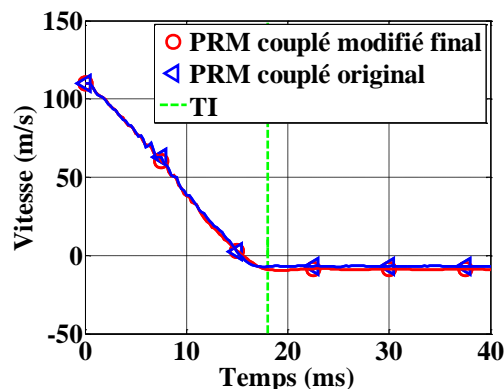


Figure 4-34. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion simulée avec deux modèles, la ligne TI correspond à la durée d'impact expérimentale estimée

La longueur du projectile après impact prédite par les deux modèles est également très proche. En comparant avec la longueur déformée expérimentale du projectile ( $L =$

1100 mm), les résultats numériques obtenus sont un peu plus élevés ( $L \approx 1272$  mm), mais du bon ordre de grandeur. Ce résultat peut être amélioré en modifiant le comportement dynamique du projectile.

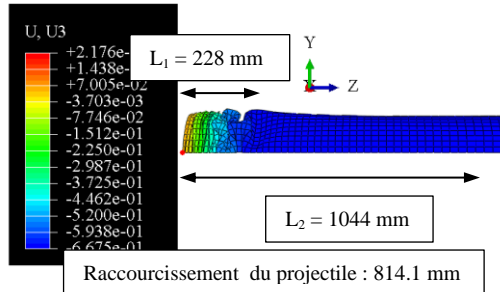


Figure 4-35. Déformation du projectile après impact obtenue avec le nouveau modèle PRM couplé

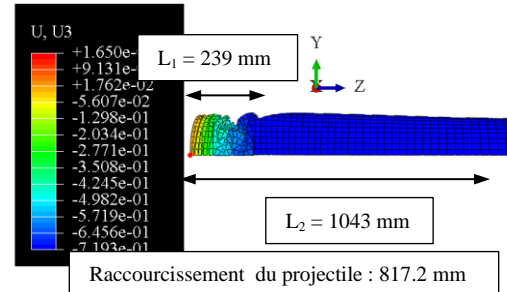


Figure 4-36. Déformation du projectile après impact obtenue avec le modèle PRM couplé original



- Raccourcissement du projectile : 961-981 mm (exp)
- $L_1 = 200$  mm (exp)
- $L_2 = 1130 \sim 1150$  mm (exp)

Figure 4-37. Déformation du projectile après l'impact (test de flexion).  $L_1$  représente la longueur des plis du projectile,  $L_2$  représente la longueur totale finale du projectile

Dalle en béton armé :

La Figure 4-38 présente les déformations principales positives sur la face avant de la dalle simulée avec les deux modèles. On observe que la dimension de la zone d'impact obtenue avec le nouveau modèle est plus proche de la valeur mesurée que celle obtenue avec le modèle original. De plus, le nouveau modèle reproduit la cratérisation du béton sur la face avant, tandis qu'avec le modèle original ce phénomène n'est pas observé (cf. [Figure 4-39]). Sur la face arrière (cf. [Figure 4-40]), les zones d'endommagement du béton prédites par les deux modèles sont très comparables à la zone observée expérimentalement, notamment dans la zone d'impact.

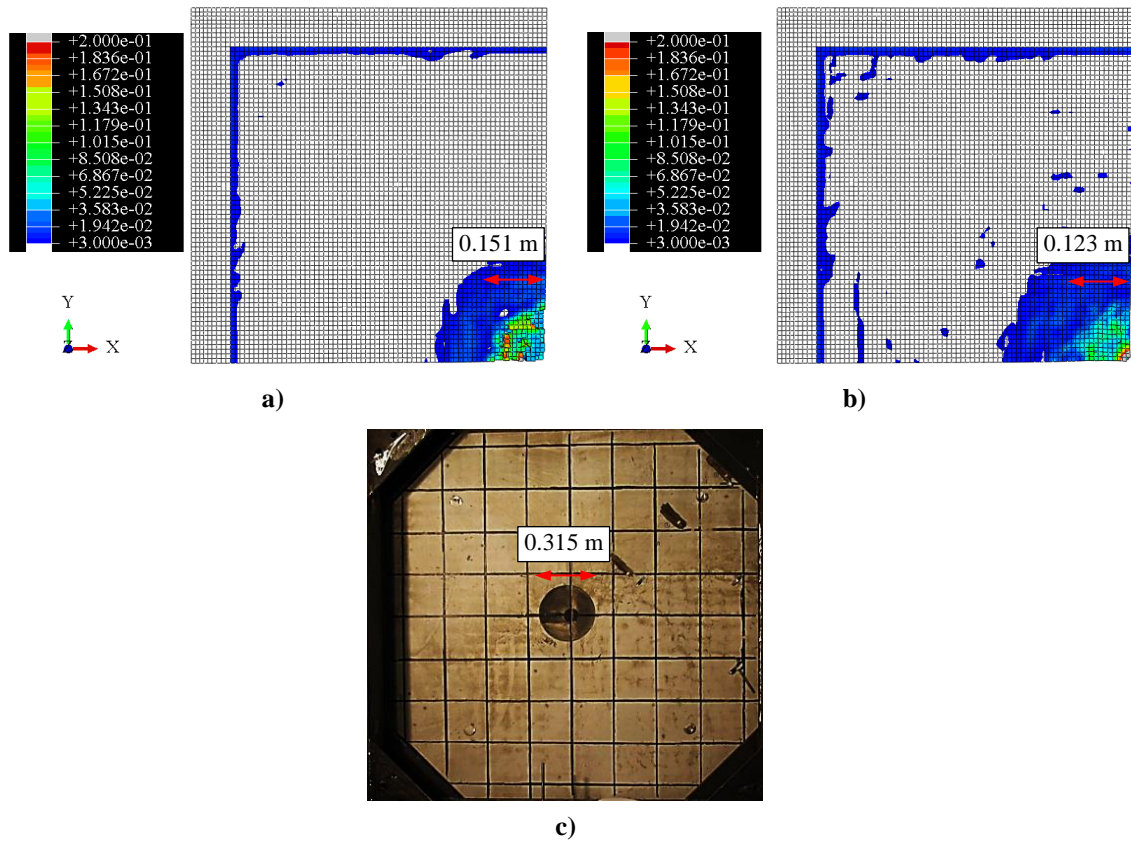


Figure 4-38. Vue de la déformation principale maximale sur la face avant à la fin de la simulation (test de flexion) :

a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Test

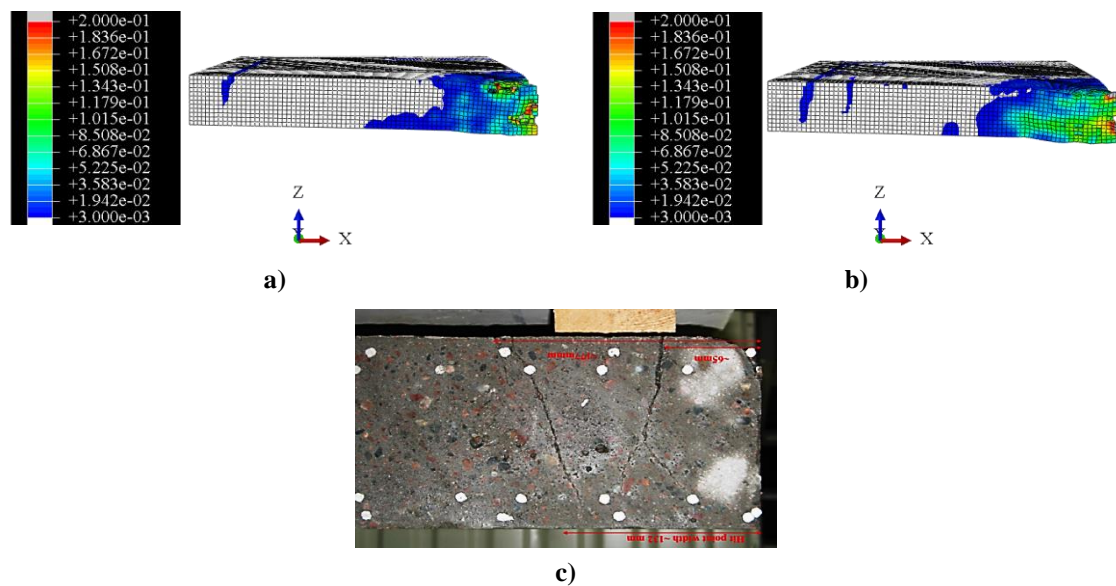
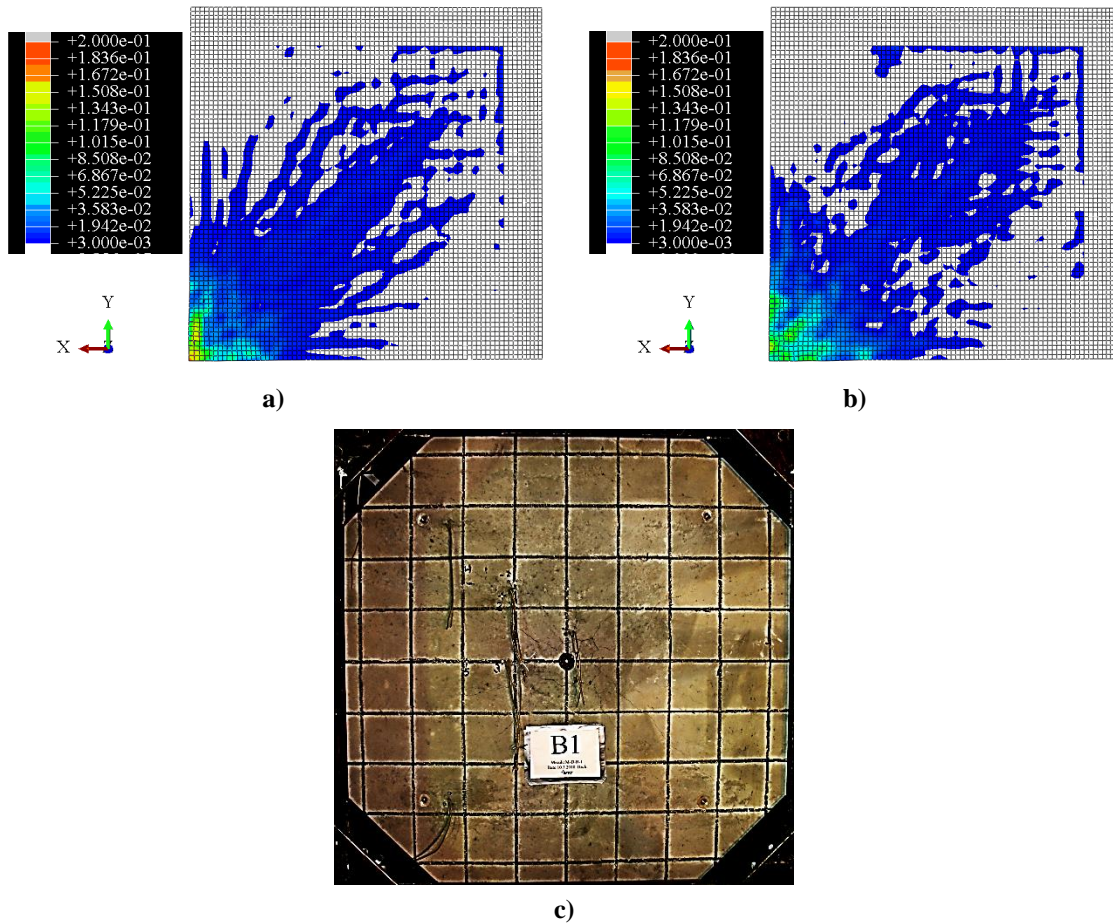


Figure 4-39. Vue de la déformation principale maximale selon une coupe transversale à la fin de la simulation (test de flexion) :

a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Test



**Figure 4-40. Vue de la déformation principale maximale sur la face arrière à la fin de la simulation (test de flexion) :**

**a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Test**

La Figure 4-41 compare les déplacements de la face arrière de la dalle, calculés par les deux modèles, avec les déplacements des points de mesure expérimentaux. En général, les déplacements des points de mesure calculés par le nouveau modèle sont cohérents avec les points d'expérimentation (cf. Figure 4-41a)], tandis que les déplacements calculés par le modèle original sont plus importants (cf. Figure 4-41b)].

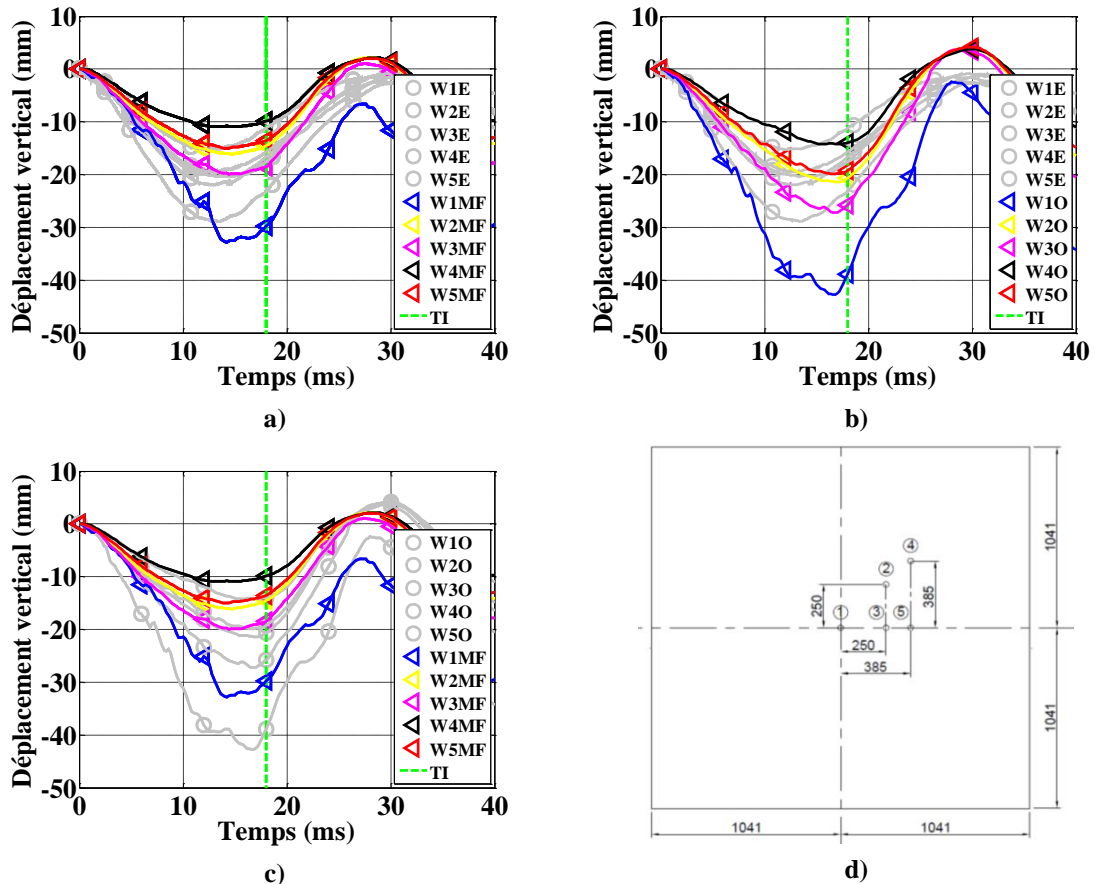


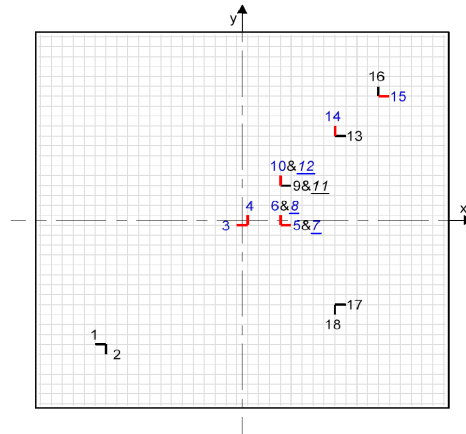
Figure 4-41. Comparaison des déplacements au 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle : les points W\*O correspondent au modèle originale PRM couplé, les points W\*MF le nouveau modèle couplé (modification finale), les points W\*E les données expérimentales du test de flexion, la ligne TI correspond à la durée d'impact expérimental estimée :

- a) Comparaison entre les résultats du nouveau modèle et les données expérimentales
- b) Comparaison entre les résultats du modèle original et les données expérimentales
- c) Comparaison entre les résultats de deux modèles
- d) Position des points de mesures des déplacements sur la face arrière de la dalle

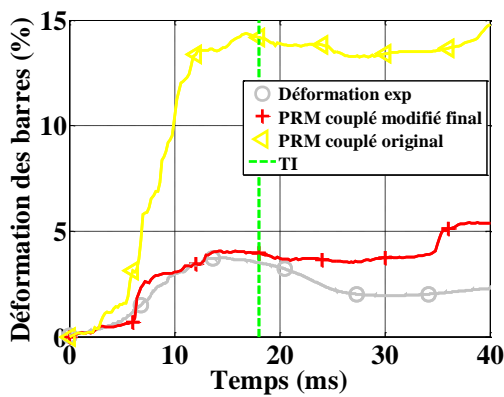
#### Barre d'armatures:

La Figure 4-42 compare les déformations des barres d'armatures de la nappe de ferrailage proche de la face arrière de la dalle, prédites par les deux modèles avec les données expérimentales aux positions D4, D5, D10, et D15. Dans la zone d'impact (D4, D5, D10), les résultats obtenus par le nouveau modèle sont plus proches des mesures expérimentales que ceux du modèle original. Loin de cette zone (D15), les résultats numériques obtenus ne sont pas différents, et un peu moins importants que les données expérimentales.

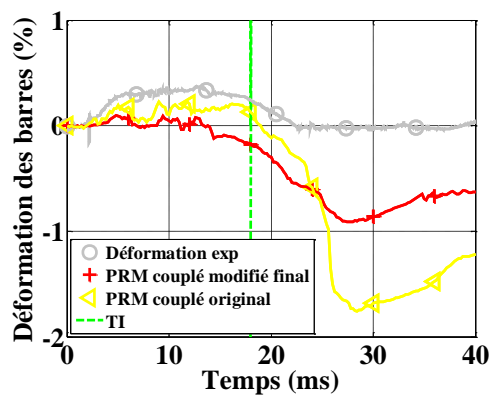




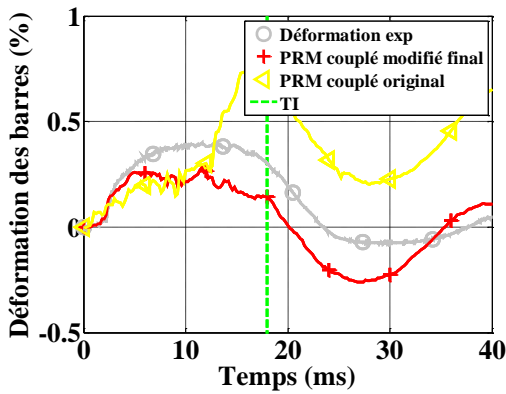
a) Position des jauges sur les barres d'armatures



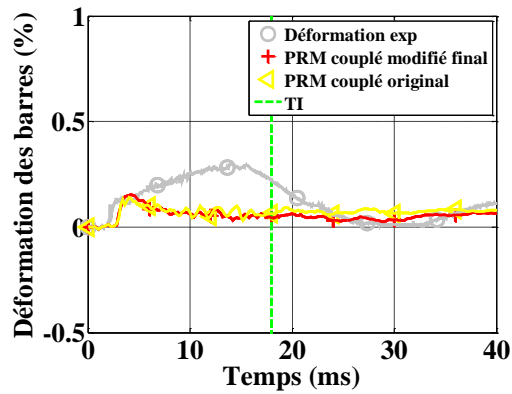
b) D4



c) D5



d) D10



e) D15

Figure 4-42. Comparaison des déformations des barres d'armatures aux positions pré-déterminées (sur la nappe de ferrailage proche de la face arrière de la dalle) : la courbe jaune avec les marques triangulaires correspond au modèle PRM couplé original, la courbe rouge avec les marques « + » correspond au nouveau modèle couplé, la courbe grise avec les marques rondes correspond aux mesures expérimentales du test de flexion, la ligne TI correspond à la durée d'impact estimée :

- a) Position des jauges installées sur les barres d'armatures
- b) Déformation d'une barre d'acier à la position D4
- c) Déformation d'une barre d'acier à la position D5
- d) Déformation d'une barre d'acier à la position D10
- e) Déformation d'une barre d'acier à la position D15

### 4.3.3.3. Conclusion sur les résultats de simulations

Les tests de flexion ont été simulés avec le modèle PRM couplé original et le modèle PRM couplé amélioré. Les comparaisons des résultats montrent l'efficacité des améliorations apportées au modèle numérique. De plus, chaque point d'amélioration a été analysé par comparaison avec le modèle initial.

L'introduction de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne diminue la rigidité globale du béton par rapport au modèle initial, car la contrainte déviatorique accentue la compaction du béton (Vu, 2007).

Les simulations d'impact avec la prise en compte de l'effet de l'eau montrent l'importance de ce phénomène. La nouvelle théorie poro-mécanique a donné des meilleurs résultats que la loi des mélanges originale.

La modification de la variable de couplage  $\alpha_{DC}$  avec la prise en compte de l'angle de Lode permet au modèle de reproduire plus précisément le comportement triaxial du béton. Le problème de surestimation de la plasticité du modèle original est également résolu.

## 4.4. Test de perforation

### 4.4.1. Description du projectile et de la cible de dalle en béton

#### *Projectile*

La Figure 4-43 présente les dimensions du projectile utilisé dans le test de perforation. Le diamètre externe du projectile est de 168,3 mm. La partie centrale du projectile est remplie par un béton léger coulé un mois avant le test. La masse totale est d'environ 47 kg. La partie arrière du projectile est composée d'une barre aluminium pour déduire la vitesse résiduelle du projectile perforant par un système de caméras installées derrière la dalle.

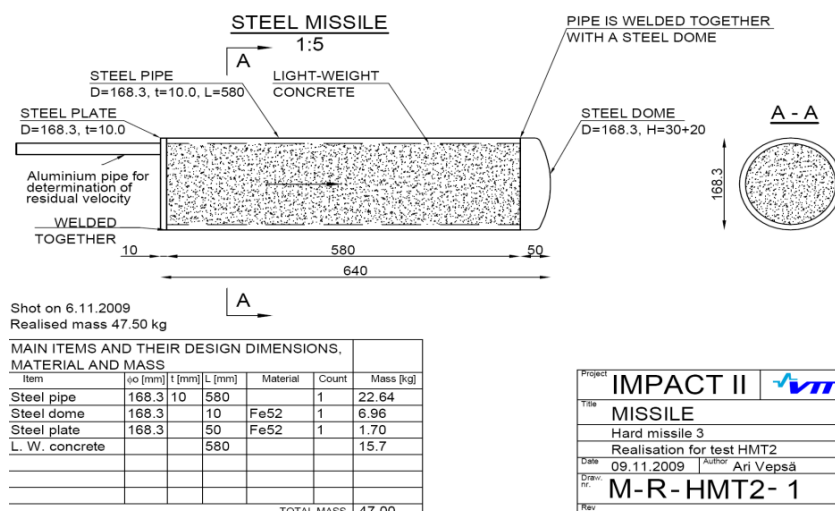


Figure 4-43. Description du projectile (test de perforation)

### Dalle en béton armé

Une dalle carrée de 2.1 m de côté en béton armé d'une épaisseur de 25 cm est utilisée. Son état humide est comme celui du test de flexion. La vitesse initiale du projectile est de 135m/s. Les capteurs de déplacement sont situés sur la face avant de la dalle en béton armé pour mesurer les déplacements aux différents points (cf. [Figure 4-44]). Deux essais d'impact ont été effectués par le laboratoire finlandais VTT à une même vitesse de projectile pour estimer la reproductivité du test. Les résultats des deux essais sont assez proches (faciès de rupture, déplacement des dalles, déformations du ferrailage, vitesse résiduelle du projectile). Pour la clareté du mémoire, les résultats d'un seul test seront présentés.

La dalle est armée par deux nappes d'acier de type A500HW de diamètre de 10 mm. Il n'y a pas d'aciers transversaux dans ce type d'essais pour favoriser la perforation du projectile (cf. [Figure 4-45]). Des jauges sont également collées sur les barres du ferrailage pour mesurer les déformations des aciers. L'ensemble de ces positions est présenté sur la Figure 4-46.

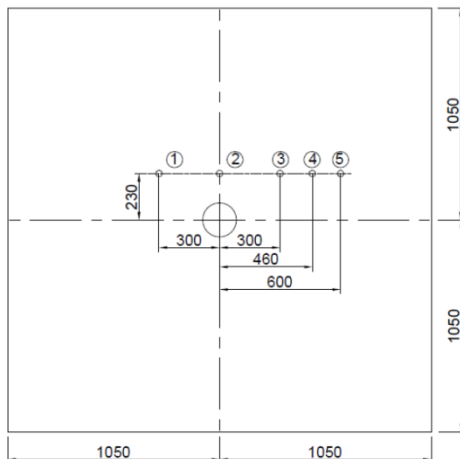
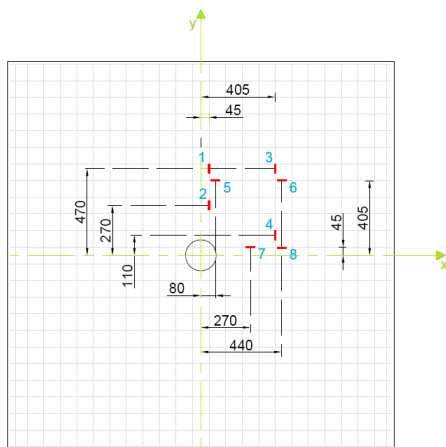


Figure 4-44. Positions de capteurs de déplacement sur la face avant de la cible (test de perforation)



Figure 4-45. Ferrailage dans la dalle en béton armé



point	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
D1	45	470	-85	rear
D2	45	270	-85	rear
D3	405	470	-85	rear
D4	405	110	-85	rear
D5	80	405	-95	rear
D6	440	405	-95	rear
D7	270	45	-95	rear
D8	440	45	-95	rear

Figure 4-46. Position des capteurs de déformation sur les barres de ferrailage. a) Vue en plan, b) coordonnées des positions avec l'origine au centre de la dalle

#### 4.4.2. Choix de maillage

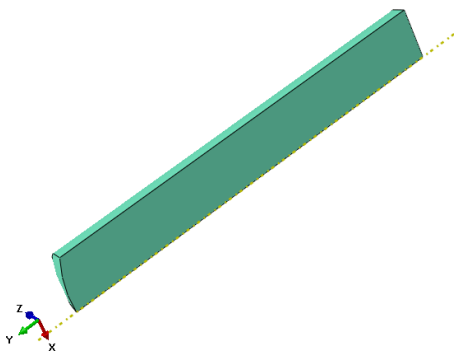
Comme pour les simulations du test de flexion, grâce à la double symétrie du système, seule un quart de la géométrie est maillée. Le projectile montré sur la Figure 4-47 est un tube de diamètre 168 mm en acier rempli de béton léger. Sa longueur est de 64 cm. Dans notre simulation, des éléments finis 3D (éléments à 8 nœuds volumiques) sont utilisés pour mailler le projectile parce que le matériau béton à l'intérieur du tube en acier empêche les déformations du projectile. Le poids d'un quart du projectile est de 11.75 kg.

La taille d'un élément de béton est de 12.5 mm. La plaque de béton est constitué de 129488 éléments finis "C3D8R" (des éléments solides à 8 nœuds et intégration réduite). Les armatures sont modélisées à l'aide d'éléments de poutre à 2 nœuds et une section transversale circulaire. Le ferrailage est maillé à l'aide de 3608 éléments de poutre et le diamètre des barres d'armature est 10 mm. L'espace entre 2 barres d'armature est 90 mm. La longueur des barres d'armature est 1,025 m. L'enrobage est de 30 mm. Le nombre de barres est détaillé (pour un quart de la cible) dans le Tableau 4-5.

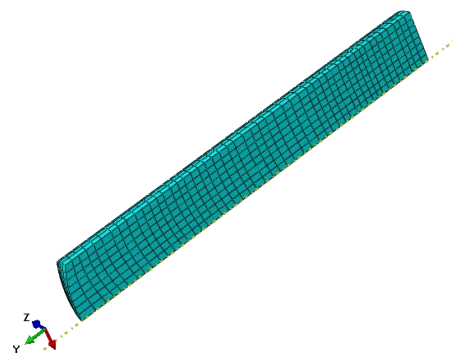
Le déplacement de la cible en béton est bloqué dans la direction de mouvement du projectile (la direction z) par les tubes en acier (cf. [Figure 4-50]). Le cadre métallique autour de la dalle de béton (forme de U) (cf. [Figure 4-51]) est simulé par 11632 éléments cubiques "C3D8R" de même taille que les éléments de béton. L'épaisseur de ce cadre est 25 mm.

**Tableau 4-5. Caractéristiques des barres de renforcement**

Géométries de la cible	Modélisation		Expérience		Unité
	Face avant	Face arrière	Face avant	Face arrière	
Barres longitudinales (chaque direction)					
Dimension de la cible (chaque direction)	1.05		1.05		m
Diamètres des barres	10	10	10	10	mm
Nombre des barres (chaque direction)	11	11	12	12	
Densité (chaque direction)	8.22	8.22	8.7	8.7	cm <sup>2</sup> /m
Enrobage	30	30	20	20	mm



**Figure 4-47. Modèle d'un quart du projectile**



**Figure 4-48. Maillage d'un quart du projectile**

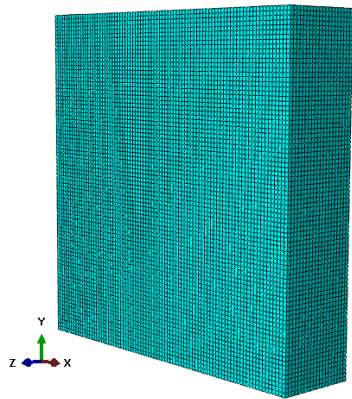


Figure 4-49. Maillage d'un quart de la dalle en béton

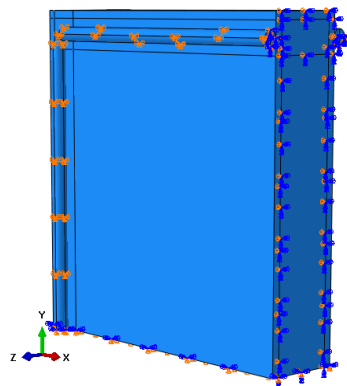


Figure 4-50. Conditions limites imposées sur la cible (blocage du déplacement dans la direction de mouvement du projectile)

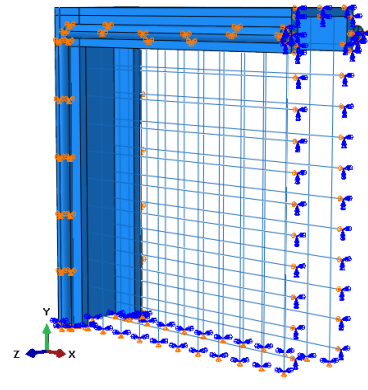


Figure 4-51. Cadre métallique et le maillage des armatures d'un quart de la dalle en béton

### 4.4.3. Résultats des simulations

#### 4.4.3.1. Comparaison des résultats de simulation obtenus avec les deux modèles

Dans cette partie, les résultats de simulation avec le modèle PRM couplé original et le modèle PRM couplé modifié sont comparés. Les comparaisons effectuées sont similaires à celles présentées pour le test de flexion (4.3.3), mais l'objectif est cette fois d'effectuer une analyse locale plutôt que globale, car le projectile est rigide, avec une énergie cinétique importante et la structure en béton sera déformée et endommagée très localement.

##### 4.4.3.1.1. Conséquence de la modification de la variable de couplage $\alpha_{Dc}$

Pour comparer l'effet de la variable de couplage, l'effet de la contrainte déviatorique n'est pas prise en compte dans le calcul de la contrainte moyenne, et le béton est considéré sec ( $Sr = 0\%$ ).

##### Dalle en béton armé :

La comparaison de l'effet de la modification de la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  sur la formation des faciès de rupture est présentée sur la Figure 4-52 et la Figure 4-53. Similairement à l'essai de flexion (4.3.3.1), mais cette fois avec un niveau de pression de confinement plus important, une surestimation de la plasticité est mise en évidence dans la zone d'impact par le modèle avec la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  originale (cf. [Figure 4-53]). La nouvelle variable de couplage a palié ce défaut en activant l'endommagement dans la zone d'impact de façon plus importante (cf. [Figure 4-52]).

Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation (test de perforation)

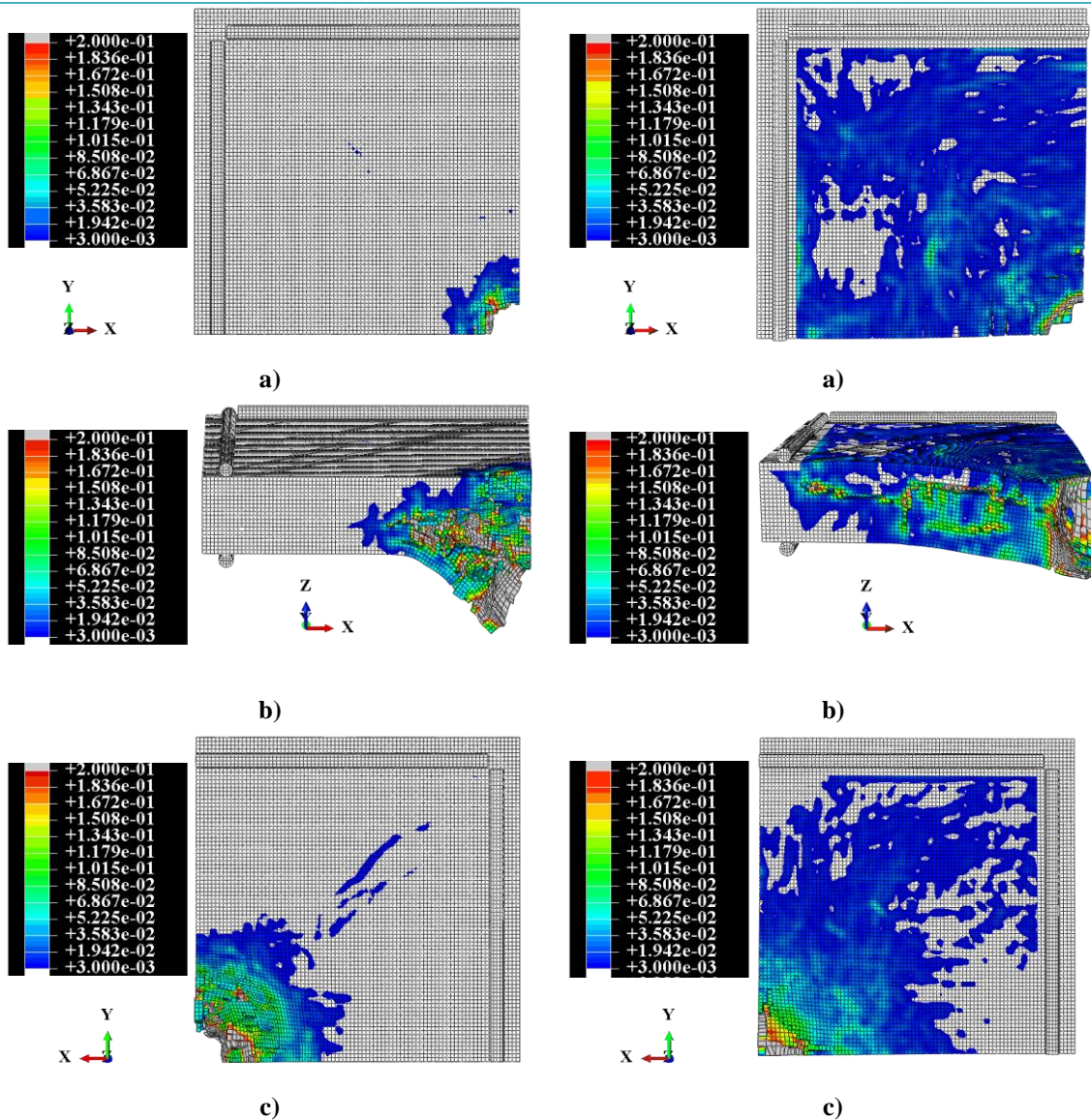


Figure 4-52. Modèle avec la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{DC}$  :

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Figure 4-53. Modèle avec la variable de couplage originale  $\alpha_{DC}$  :

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

La Figure 4-54 représente le déplacement global de la dalle prédit avec les deux variables  $\alpha_{DC}$ . Comme la plasticité est surestimée avec la variable de couplage originale, une grande partie de l'énergie cinétique du projectile est transformée en énergie de déplacement de la dalle en béton dans ce cas. Cela rend la dalle en béton plus déplacée qu'avec la variable originale de couplage.

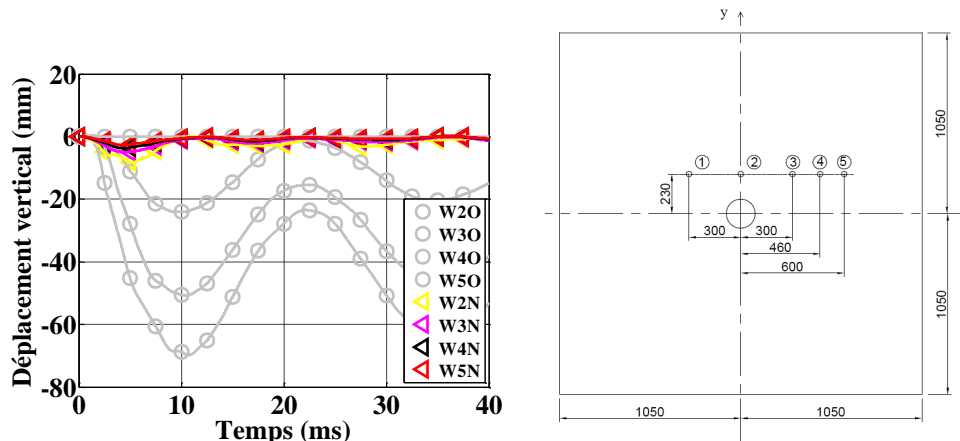


Figure 4-54. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle prédit avec les deux variables de couplage  $\alpha_{Dc}$  : les points W\*O correspondent au modèle avec la variable de couplage originale, les points W\*N correspondent au modèle avec la nouvelle variable de couplage

### Projectile

La Figure 4-55 compare les évolutions de la vitesse du projectile durant l'impact. La valeur négative de la vitesse calculée avec la variable originale signifie que le projectile a rebondi après l'impact sur la dalle en béton, ce qui n'est pas conforme à l'essai (paragraphe 4.4.3.2). Au contraire, l'utilisation de la nouvelle variable de couplage permet d'obtenir un endommagement plus important de la dalle en béton dans la zone d'impact. L'érosion du modèle d'endommagement est donc beaucoup plus activée dans ce cas. Par conséquent, le projectile perce la dalle avec une vitesse résiduelle.

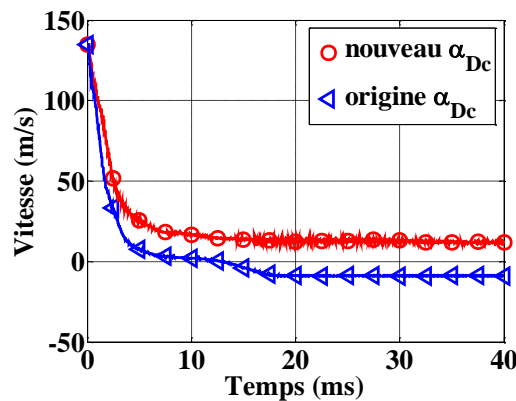


Figure 4-55. Evolution de la vitesse du projectile durant le test de perforation sous l'effet de la modification de la variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  du modèle de comportement du béton

#### 4.4.3.1.2. Conséquence de la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le comportement volumique et le comportement axial

Dans ces simulations, le béton est considéré sec pour éliminer l'effet de l'eau. La nouvelle variable de couplage est utilisée dans les deux cas. Pour éviter les répétitions, on appelle la simulation avec prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne, le cas 1, la simulation sans la prise en compte de cet effet, le cas 2.

Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation avec l'utilisation de la nouvelle variable de couplage  $\alpha_{Dc}$  (test de perforation)

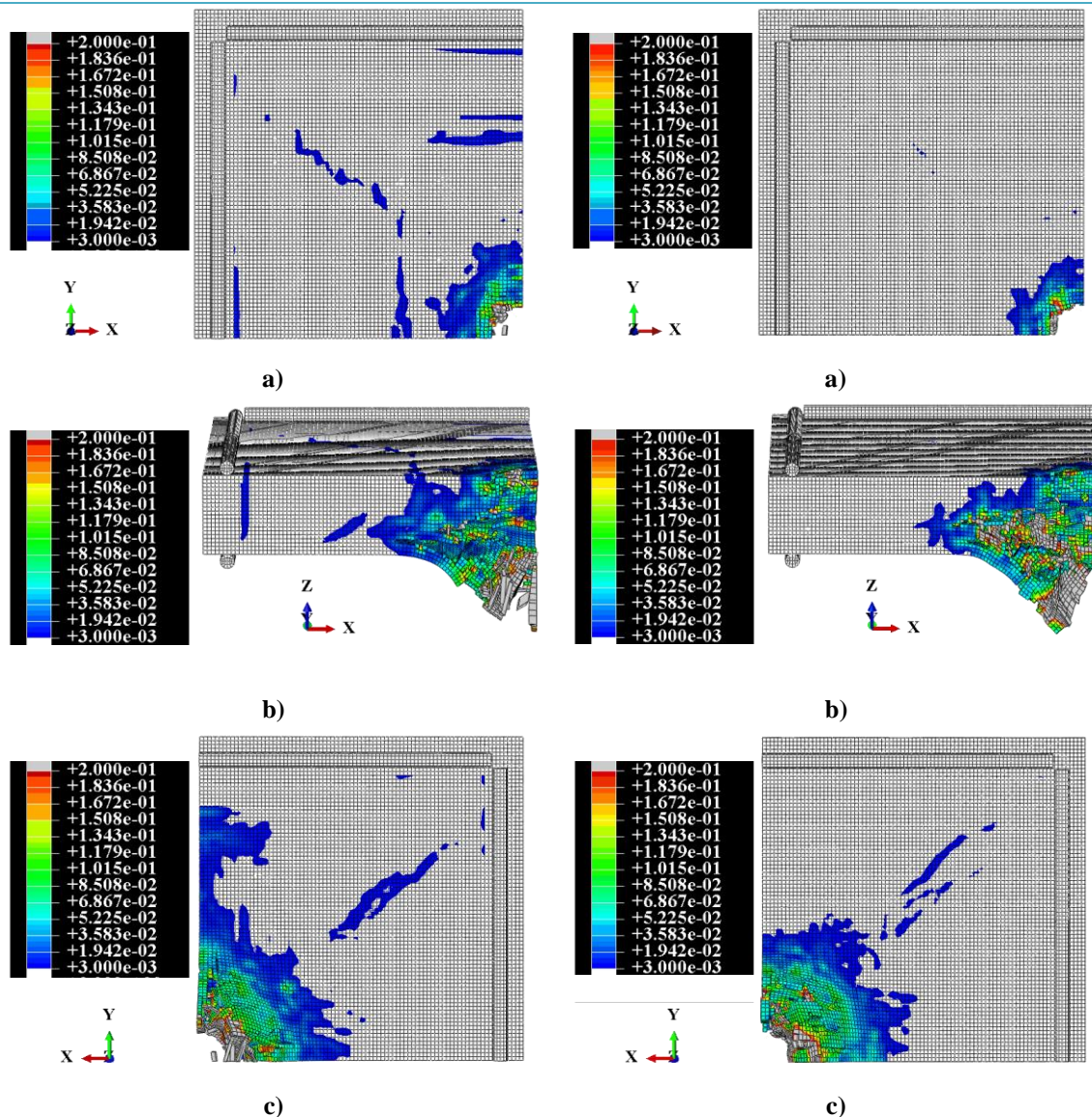


Figure 4-56. Modèle avec prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du  $\sigma_m$

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière

Figure 4-57. Modèle sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du  $\sigma_m$

- a) Face avant
- b) Coupe transversale
- c) Face arrière



La comparaison des faciès de rupture des deux cas est présentée sur la Figure 4-56 et la Figure 4-57. Les résultats calculés dans le cas 1 montrent plus d'endommagement que dans le cas 2. De plus, les déplacements des points de mesure sur la face avant de la dalle en béton dans la direction de mouvement du projectile obtenus dans le cas 1 sont également plus importants que dans le cas 2 (cf. [Figure 4-58]). Ces comparaisons confirment l'explication proposée dans le paragraphe 4.3.3.1.2 pour le test de flexion. En effet, le fait de prendre en compte l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne diminue la rigidité de la structure en béton, et donc sa résistance est également diminuée. Par conséquent, le projectile perce la dalle plus facilement avec une vitesse résiduelle plus importante que le cas sans la prise en compte de cet effet (cf. [Figure 4-59]).

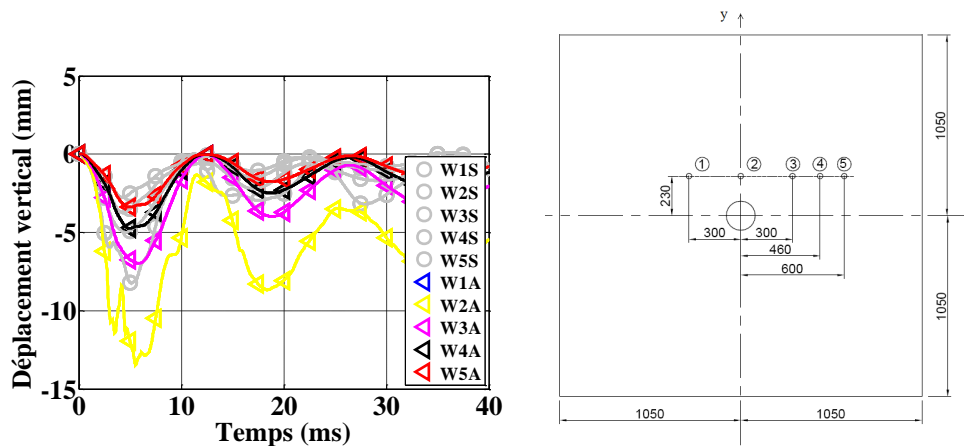


Figure 4-58. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W\*S (marques rondes) correspondent au modèle sans la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne, les points W\*A (marques triangulaires) correspondent à la prise en compte de cet effet (la nouvelle variable de couplage est appliquée dans les deux cas)

Projectile :

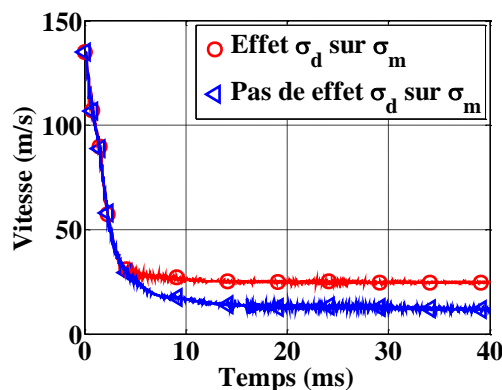


Figure 4-59. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de perforation sous l'effet de la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne du modèle de comportement du béton

#### 4.4.3.1.3. Analyse de l'influence de l'eau dans le test de perforation par la théorie poro-mécanique du modèle PRM couplé

Dans cette partie, on analyse l'influence de l'eau avec la théorie poro-mécanique intégrée dans le modèle PRM couplé. L'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne n'est pas pris en compte dans ces simulations.

Les quatre simulations correspondent aux degrés de saturation suivants 0% (béton sec), 40%, 80%, et 99%. Les comparaisons des faciès de ruptures sont présentées sur la Figure 4-60 et la Figure 4-62.

Vue de la déformation principale maximale à la fin de la simulation avec le nouveau modèle PRM couplé (test de perforation) pour différents degrés de saturation – sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_m$

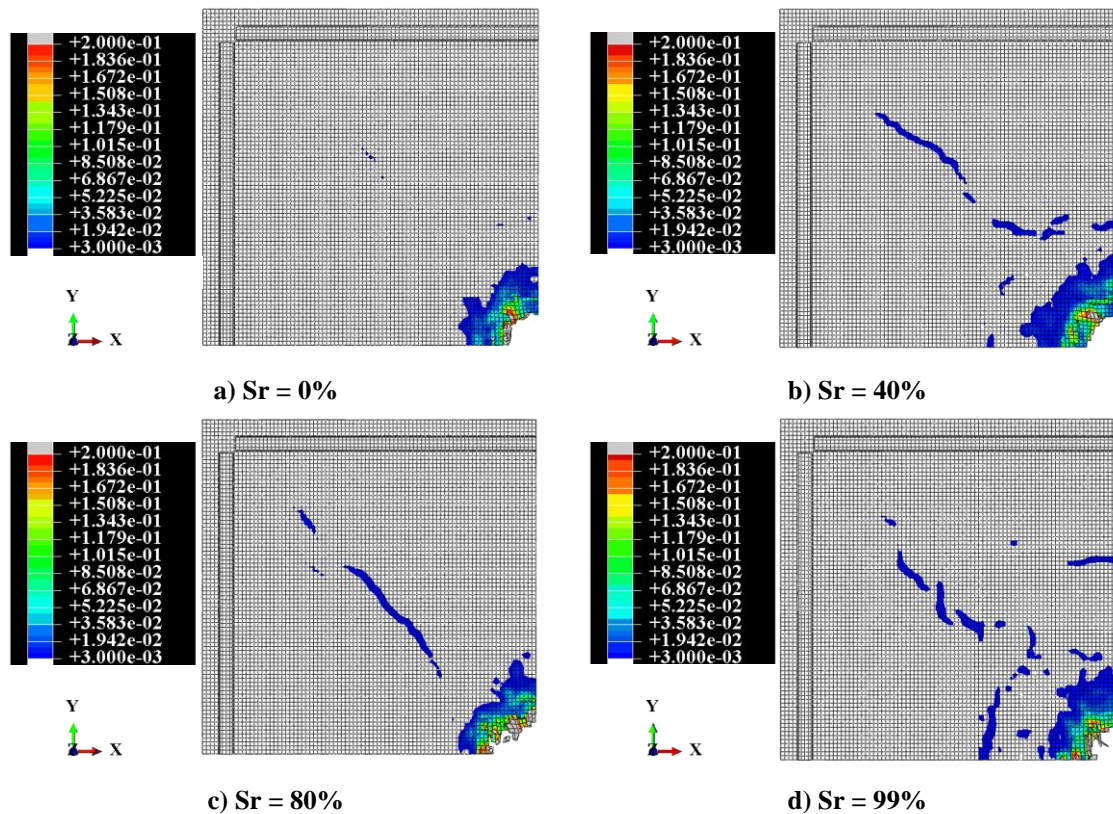


Figure 4-60. Face avant

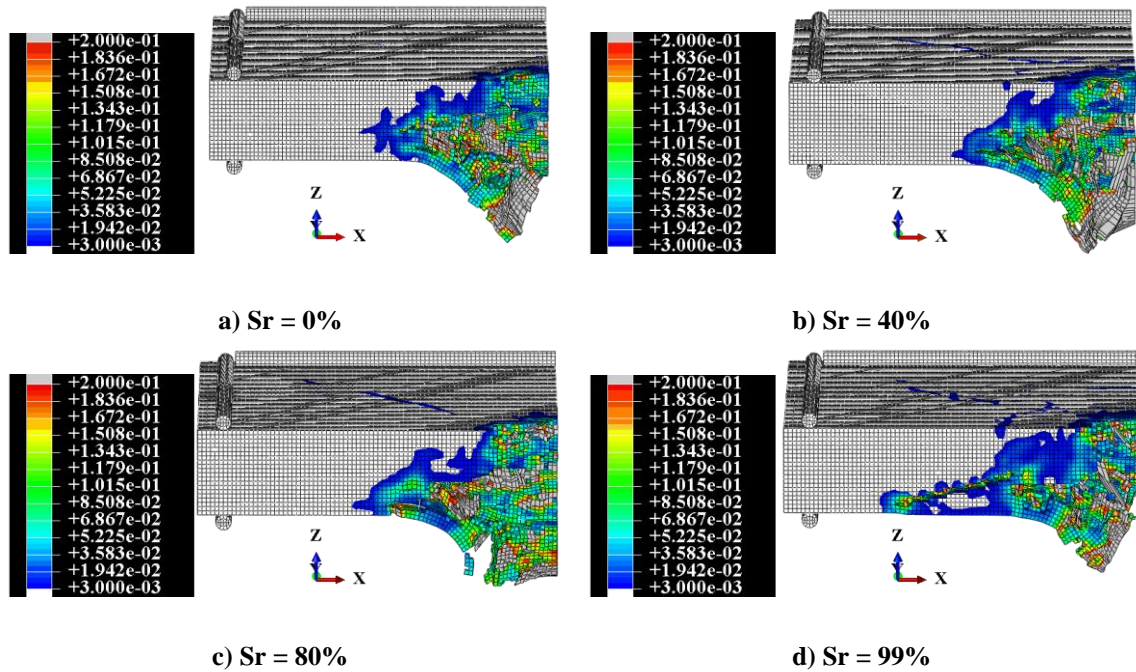


Figure 4-61. Coupe transversale

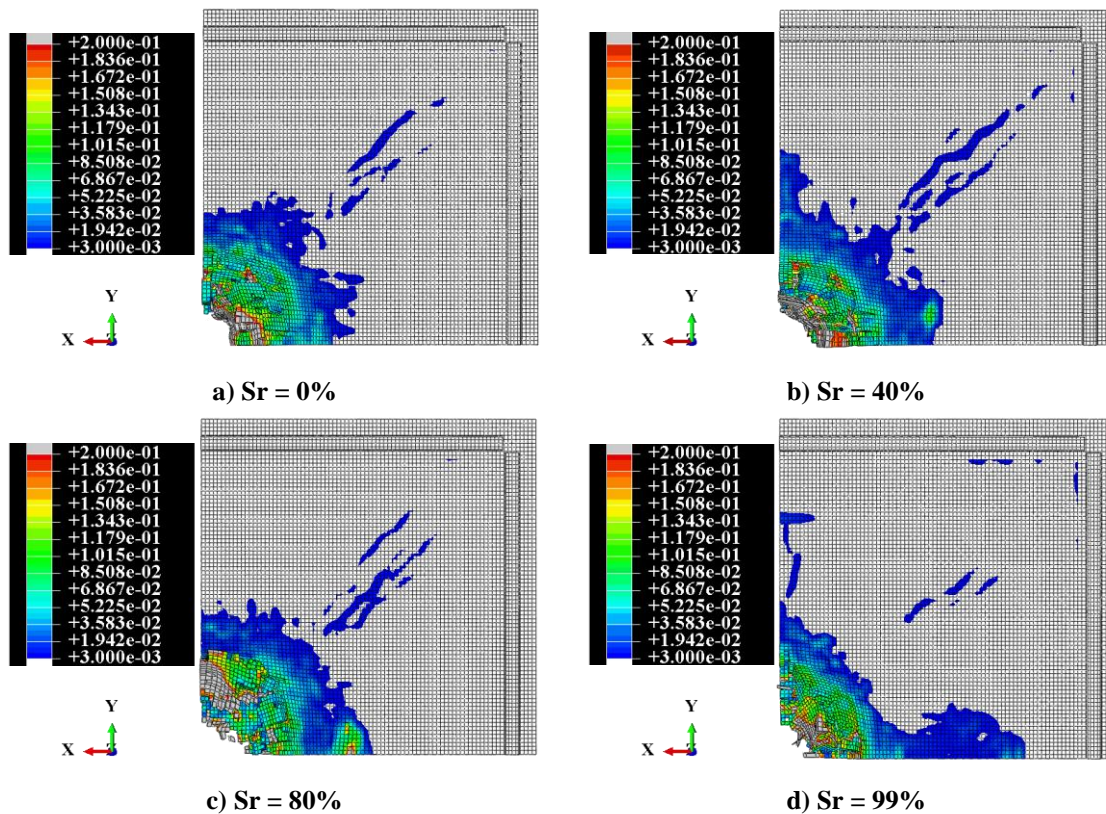
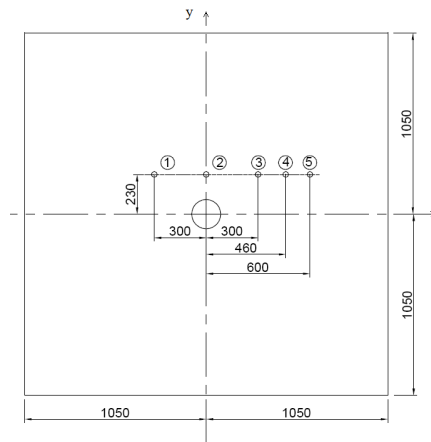


Figure 4-62. Face arrière

Sur la face avant (cf. [Figure 4-60]) et la face arrière (cf. [Figure 4-62]), la différence d'endommagement entre les cas est peu significative. La comparaison des déplacements des points de mesure présentée sur la Figure 4-63 confirme cette observation. Sur la coupe horizontale de la dalle, les trois premiers cas ( $Sr = 0\%$ ,  $40\%$ ,

80%) donnent les résultats très similaires. Seul le dernier cas dans lequel la dalle est saturée complètement ( $Sr = 99\%$ ) est différent car la zone de rupture est moins large.



a) Positions des points de mesures des déplacements selon la direction de mouvement du projectile

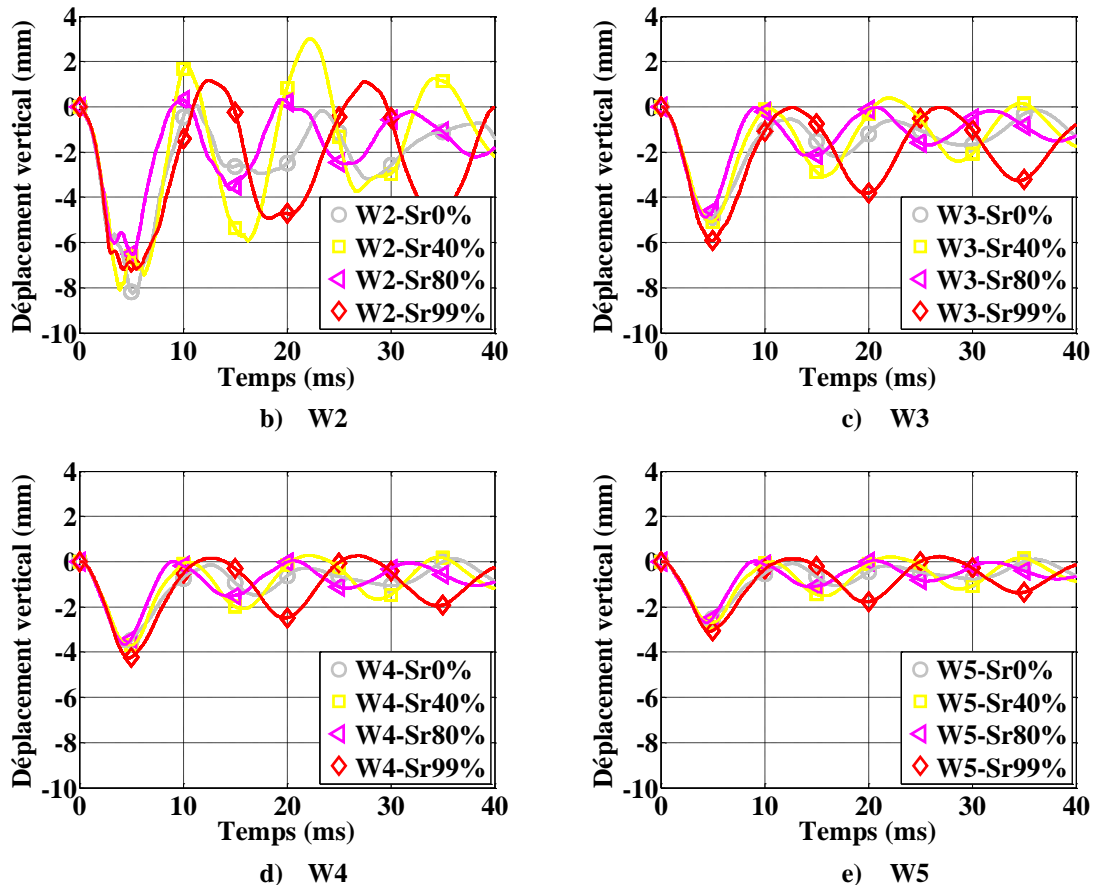


Figure 4-63. Comparaison des déplacements aux 4 points de mesure sur la face avant de la dalle calculés avec la théorie poro-mécanique seule (sans prise en compte de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_m$ ) : les courbes grises avec les marques circulaires correspondent au béton sec ( $Sr = 0\%$ ), les courbes jaunes avec les marques carrées correspondent au béton humide ( $Sr = 40\%$ ), les courbes magentas avec les marques triangulaires correspondent au béton humide ( $Sr = 80\%$ ), les courbes rouges avec les marques en losange correspondent au béton humide ( $Sr = 99\%$ ).

En effet, comme montré au paragraphe 2.4.2.4.3, plus la teneur en eau est importante, moins le béton résiste au cisaillement. Lorsque la contrainte déviatorique du béton atteint ce seuil d'état limite, la déformation de Von-Mises peut activer l'érosion de plasticité lorsque cette déformation atteint 100%. Dans le cas du béton saturé, le seuil d'écoulement plastique est très bas ( $\approx 200$  MPa). Donc, l'érosion de plasticité est activée plus tôt, facilitant la perforation, ce qui explique le faciès de rupture moins étendu observé sur la dalle

Projectile :

La Figure 4-64 présente l'évolution de la vitesse du projectile pour les dalles en béton avec les différents degrés de saturation. Les résultats sont très similaires pour les cas  $Sr = 0\%$  et  $Sr = 40\%$ . Lorsque le degré de saturation de la dalle est très élevé ( $Sr = 80\%$ ) la vitesse résiduelle du projectile est légèrement plus élevée que pour les deux premiers cas. Lorsque la dalle est presque saturée ( $Sr = 99\%$ ), la perforation du projectile devient plus facile.

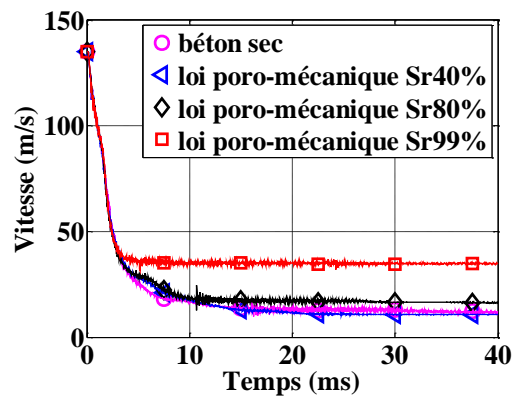


Figure 4-64. Evolution de la vitesse du projectile en fonction du degré de saturation du béton (nouveau modèle - loi poro-mécanique - sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne)

**4.4.3.2. Validation du modèle - Comparaison avec les résultats expérimentaux**

Après avoir analysé les influences des modifications sur le modèle PRM couplé initial, une simulation du test de perforation avec la prise en compte de toutes les améliorations est faite. Le résultat est ensuite comparé avec celui obtenu par le modèle original et l'expérimentation. Pour prendre en compte l'effet de l'eau, un degré de saturation de 80% est considéré car la dalle est estimée très humide (cf. [Tableau 4-6]).

**Tableau 4-6. Age du béton testé (test de perforation)**

Test	Jour de coulage	Jour des essais	Age du béton testé (jours)	Vitesse d'impact (m/s)	Masse du projectile (kg)
P1	11.3.2010	23.4.2010	43	134.9	47.46
P2	11.3.2010	6.5.2010	56	136.46	47.32

Projectile :

La Figure 4-65 montre l'évolution de la vitesse du projectile. Le projectile rebondit parce que la variable de couplage du modèle original surestime la plasticité (cf. paragraphe 4.4.3.1.1). Le nouveau modèle reproduit correctement ce test, la vitesse résiduelle du projectile obtenue avec le nouveau modèle est de l'ordre de 30 m/s, proche de la valeur expérimentale ( $\approx 35$  m/s (cf. [Figure 4-66]))

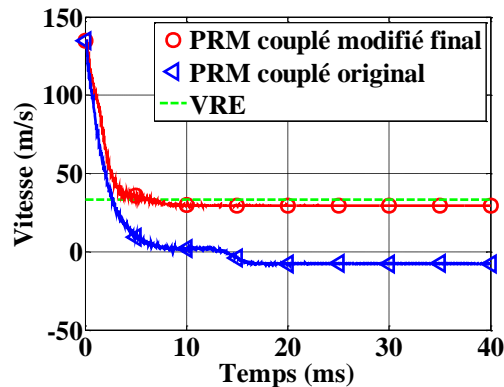


Figure 4-65. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de perforation simulé par deux modèles, la ligne VRE correspond à la vitesse résiduelle expérimentale du projectile

Dalle en béton armé :

De la Figure 4-66 à la Figure 4-68, les faciès de rupture de la dalle en béton (sur les trois faces avant, coupe horizontale, arrière) prédites par deux modèles sont présentés et comparés avec ceux issus des essais.

Dans les essais, la dalle en béton est caractérisée dans la zone centrale de la face avant avec un diamètre variant de 340 mm à 395 mm. Ce diamètre est diminué à environ 197 mm au col de pénétration du projectile (cf. [Figure 4-66c]). Dans les deux simulations, cette distance n'a pas pu être obtenue. Cela signifie que les critères d'érosion ne sont pas satisfaisants. Cependant, le nouveau modèle prédit un col de pénétration du projectile d'un diamètre acceptable ( $125 \times 2 = 250$  mm), alors que le modèle original prédit un diamètre plus important ( $175 \times 2 = 350$  mm).

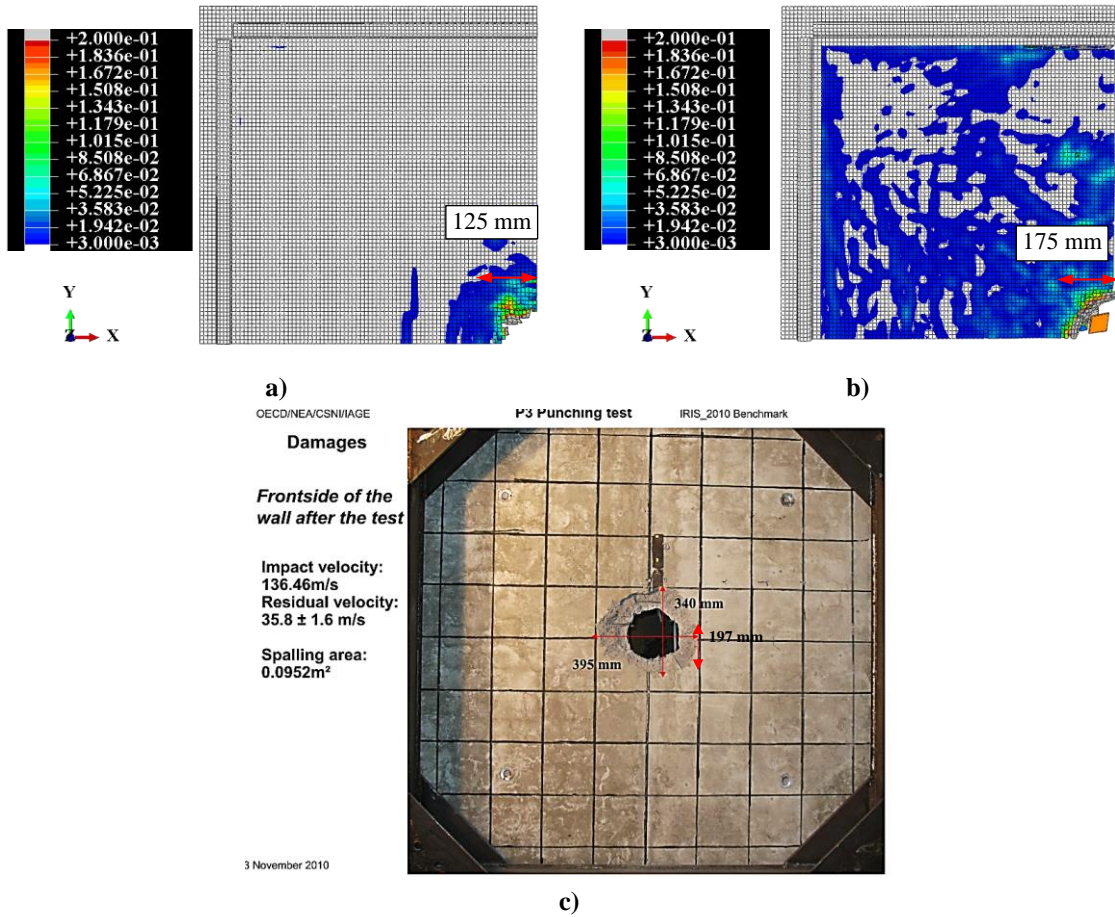


Figure 4-66. Vue de la déformation principale maximale sur la face avant à la fin de la simulation – Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation

a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Test

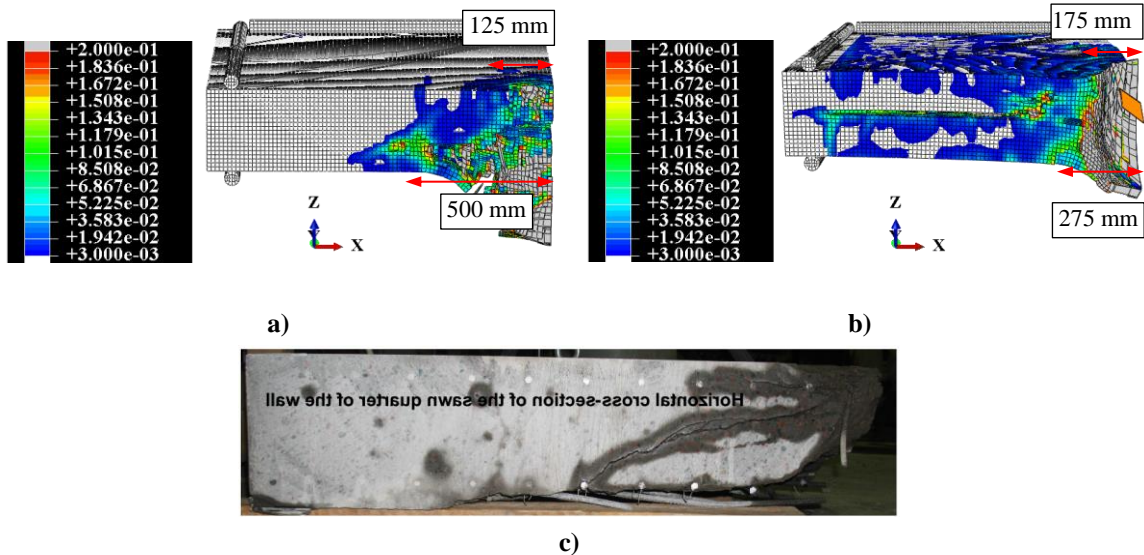


Figure 4-67. Vue de la déformation principale maximale sur la coté horizontale à la fin de la simulation - Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation

a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Test

Sur la coupe transversale, le faciès de rupture obtenu est en forme conique avec le nouveau modèle ce qui est également plus cohérent avec les résultats expérimentaux (faciès du modèle original en forme de tube) (cf. [Figure 4-67]). Sur la face arrière, l'écaillage prédit par le nouveau modèle est d'environ  $500 \times 2 = 1000$  mm. Cette valeur est proche de la valeur obtenue expérimentalement qui varie de 1100 mm à 1495 mm.

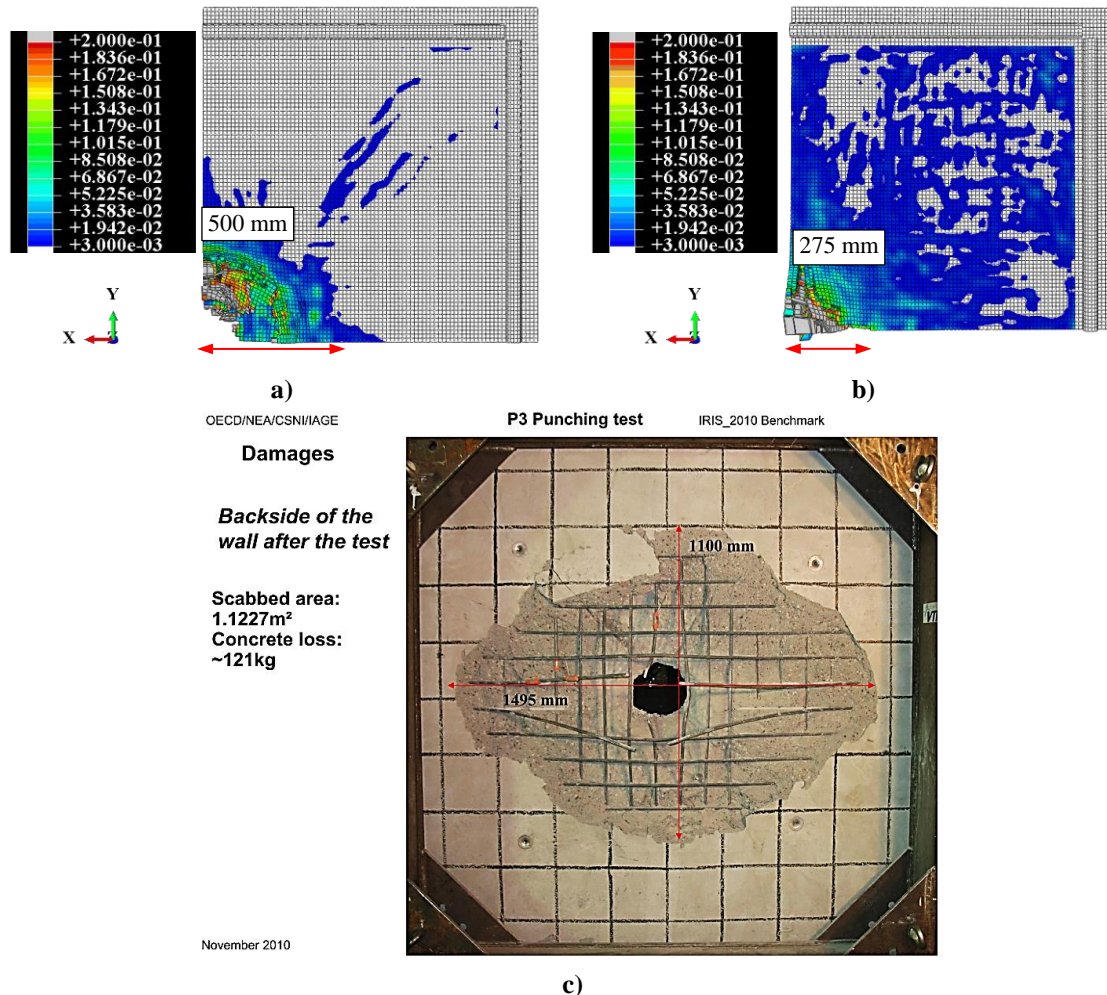


Figure 4-68. Vue de la déformation principale maximale sur la face arrière à la fin de la simulation - Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation

a) Nouveau modèle PRM couplé, b) Modèle PRM couplé original, c) Essai

La Figure 4-69 compare les déplacements de la dalle aux points de mesures sur la face avant obtenus par les deux modèles avec les données expérimentales. La valeur maximale obtenue avec le nouveau modèle est 8 mm, tandis que la valeur prédite par le modèle original est d'environ 57 mm. En comparant à la valeur maximale expérimentale ( $\approx 4$  mm), le déplacement de la dalle obtenu avec le modèle original est trop élevé, tandis que les valeurs produites par le nouveau modèle sont acceptables.



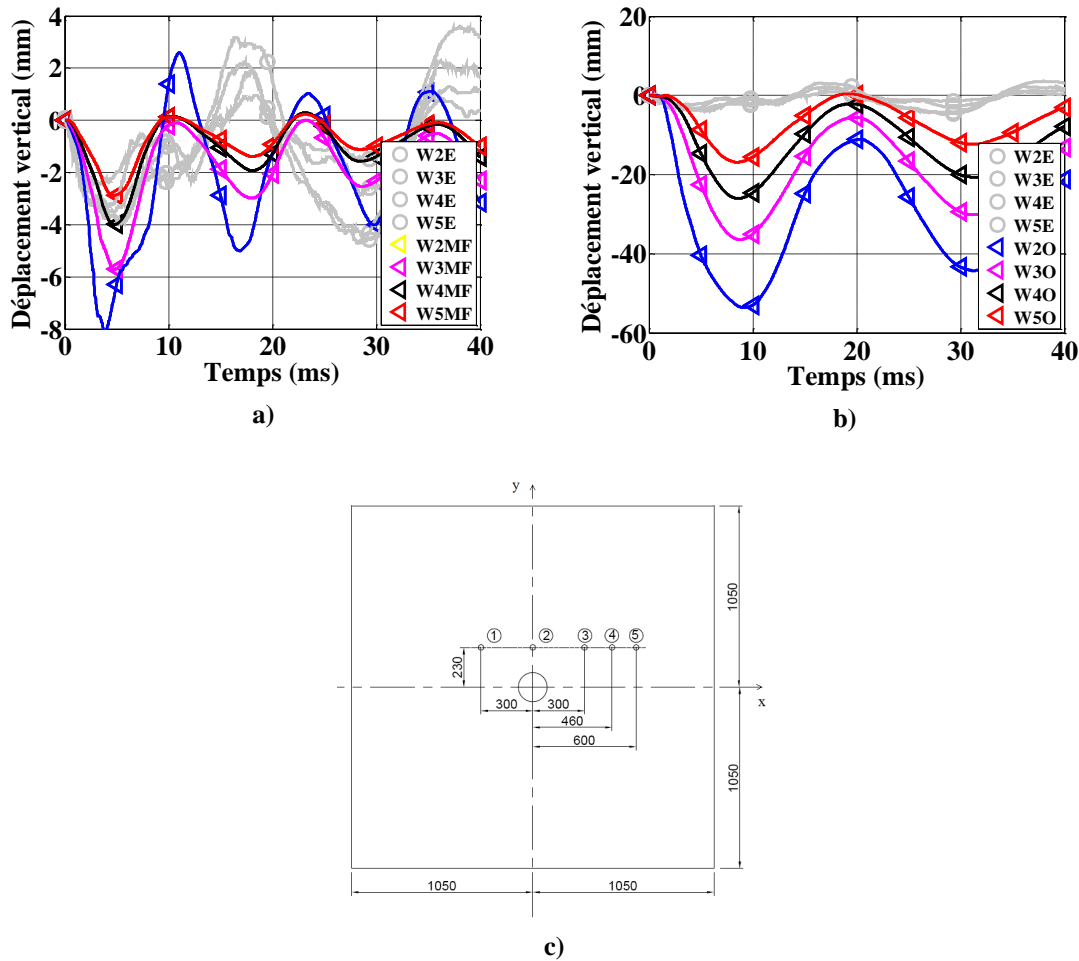
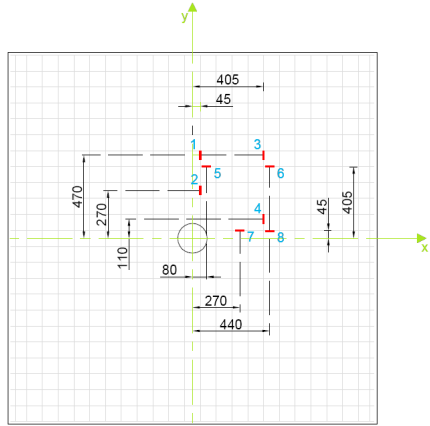


Figure 4-69. Comparaison des déplacements au 5 points de mesure sur la face avant de la dalle : les points W\*O correspondent au modèle originale PRM couplé, les points W\*MF le nouveau modèle couplé (modification finale), les points W\*E les données expérimentales du test de perforation:

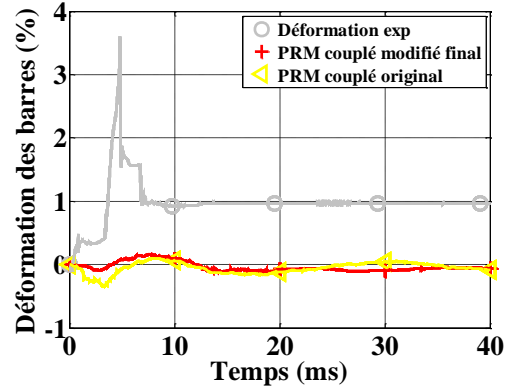
- a) Comparaison entre les résultats du nouveau modèle et les données expérimentales
- b) Comparaison entre les résultats du modèle original et les données expérimentales
- c) Position des points de mesures des déplacements sur la face arrière de la dalle

Barres d'armatures (ferraillage):

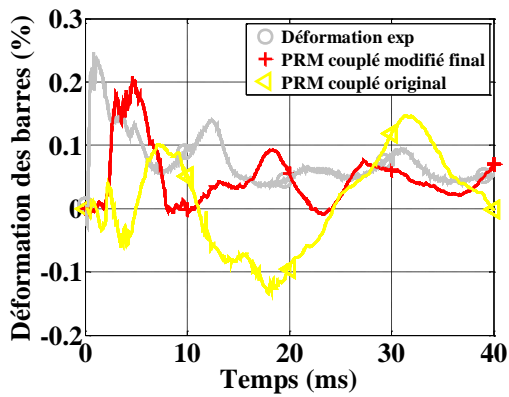
La Figure 4-70 présente la comparaison entre les déformations des barres d'armatures aux positions prédéterminées (sur la nappe de ferrailage proche de la face arrière de la dalle) (cf. [Figure 4-46]) obtenues par les deux modèles avec les valeurs expérimentales. De manière générale, le modèle original prédit des déformations trop importantes par rapport aux valeurs expérimentales, tandis que le nouveau modèle donne des résultats assez proches des valeurs mesurées expérimentalement, sauf pour les positions D1 et D8. En effet, la zone d'écaillage prédite par le nouveau modèle du béton n'est pas aussi large que celle des essais. Par conséquent, les déformations des barres d'armatures calculées à ces positions sont nettement plus faibles.



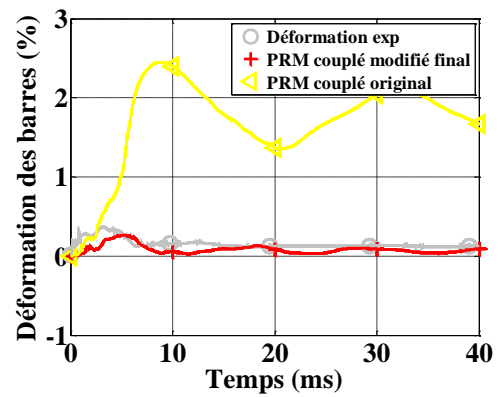
a) Position des jauges sur les barres d'armatures (face arrière de la dalle)



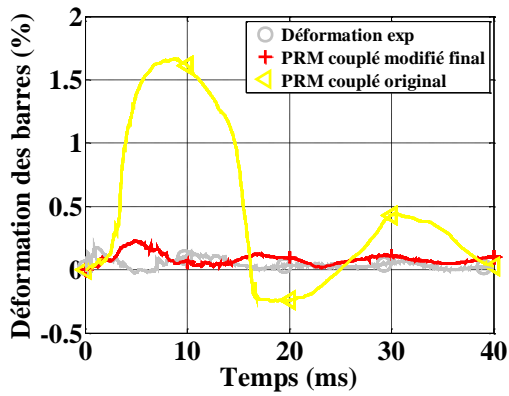
b) D1



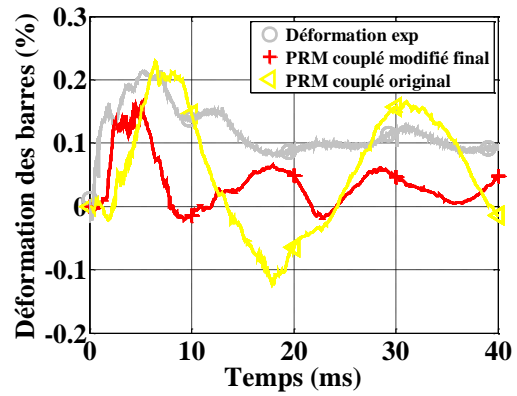
c) D3



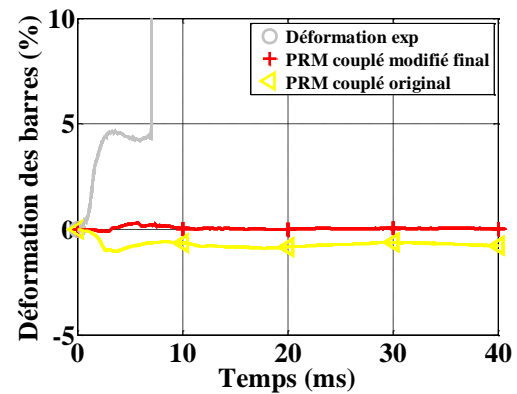
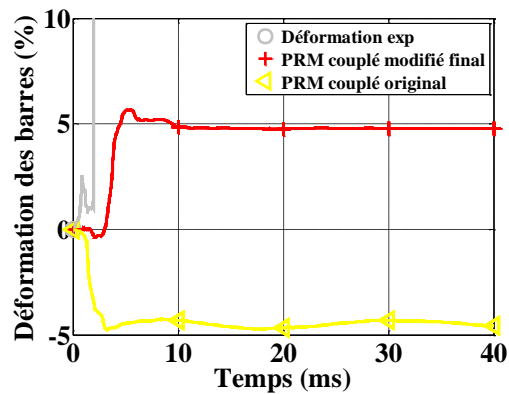
d) D4



e) D5



f) D6



g) D7

h) D8

**Figure 4-70. Comparaison des déformations des barres d'armatures aux positions prédéterminées : la courbe jaune avec les marques triangulaires correspond au modèle PRM couplé original, la courbe rouge avec les marques « + » correspond au nouveau modèle couplé, la courbe grise avec les marques rondes correspond aux mesures expérimentales du test de perforation :**

a) Position des jauges installées sur les barres d'armatures

b) Déformation d'une barre d'acier à la position D1

c) Déformation d'une barre d'acier à la position D3

d) Déformation d'une barre d'acier à la position D4

e) Déformation d'une barre d'acier à la position D5

f) Déformation d'une barre d'acier à la position D6

g) Déformation d'une barre d'acier à la position D7

h) Déformation d'une barre d'acier à la position D8

#### **4.4.3.3. Conclusion sur les résultats des simulations**

Les tests de perforation ont été simulés avec le modèle PRM couplé original et avec le modèle PRM couplé amélioré. La comparaison des résultats de calculs avec ceux issus de l'expérimentation a montré l'intérêt de modifier la variable  $\alpha_{DC}$ , surtout pour la simulation du test de perforation. L'introduction de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne diminue la rigidité globale du béton par rapport au modèle initial. Finalement, l'effet de l'eau n'est pas significatif dans ces tests, sauf le cas où le béton est très humide (presque saturé). Ces trois modifications ont permis d'obtenir des résultats beaucoup plus cohérents avec les résultats d'essais.

#### 5.1. Conclusions

Cette thèse s'inscrit dans un projet global piloté par l'IRSN, le laboratoire 3SR (UJF) et le laboratoire LEM3 (Université de Metz) ayant pour objectif d'étudier la vulnérabilité des ouvrages en béton sous impact. En effet, dans le cadre de ces missions d'expertises, l'IRSN désire disposer d'un outil numérique fiable capable de prédire le comportement mécanique des ouvrages complexes en béton armé ou précontraint sous l'effet de ces chargements.

L'étude bibliographique a permis de rappeler les phénomènes et les sollicitations générées lors d'un impact et a conclu sur la nécessité d'étudier le comportement du béton sous sollicitations de traction dynamique et de compression confinée. Les caractéristiques principales du comportement du béton sous chargement dynamique sévère ont également été rappelées dans cette première partie. L'analyse de résultats d'essais réalisés à l'aide de barres de Hopkinson en compression et traction tendent à montrer que la résistance du béton augmente avec la vitesse de déformation. Des études ont montré qu'en traction cet effet est une caractéristique intrinsèque du matériau (de son comportement élastique, de ses défauts...) alors que l'augmentation apparente de la résistance en compression du béton est plutôt due à l'effet de confinement inertiel auquel le matériau est soumis. De ce fait, d'une part, des essais quasi-statiques sont suffisants pour identifier le comportement en compression du matériau. D'autre part, lorsque le béton est soumis à une contrainte triaxiale de compression, sa résistance déviatorique augmente avec le confinement, il est également observé que le comportement volumique dépend de la contrainte moyenne et de la contrainte déviatorique. A confinement élevé, la résistance du béton dépend aussi fortement de son degré de saturation en eau. Une étude comparative des différents modèles existants a été réalisée et a mis en exergue qu'aucun d'entre eux n'était capable de prendre en compte convenablement tous les phénomènes rencontrés dans le béton lors d'une sollicitation de type impact.

La démarche adoptée pour répondre aux objectifs initiaux a été d'améliorer un modèle existant (le modèle PRM couplé implémenté dans le logiciel ABAQUS en analyse explicite), d'identifier les paramètres de ce modèle sur des essais à l'échelle du matériau et de valider par la suite les améliorations ainsi que la performance du modèle sur des dalles en béton armé (projet International IRIS 2010). Le deuxième chapitre de

ce mémoire a donc été consacré à la caractérisation expérimentale du comportement du béton. Afin de réaliser une identification pertinente du modèle, le matériau testé est identique à celui composant les dalles impactées à savoir un micro-béton nommé le béton C50 du projet IRIS. Cette étude se compose d'une caractérisation en compression quasi-statique du comportement uniaxial et triaxial réalisé à l'aide de la presse GIGA installée au laboratoire 3SR (UJF) à Grenoble ainsi qu'une caractérisation en traction dynamique (menée au laboratoire LEM3, Université de Metz). Les résultats montrent que, sous l'effet du confinement, la rigidité et la résistance maximale au cisaillement du béton augmentent en raison de la réduction de la porosité. La présence d'eau joue un rôle important lorsque le degré de saturation est élevé et lorsque le béton est soumis à un fort confinement. En effet, on peut constater qu'au-delà d'un certain seuil de confinement la résistance maximale au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. L'eau influence également le comportement volumique du béton. Lorsque tous les pores libres du béton sont fermés sous l'effet de la compaction, la faible compressibilité de l'eau s'oppose à la déformation du béton, de sorte que le béton humide est moins déformé que le béton sec pour une même contrainte moyenne. En traction dynamique les résultats obtenus montrent que la résistance en traction du béton C50 peut être multipliée par un facteur quatre pour une vitesse de déformation de l'ordre de  $100 \text{ s}^{-1}$  lorsque le béton est sec ( $Sr = 11\%$ ) et par un facteur cinq lorsque celui-ci est humide ( $Sr = 70\%$ ).

Compte tenu des limites du modèle PRM couplé, trois améliorations ont été proposées dans le chapitre 3. Ces améliorations consistent à :

1. prendre en compte l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne.
2. modifier le calcul de la contrainte mixte « grains + eau » après que le béton ait atteint son état de consolidation (le moment où les volumes libres du béton sont complètement fermés) en adoptant une approche poromécanique proposée par Biot-Coussy. L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de prendre en compte la fermeture des pores remplis d'eau dans le béton après que les volumes libres aient été complètement fermés. Cela permet au béton de se déformer plastiquement plutôt que de façon élastique une fois le point de consolidation du matériau est atteint.
3. modifier la variable de couplage du modèle (entre endommagement et plasticité). La nouvelle variable prend en compte l'angle de Lode pour introduire une dépendance de l'état limite en cisaillement avec le chemin de chargement subi par le béton.

Les effets de ces améliorations ont été présentés à l'échelle du matériau et montrent une meilleure prédiction du comportement du béton. Il s'avère notamment que la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le comportement du béton ainsi que la modification de la prise en compte de l'eau libre permettent d'améliorer sensiblement la prédiction du comportement axial et volumique du béton. Toutefois, à l'échelle du

matériau et pour les pressions de confinement testées, l'impact de la modification de la variable de couplage semble faible.

Ces premières conclusions sont confirmées à l'échelle de la structure ce qui montre l'efficacité et la pertinence des modifications réalisées. En effet, les simulations des essais de perforation (impact dur) réalisés dans le cadre du projet IRIS, et présentées dans le dernier chapitre montrent à nouveau une amélioration sensible du caractère prédictif du modèle d'un point de vue global (faciès de fissuration) et local (déplacements des points de la dalle et déformations des aciers). Il est à noter que les modifications réalisées permettent également de conserver la bonne prédiction des essais de flexion (essais d'impact mou) conférant un caractère universel au modèle (capacité à prédire le comportement du béton pour différents types d'impacts ou à différents niveaux de confinement).

## 5.2. Perspectives

Les améliorations apportées au modèle PRM couplé ont montré leur efficacité et ont permis de reproduire les phénomènes observés lors des tests menés dans le cadre du projet IRIS. Cependant, la modélisation du comportement du béton, notamment sous impact, est un sujet complexe à appréhender et à simuler, qui nécessite des infrastructures expérimentales lourdes et qui dépasse le cadre de cette thèse. En effet, malgré les comparaisons satisfaisantes obtenues entre simulations et essais, il existe encore des points à améliorer pour représenter de manière plus précise et plus physique le comportement du béton :

- Dans l'étude de l'effet de l'eau, le coefficient de Biot est déterminé à l'aide de la technique d'homogénéisation proposée par (Kendall, et al., 1983) sur les pâtes de ciment. Comme la porosité des pâtes de ciment est beaucoup plus importante que celle d'un béton, l'identification de ce coefficient sur un béton est nécessaire pour obtenir une meilleure prédiction du comportement du béton après sa consolidation sous l'effet de la compression avec une loi de type poro-mécanique. Pour ce faire, des tests de compression drainés sur le béton sont nécessaires. Ces tests sont en cours de développement au laboratoire 3SR et devraient permettre une prochaine identification réaliste du coefficient de Biot.
- Lors de chargements sévères, le béton peut subir un trajet de chargement alterné tel que le matériau est, par exemple, d'abord soumis à une pression hydrostatique à très fort confinement, puis à un déchargement et enfin un rechargement triaxial mais avec un confinement moindre que lors du premier chargement. Des études expérimentales au laboratoire 3SR ont montré que le béton préchargé résistait mieux au cisaillement que le béton vierge et que ce phénomène devrait être pris en compte dans le modèle.
- La raideur du matériau est restituée lors du passage de la traction à la compression. En revanche, lors du passage de la compression à la traction, elle est

diminuée pour tenir compte de l'endommagement en extension. Il est possible d'apporter des améliorations au modèle pour mieux modéliser le comportement du béton lors de chargements alternés traction/compression, et de vérifier la bonne prise en compte des effets de vitesse lors des essais en traction par la simulation des essais réalisés par le laboratoire LEM3.

- Dans les simulations des essais d'impacts, la technique d'érosion utilisée repose sur l'atteinte de critères sur les variables du modèle. L'identification de ces critères est faite sur les tests d'impacts à l'échelle de la structure mais devrait aussi être faite à l'échelle du matériau. La simulation des tests d'écaillage pourrait être un bon moyen pour identifier le critère d'érosion lié au modèle d'endommagement. Une étude de sensibilité vis-à-vis des paramètres d'érosion permettra également de vérifier la robustesse des choix réalisés.

De surcroit certaines modifications sont basées sur des constatations expérimentales à l'échelle du matériau mais n'ont pas pu être validées à l'échelle de l'élément de structure dans cette étude. En effet :

- l'influence de la nouvelle variable de couplage demeure faible sur les situations testées lors des essais réalisés par le laboratoire VTT dans le cadre du projet IRIS. L'explication provient du faible niveau de confinement rencontré dans ces essais. Ainsi, le modèle travaille essentiellement dans le domaine correspondant à l'endommagement du béton. Cette variable n'a donc pas encore montré son efficacité, contrairement au cas d'impacts conduisant à de hauts confinements, c'est-à-dire lorsque le modèle active principalement la plasticité. La simulation des tests MEPPEN (Rüdiger & Riech, 1983) dans lesquels la vitesse du projectile est élevée ( $\approx 200$  m/s) et l'épaisseur de la dalle est proche du mètre, illustre bien cette configuration, car le niveau de confinement atteint est très important. Pour le cas de très hauts confinements, notre proposition d'amélioration en prenant en compte l'effet de l'eau dans le béton devrait également être plus pertinente que pour les tests d'impact menés dans le cadre du projet IRIS.
- la présence d'eau libre dans le béton a une forte influence sur le comportement du béton mais la validation à l'échelle de la dalle n'a pas pu être réalisée. Si dans la littérature des essais sur dalles épaisses humides existent, il est extrêmement difficile d'obtenir des dalles épaisses sèches (ou à minima dont le degré de saturation est faible) du fait des durées de séchage du béton. De surcroit le taux de saturation réel d'une structure n'est pas constant et présente même de forts gradients. Il serait donc intéressant de coupler le modèle présenté dans ce mémoire de thèse à un modèle de séchage permettant d'obtenir un profil d'humidité relative réaliste dans l'épaisseur de la dalle. Différents tests sur des dalles épaisses en béton caractérisées par différents degrés de saturation seraient donc nécessaires pour valider la modification proposée concernant le degré de saturation.

---

L'extension du modèle à d'autres cas est également une perspective intéressante. En effet :

- la simulation des tests d'impact n'est réalisée que sur un type de béton. La validation sur d'autres bétons (béton standard, béton à haute performance, béton fibré...) est nécessaire pour élargir son domaine d'application. Pour cela des essais de traction dynamique et de compression confinée seraient nécessaires ainsi qu'une validation à l'échelle de la structure.
- la prise en compte de l'interaction entre le béton et les armatures et notamment l'adhérence ou le glissement entre ceux-ci est également un phénomène qui n'est pas pris en compte dans nos simulations alors qu'il a probablement un effet sur la réponse du modèle. Il conviendrait donc d'identifier des lois d'interaction de ces deux éléments y compris l'influence de la vitesse de chargement pour permettre de modéliser l'interface acier béton de manière réaliste et de voir l'impact de l'hypothèse sous-jacente à nos simulations à savoir une adhérence parfaite entre acier et béton. Pour cela des tests de traction « pull out » dynamique devraient être réalisés.

Finalement, pour répondre de façon complète à l'objectif initial de l'IRSN qui est de disposer d'un outil numérique fiable capable de prédire le comportement d'une structure soumise à une sollicitation de type impact, un dernier changement d'échelle est nécessaire. En effet, les plus gros éléments de structures testés dans cette campagne restent loin des dimensions d'un ouvrage réel. Actuellement, les performances des calculateurs ne sont pas suffisantes pour permettre la simulation complète d'une structure dite sensible avec des éléments finis dont le comportement est fortement non linéaire. Des méthodes de couplages entre éléments finis 3D pour les zones d'impact et éléments finis de type coque pour le reste de la structure pourraient être développées. Une autre piste consiste à calculer les déplacements aux limites de la zone impactée par un calcul avec des éléments grossiers et à appliquer ces conditions limites réalistes aux simulations de types impact sur dalles.





---

## Bibliographie

---

- Acker, P. U. F., 2001. *Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements*, s.l.: Nuclear Engineering and Design 203(2–3): 143-158.
- Agardh, L. & Laine, L., 1999. *3D FE-simulation of high-velocity fragment perforation of reinforced concrete slabs*, s.l.: International Journal of Impact Engineering 22, 911-922.
- Bailly, P., Tombini, C. & Le Vu, O., 1996. *Modélisation de géomatériaux sous sollicitations dynamiques élevées. I : Un tir de pénétration sur cible en béton*, s.l.: Colloque du réseau GEO,Aussois, 2-6 décembre, France.
- Bai, Y. & Wierzbicki, T., 2008. *A new model of metal plasticity and fracture with pressure and Lode dependence*, s.l.: International Journal of Plasticity 24, 1071–1096.
- Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T. & Coussy, O., 1999. *Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high performance cementitious materials*, s.l.: Cement Concrete research 29, pp. 1225-1238.
- Beppu, M. et al., 2008. *Damage evaluation of concrete plates by high-velocity impact*, s.l.: International Journal of Impact Engineering 35 (2008) 1419–1426.
- Bischoff, P. & Perry, S., 1991. *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*, s.l.: Materials and Structures, 24, p. 425-450, 1991.
- Bonnan, S., 1996. *Modélisation mésomécanique du comportement sous choc de l'aluminium poreux - Validation expérimentale*, s.l.: Thèse de doctorat, Université de Poitiers, France.
- Bonora, N., Gentile, D., Pirondi, A. & Newaz, G., 2005. *Ductile damage evolution under triaxial state of stress: theory and experiments*, s.l.: Int. J. Plasticity 21, 981–1007.
- Brara, A. & Klepaczko, J. R., 2006. *Experimental characterisation of concrete dynamic tensile behaviour*, s.l.: Mechanics of Materials, 38, pp. 253-267.

Brencich, A. & Gambarotta, L., 2001. *Isotropic damage model with different tensile–compressive response for brittle materials*, s.l.: International Journal of Solids and Structures 38, 5865-5892.

Brooks, J., 2003. *Advance concrete technology: concrete properties*, s.l.: s.n.

Brossard, J., 1997. *Mécanique générale - Dynamique : théorie classique du choc*, s.l.: Techniques de l'ingénieur, Dossier A1668.

Burlion, N., Gatuingt, F., Pijaudier-Cabot, G. & Daudeville, L., 1998. *Compaction and tensile damage in concrete : constitutive modelling and application to dynamics*, s.l.: Comput. Methods Appl. Engrg.183, 291-308.

Burlion, N., Pijaudier-Cabot, G. & Dahan, N., 2001. *Experimental analysis of compaction of concrete and mortar*, s.l.: Internation Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 25, 1467-1486 (DOI: 10.1002/nag.178).

Buzaud, E., 1998. *Performances mécaniques et balistiques du microbéton MB50*, s.l.: Rapport technique, Dynalis, pour le Centre d'Études de Gramat. 30, 32, 185.

Cadoni, E. et al., 2001. *Strain rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels*, s.l.: Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 34, pp 21-26.

Calvo, J. et al., 1995. *Pore size distributions in micro-porous membranes. 2. Bulk characterization of tracketched filters by air porometry and mercury porosimetry*, s.l.: Journal of Colloid and Interface Science 176, 467-478.

Candappa, D., Sanjayan, J. & Setunge, S., 2001. *Complete Triaxial Stress-Strain Curves of High-Strength Concrete*, s.l.: J. Mater. Civ. Eng., 13(3), 209–215..

CEB, 1988. *Concrete structures under impact and impulsive loading*, Lausanne, Switzerland: s.n.

Celentano, D. & Chaboche, J., 2007. *Experimental and numerical characterization of damage evolution in steels*, s.l.: Int. J. Plasticity 23, 1739–1762.

Cervera, M., Olivier, J. & Manzoli, O., 1996. *A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams*, s.l.: Earthquake engineering and structural dynamics, vol 25, 987-1010.

Cervera, M., Olivier, J. & Manzoli, O., 1996. *A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams*, s.l.: Earthquake engineering and structural dynamics, vol 25, 987-1010.

Chaboche, J., 1981. *Continuous damage mechanics: a tool to describe phenomena before crack initiation*, s.l.: Nucl. Eng. Des. 64, 233–247.

- Chaboche, J., Lesne, P. & Maire, J., 1995. *Continuum damage mechanics, anisotropy and damage deactivation for brittle materials like concrete and ceramic composites*, s.l.: Int. J. Damage Mech. 4, 5–22..
- Chambart, M., 2009. *Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine*, s.l.: Thèse de doctorat. Ecole normale supérieure de Cachan.
- Chanvillard, G., 1999. *Le matériau béton: connaissances générales.*, s.l.: Aléas; 115–139.
- Coussy, O., 1995. *Mechanics of Porous Continua*, s.l.: Wiley Ltd, New-York.
- Cundall, P. & Strack, O., 1979. *A discrete numerical model for granular assemblies*, s.l.: Geotechnique, 29 :47–65.
- D'addetta, G., Kun, F., Ramm, E. & Herrmann, H., 2001. *From solids to granulates-discrete element simulations of fracture and fragmentation processes in geomaterials*, s.l.: Lecture Note in Physics, 568:231–258.
- Dakhmouche Chabil, F., 2009. *Carbonatation de bétons adjuvantes à base de ressources locales algériennes*, s.l.: Docteur de l'université d'Orléans et de l'Université Mentouri de Constantine.
- Daux, C. et al., 2000. *Arbitrary branched and intersecting cracks with the extended finite element method*, s.l.: International Journal for Numerical Methods in Engineering, 48:1741–1760.
- Davis, R., 1972. *Thermodynamic Response of Mie-Grüneisen Materials at High Pressures*, s.l.: Phys. kondens. Materie 15, 230-236.
- Diamond, S., 2000. *Mercury porosimetry : An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials*, s.l.: Cement and Concrete Research, vol 30, pp. 1517-1525.
- Donzé, F. et al., 1999. *Numerical Study of Compressive Behavior of Concrete at High Strain Rates*, s.l.: Journal of Engineering Mechanics, Volume 125, Issue 10.
- Dragon, A. & Mroz, Z., 1979. *A continuum model for plastic-brittle behavior of rock and concrete*, s.l.: Int. J. Eng. Sci. 17, 121–137.
- Drucker, D. & Prager, W., 1952. *Soil Mechanics and plastic analysis or limit design*, s.l.: Quart. Appl. Math, Vol.10, n°2, 157-165.
- Dupray, F., 2008. *Comportement du béton sous fort confinement : Étude en compression et en extension triaxiales à l'échelle mésoscopique*, s.l.: Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier - Grenoble I.

Eibl, J., 1987. *Soft and Hard Impact. Concrete for Hazard Protection*, Edinburgh,UK: s.n.

Eibl, J. & Bachmann, H., 1993. *Festigkeitsverhalten von Beton unter dem Einfluß der Dehngeschwindigkeit*, s.l.: Maasivbau Baustofftechnologie Karlsruhe, Universität Karlsruhe.

Erzar, B., Forquin, P., Pontiroli, C. & Buzaud, E., 2010. *Influence of aggregate size and free water on the dynamic behaviour of concrete subjected to impact loading*, s.l.: ICEM 14 – 14th International Conference on Experimental Mechanics, Vol. 6.

Etse, G., 1992. *Theoretische und numerische Untersuchung zum diffusen und lokalisierten Versagen in Beton*, s.l.: PhD thesis, University of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany.

Forquin, P., Safa, K. & Gary, G., 2010. *Influence of free water on the quasi-static and dynamic strength of concrete in confined compression test*, s.l.: Cement and Concrete Research 40, 321-333.

Forrestal, M. J., Frew, D. J., Hanchak, S. J. & al., e., 1996. *Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles*, s.l.: International Journal of Impact Engineering. 18, 465–476.

Frémond, M. & Nedjar, B., 1995. *Damage in concrete : the unilateral phenomenon*, s.l.: Nuclear Engineering and Design 156, 323-335.

Gabet, T., 2006. *Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes : Influence du trajet de chargement*, s.l.: Doctorat de thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble.

Gabet, T., Malécot, Y. & Daudeville, L., 2008. *Triaxial behaviour of concrete under high stresses : Influence of the loading path on compaction and limit states*, s.l.: Cement and Concrete Research 38, 403–412.

Gary, G., 1990. *Essai à grande vitesse sur béton*, s.l.: Problèmes spécifiques, Rapport spécifique du GRECO, GRECO Publisher, Paris.

Gary, G. & Zhao, H., 1996. *Measurement of the dynamic behaviour of concrete under impact loading*, s.l.: Proc., 2nd ISIS.

Gatuingt, F. & Pijaudier-Cabot, G., 2002. *Coupled damage and plasticity modeling in transient dynamic analysis of concrete*, s.l.: Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 26, 1–24.

Georgin, J., Reynouard, J. & Merabet, O., 1998. *Modeling of concrete at high strain rate*, s.l.: Computational Modeling of Concrete Structures 2, Rotterdam, pp. 593–601.

---

Gesellschaft für Reaktorsysteme (GRS) mbH, 2010. *Problem Statement Concerning German Meppen-Tests II/4 and II/5. Report for IRIS Benchmark Participants..* s.l.:s.n.

Gran, J. & Frew, D., 1997. *In-target radial stress measurements from penetration experiments into concrete by ogive-nose steel projectiles*, s.l.: Int. J. Impact Engng, Vol. 19, No. 8, pp. 715-726.

Gran, J. & Frew, D., 1997. *Measurement and computation of dynamic stresses during penetration into concrete*, s.l.: In Proceeding of 8th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, Mc Lean, Virginia.

Grassl, P. & Jirasek, M., 2006. *Damage-plastic model for concrete failure*, s.l.: International Journal of Solids and Structures, 43, n°22-23, p. 7166-7196.

Grote, D., Park, S. & Zhou, M., 2001. *Dynamic behavior of concrete at high strain rates and Pressures: I. experimental characterization*, s.l.: International journal of impact engineering 25, 869-886.

Gurson, A., 1977. *Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I- Yield criteria and flow rules for porous ductile media*, s.l.: Engrg. Materials and Technology 99, 2-15.

Hansen, E. & Willam, K., 2001. *A two-surface anisotropic damage/plasticity model for plain concrete*, s.l.: Proceedings of Francos-4 Conference Paris, May 28-31, 2001, Fracture Mechanics of Concrete Materials, R. de Borst (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 549-556..

Hild, F., Denoual, C., Forquin, P. & Brajer, X., 2003. *On the probabilistic transition involved in a fragmentation process of brittle materials*, s.l.: Computers and Structures 81, 1241-1253.

Hillerborg, A., Modeer, M. & and Petersson, P., 1976. *Analysis of crack formation and growth in concrete means of fracture mechanics and finite elements*, s.l.: Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773-782.

Hill, R., 1950. *The mathematical theory of plasticity*, s.l.: Clarendon Press Oxford.

Hopkinson, B., 1914. *A Method of Measuring the Pressure Produced in the Detonation of High Explosives or by the Impact of Bullets*, s.l.: Philos. Trans. R. Soc. (London) A, 213, pp. 437-456.

Hsieh, S., Ting, E. & and Chen, W., 1982. *A Plasticity-fracture model for concrete*, s.l.: Int. J. Solids Struct., 18-3, 181-197.

IRIS, 2010-2012. *Improving Robustness Assessment Methodologies for Structures Impacted by Missile*, s.l.: NEA/CSNI/R(2011)8.

Iskandar, A., 1990. *Caractérisation de l'espace poreux de roches sédimentaire par l'étude d'équilibres capillaires*, s.l.: Thèse de doctorat. ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES.

Janach, W., 1976. *The role of bulking in brittle failure of rocks under rapid compression*, s.l.: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 13(6),177-186.

Jason, L., Huerta, A., Pijaudier-Cabot, G. & Ghavamian, S., 2006. *An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model*, s.l.: Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 195, 7077–7092.

Johnson, J. & Cook, W., 1985. *Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures*, s.l.: Engineering Fracture Mechanics 21, 31-48.

Jonas, W. et al., 1982. *Kinetische Grenztragfähigkeit von Stahlbetonplatten, RS 165, Schlussbericht (Rapport final)*, s.l.: IV. Technischer Bericht, Hochtief AG.

Jumikis, S. & Alfreds, R., 1983. *Rocks Mechanics, 2nd ed*, s.l.: Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld.

Kachanov, L., 1958. *Time of the rupture process under creep conditions*, s.l.: Isv.Akad. Nauk SSA Otd. Tekh..

Kang, H. D. & Willam, K. J., 1999. *Localization characteristics of triaxial concrete model*, s.l.: Journal of Engineering Mechanics-Asce, vol. 125, p. 941-950.

Kendall K., Howard A. J., Birchall J. D., Pratt P. L., Proctor B. A. and Jefferis S. A. , 1983. *The Relation between Porosity, Microstructure and Strength, and the Approach to Advanced Cement-Based Materials*, s.l.: Phil. Trans. R. Soc. Lond. A1983 310 ,139-153.

Kennedy, R., 1976. *A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects*, s.l.: Nuclear Engineering and Design;37:183–203.

Koechlin, P., 2007. *Modèle de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l'analyse de structures minces en béton armé sous choc mou*, s.l.: Thèse de Doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie – Paris VI..

Kœchlin, P. & Potapov, S., 2009. *Classification of soft and hard impacts-Application to aircraft crash*, s.l.: Nuclear Engineering and Design 239.

- Kolsky, H., 1949. *An Investigation of the Mechanical Properties of Materials at Very High Rates of Loading*, s.l.: Proc. Phys. Soc. London, B62, p.676.
- Krieg & R.D., 1978. *A simple constitutive description for soils and crushable foams*, s.l.: SC-DR-72-0883 , Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico, 1978.
- La Borderie, C., 1991. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structure en béton*, s.l.: thèse de doctorat de l'université PARIS 6, 1991..
- Lin, G. & Yan, D., 2006. *Strain-Rate Sensitivity of Concrete: Influence of Moisture Content*, s.l.: Key Engineering Materials Vols, 326-328, pp 1661-1664.
- Li, Q. & Meng, H., 2003. *About the dynamic strength enhancement of concrete-like materials in a split Hopkinson pressure bar test*, s.l.: International Journal of Solids and Structures 40, 343–360.
- Li, Q., Reid, S., Wen, H. & Telford, A., 2005. *Local impact effects of hard missiles on concrete targets*, s.l.: International Journal of Impact Engineering 32 (2005) 224–284.
- Liu, J. & Foster, S. J., 2000. *A three-dimensional finite element model for confined concrete structures*, s.l.: Computers & Structures, vol. 77, n°5, p. 441-451.
- Malecot, Y., Vu, X. & Daudeville, L., 2009. *Unconfined compressive strength is a poor indicator of the high-pressure mechanical response of concrete*, s.l.: DYMAT 2009,1325–1331. DOI: 10.1051/dymat/2009187.
- Malvern, L. & Ross, C., 1985. *Dynamic response of concrete and concrete structures*, s.l.: Second Annual Technical Report, AFOSR contract no. F49620-83-K007.
- Mariotti, C., Perlat, J. & Guerin, J., 2003. *A numerical approach for partially saturated geomaterials under shock*, s.l.: International Journal of Impact Engineering 28 (2003) 717 - 741..
- Mazars, J., 1984. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*, s.l.: PhD thesis, Doctorat d'état de l'Université Paris VI, Paris, France, 1984..
- Mazars, J. & Berthaud, Y., 1989. *Une technique expérimentale appliquée au béton pour créer un endommagement diffus et mettre en évidence son caractère unilatéral*, s.l.: C.R.A.S. t. 308, série II, 1989, 579-584.
- Mazars, J., Berthaud, Y. & Ramtani, S., 1990. *The unilateral damage behaviour of damaged concrete*, s.l.: Engineering Fracture Mechanics, 35(4):629–635. 44.



Menétrey, P. & Willam, K., 1995. *Triaxial failure criterion for concrete and its generalization*, s.l.: ACI Structural Journal, 92 (3), pp. 311–318.

Merabet, O., 1990. *Modélisation des structures planes en béton armé sous chargements monotone et cyclique*, s.l.: Thèse de doctorat. INSA de Lyon.

Needleman, A. & Tvergaard, V., 1984. *An analysis of ductile rupture in notch bars*, s.l.: J. Mech. Phys. Solids 32, 461 - 490.

Norme français NF P18-404, s.d. La mise en oeuvre du coulage de béton Norme ISO 5017 : Mesure de la porosité accessible à l'eau. Dans: s.l.:s.n.

Olivier, J., 1997. *Les résultats des essais croisés AFREM pour la détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau des bétons, 11 et 12 décembre 1997*, Toulouse: s.n.

Olivier, J., Torrenti, J. & Carcassès, M., 2012. *Physical Properties of concrete and concrete constituents*, s.l.: ISTE Ltd and John Wiley&Sons,Inc, page 162.

Ortiz, M., 1985. *A constitutive theory for the inelastic behavior of concrete*, s.l.: Mech. Mater. 4 (1), 67–93..

Ortiz, M. & Pandolfi, A., 1999. *Finite-deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack-propagation analysis.*, s.l.: Int. J. Num. Meth. Eng., 44:1267–1282..

Papanikolaou, V. K. & Kappos, A. J., 2007. *Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression*, s.l.: International Journal of Solids and Structures, vol. 44, n° 21, p. 7021-7048.

Poinard, C., Malecot, Y. & Daudeville, L., 2010. *Damage of concrete in a very high stress state: experimental investigation*, s.l.: Materials and Structures 43:15–29. DOI 10.1617/s11527-008-9467-6.

Pontioli, C., 1995. *Comportement au souffle des structures en béton armé. Analyse expérimentale et modélisation*, s.l.: Thèse de doctorat. Ecole normale supérieure de Cachan.

Pontioli, C., Rouquand, A. & Mazars, J., 2010. *Predicting concrete behavior from quasi-static loading to hypervelocity impact. An overview of the PRM Model.*, s.l.: European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2010, vol. 14/6-7, pp. 703-727 – doi :10.3166/ejece.14.703-727.

Ragueneau, F. & Gatuingt, F., 2003. *Inelastic behavior modelling of concrete in low and high strain rate dynamics*, s.l.: Computers and Structures, Vol. 81,1287–1300.

- Raveendra, B., Gurmail, S. & Arbind, K., 2006. *Plasticity-based constitutive model for concrete in stress space*, s.l.: Latin American Journal of Solids and Structures, Vol.3, 417-441.
- Ross, C., Jerome, D., Tedesco, J. & Hugues, M., 1996. *Moisture and strain rate effects on concrete strength*, s.l.: ACI Mater. J., 93 (3), pp. 293–300.
- Rossi, P., 1991. *A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates*, s.l.: Materials and Structures, Volume 24, Issue 6, pp 422-424.
- Rossi, P., 1994. *Dynamic behaviour of concretes: from the material to the structure*, s.l.: Materials and Structures, 27, 319-323.
- Rossi, P., 1997. *Strain rate effects in concrete structures : the LCPC experience*, s.l.: Materials and Structures/Matériaux et Constructions, pp 54-62.
- Rossi, P. et al., 1994. *Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension*, s.l.: Materials and Structures, Volume 27, Issue 5, pp 260-264.
- Rouquand, A., 1997. *Etudes de vulnérabilité des infra structures enterrées, programmation dans le logiciel ABAQUS explicite du modèle rhéologique pour les sols de Krieg et Swenson*, s.l.: Centre d'Etudes de Gramat, rapport technique, T97-0009.
- Roy, D. & Gouda, G., 1973. *Porosity–strength relation in cementitious materials with very high strengths*, s.l.: Journal of the American Ceramic Society; 53(10):549–550..
- Rüdiger, E. & Riech, H., 1983. *Experimental and theoretical investigations on the impact of deformable missiles onto reinforced concrete slabs*. Chicago: Transactions of the 7th SMiRT Conference, Paper No. J8/3.
- Schmidt, M., Cazacu, O. & Green, M., 2008. *Experimental and theoretical investigation of the high-pressure behavior of concrete*, s.l.: Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. DOI: 10.1002/nag.700.
- Sfer, D., Carol, I., Gettu, R. & Etse, G., 2002. *Study of the Behavior of Concrete under triaxial compression*, s.l.: Journal of Engineering Mechanics, 123(2) : 156-163.
- Sugano, T. et al., 1993. *Full-scale aircraft impact test for evaluation of impact force*, s.l.: Nuclear Engineering and Design, vol. 140, n°3, p. 373-385.
- Svoboda, A., Wedberg, D. & Lindgren, L., 2010. *Simulation of metal cutting using a physically based plasticity model*, s.l.: Modelling Simul. Mater. Sci. Eng. 18, 075005. Doi:10.1088/0965-0393/18/7/075005.

Swenson, . D. V. & Taylor , L. M., 1983. *A finite element model for the analysis of tailored pulse stimulation of boreholes*, s.l.: International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 7, pp 469-484.

Tedesco, J. & Ross, C., 1998. *Strain-rate-dependent constitutive equations for concrete*, s.l.: ASME J. Press. Vessel Technol. 120 , pp. 398–405.

Terzaghi, C., 1925. *Principles of Soil Mechanics*. s.l.:Engineering News-Record, 95(19-27).

Thabet, A. & Haldane, D., 2000. *Three-Dimensional Simulation of Nonlinear Response of Reinforced Concrete Members Subjected to Impact Loading*, s.l.: ACI Structural Journal, Technical paper.

Toulemonde, F., 1994. *Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages*, s.l.: Thèse de doctorat, LCPC, Paris.

Voyiadjis, G., Taqieddin, Z. & Kattan, P., 2008. *Anisotropic damage-plasticity model for concrete*, s.l.: International Journal of Plasticity, Vol. 24, 1946-1965.

Vu, X., 2007. *Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment*, Grenoble: thèse de doctorat, Université Joseph Fourier- Grenoble I.

Vu, X., Malecot, Y., Daudeville, L. & Buzaud, E., 2009. *Effect of the water/cement ratio on concrete behavior*, s.l.: Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech; 33:1867–1888.

Vu, X., Malecot, Y., Daudeville, L. & Buzaud, E., 2008. *Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: effect of the saturation ratio*, s.l.: International Journal of Solids and Structures 46: 1105-1120, DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2008.10.015..

Warren, T., Fossum, A. & Frew, D., 2004. *Penetration into low-strength (23 MPa) concrete:target characterization and simulations*, s.l.: International Journal of Impact Engineering 30, 477–503.

Washburn , E., 1921. *Proceedings of the National Academy of Sciences, PNASA*, s.l.: Pavement Design Guide, Texas Department of Transportation, Vol. 7, 1921, p. 115.

Willam, K. & Warnke, E., 1975. *Constitutive model for the triaxial behavior of concrete*, s.l.: Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng. Proc., 191–31.

William, K. & Warnke, E., 1974. *Constitutive model for triaxial behavior of concrete*, s.l.: Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering , vol 19, pp. 1- 30.

---

Williams, E. M., Akers, S. A. & Reed, P. A., 2005. *Laboratory characterization of fine aggregate cementitious material*, s.l.: Rapport technique ERDC/GSL TR-05-16, US Army Engineer Research and Development Center. 24, 25, 26, 30, 31, 32, 36, 169, 185.

Williams, E. M., Akers, S. A. & Reed, P. A., 2006. *Laboratory Characterization of SAM-35 Concrete*, s.l.: Rapport technique ERDC/GSL TR-06-150. US Army Engineer Research and Development Center.

Wœstyn, S., Delaplace, A. & Kœchlin, P., 2006. *Analyse de la rupture dynamique du béton par un modèle discret.*, s.l.: Revue Européenne de Génie Civil, 10(10):1281–1308. 51.

Yurtdas, I., Burlion, N. & Skoczylas, F., 2004. *Triaxial mechanical behaviour of mortar : Effects of drying*, s.l.: Cement and Concrete Research 34, 1131-1143.

Zhou, J., Chen, X., Wu, L. & Kan, X., 2011. *Influence of free water content on the compressive mechanical behaviour of cement mortar under high strain rate*, s.l.: Sadhana Vol.36, Part 3, pp.357-369. Indian Academy of Sciences.

Zielinski, A., 1982. *Fracture of concrete and mortar under uniaxial impact tensile loading*, s.l.: Doctoral Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands..



---

## Table des figures

---

Figure 1-1. Modèle mécanique simple d'un impact à travers un système de masse-ressort (Eibl, 1987) (CEB, 1988) .....	6
Figure 1-2. Impact mou (CEB, 1988) .....	7
Figure 1-3. Impact dur (Eibl, 1987) .....	7
Figure 1-4. Classification des impacts (Kœchlin & Potapov, 2009) .....	8
Figure 1-5. Effets de l'impact du projectile sur une structure cible en béton, (a) Pénétration, (b) Rupture en cône, (c) Cratérisation, (d) Fissures sur (i) Face avant et (ii) Face arrière (e) Ecaillage, (f) Perforation, et (g) Réponse globale de la cible, (Kennedy, 1976) .....	9
Figure 1-6. Scénario de perforation d'après les essais Meppen (Jonas, et al., 1982) ....	10
Figure 1-7. Compilation des résultats de tests de compression dynamique (Bischoff et Perry, 1991) .....	11
Figure 1-8. Système de barres Hopkinson pour la compression dynamique.....	13
Figure 1-9. Surface de rupture avec les granulats cassés dans les tests d'écaillage réalisés par Brara et al (Brara & Klepaczko, 2006) .....	14
Figure 1-10. Traction dynamique (Eibl & Bachmann, 1993).....	15
Figure 1-11. Comparaison du comportement volumique du mortier soumis au test hydrostatique et test oedométrique (Burlion, et al., 2001) (E/C =0.5) .....	16
Figure 1-12. Comportement volumique de l'aluminium poreux (Bonnan, 1996) sous chargements hydrostatique et oedométrique.....	17
Figure 1-13. Comparaison du comportement volumique du béton sous différents chemins de chargement (Gabet, et al., 2008), a) chemins de chargement dans « espace de contrainte », b) comportement volumique (évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique) .....	18
Figure 1-14. Comparaison du comportement volumique des mortiers de différents rapports Eau/Ciment (E/C =0,3 ; 0,5 ; 0,8) soumis au test oedométrique. (Burlion, et al., 2001) .....	18
Figure 1-15. Résultat des essais à 650 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04). (Vu, et al., 2009).....	19
Figure 1-16. Comportement axial de mortiers avec différents degrés de saturation soumis au test oedométrique (Burlion, et al., 2001) .....	19
Figure 1-17. Courbes de comportement volumique du R30A7 à différents confinements et pour différents degrés de saturation : Contrainte moyenne $\sigma_m$ en fonction de la déformation volumique $\varepsilon_v$ ; p : pression de confinement ; Sr : Degré de saturation de l'échantillon (Vu, et al., 2009).....	20
Figure 1-18. Résultats d'essais de compression triaxiale sur mortier avec une pression de confinement variant entre 0 et 400 MPa. Evolution du déviateur q avec : a) la déformation axiale, b) la déformation volumique, c) la contrainte moyenne (Williams, et al., 2005) .....	21

Figure 1-19. Résultats d'essais de compression triaxiale sur le micro-béton MB50 avec une pression de confinement variant entre 30 et 800 MPa par (Buzaud, 1998), Evolution du déviateur q en fonction a) la déformation axiale, b) la contrainte moyenne.....	21
Figure 1-20. Evolution des contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales lors des essais triaxiaux sur le béton SAM-35 (porosité =20%, Sr = 40%) avec une pression de confinement variant de 5 MPa à 400 MPa (Williams, et al., 2006).....	22
Figure 1-21. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatique à 500MPa de confinement (Schmidt, et al., 2008).....	23
Figure 1-22. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatique à 600MPa de confinement (Poinard, et al., 2010).....	23
Figure 1-23. Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale lors des essais triaxiaux de différents niveaux de confinement (Schmidt, et al., 2008).....	23
Figure 1-24. Récapitulatif des essais de compression triaxiale du béton R30A7 pour différentes pressions de confinement, a) p = 50 MPa, b) p = 100 MPa, c) p = 200 MPa, d) p = 400 MPa, e) p = 650 MPa (Vu, et al., 2008) .....	24
Figure 1-25. Courbe d'état limite de cisaillement du béton R30A7 selon le critère de déformation volumique maximale (Vu, et al., 2008) .....	25
Figure 1-26. Échelle de modélisation (D'addetta, et al., 2001) .....	26
Figure 1-27. Comportement uniaxial du béton lors d'un cycle chargement – déchargement a) modèle d'endommagement, b) modèle de plasticité avec l'écrouissage négatif.....	33
Figure 1-28. Comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale (Voyiadjis, et al., 2008) .....	33
Figure 1-29. Comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression (Burlion, et al., 1998) .....	34
Figure 2-1. Evolution de la masse des échantillons saturés à l'eau ( $M_{eau\_air}$ ) en fonction de temps.....	40
Figure 2-2. Evolution de la masse des échantillons en conditions d'échange libre avec l'air ambiant ( $M_{humide}$ ) en fonction de temps.....	40
Figure 2-3. Evolution de la masse des échantillons séchés dans l'étuve à 50°C ( $M_{sec}$ )..	40
Figure 2-4. Distribution des tailles des pores et la porosité de deux échantillons .....	42
Figure 2-5. Distribution des tailles des pores et le volume massique incrémental de deux échantillons.....	42
Figure 2-6. Evolution du degré de saturation à l'air ambiant.....	43
Figure 2-7. Vue d'ensemble de la press Schenck .....	44
Figure 2-8. Echantillon instrumenté, centré sur le plateau de la press Schenck .....	44
Figure 2-9. Câblage des jauges sur l'échantillon (Vu, 2007) .....	46
Figure 2-10. Résultats bruts : Courbes de contrainte-déformation mesurée par les jauges (JA : jauge axiale et JO : jauge orthoradiale).....	47
Figure 2-11. Résultats bruts : Courbe de contrainte-déformations mesurée par les LVDTs.....	47
Figure 2-12. Comparaison des mesures faites par les jauges (valeur moyenne) et les LVDT (valeur moyenne).....	48
Figure 2-13. Assemblage deux courbes mesurées par jauges et LVDT. Résultats traités : Courbe de la contrainte-déformations $\sigma_x=f(\epsilon_x)$ .....	48
Figure 2-14. Comportement axial des essais de compression simple .....	48
Figure 2-15. Comportement volumique des essais de compression simple.....	48

Figure 2-16. a) Vue générale de la Presse GiGa, b) Principales spécificités de Giga en termes de sollicitations, c) Dimensions de l'échantillon .....	49
Figure 2-17. Equipage mobile (presse GIGA).....	51
Figure 2-18. Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon.....	51
Figure 2-19. a) Disposition des fils de jauges, b) Bouclier plastique de protection des jauges du type Veralite@200, c) Passage des fils à travers les couches de membranes successives .....	51
Figure 2-20. Membrane multi-couche en latex et néoprène (Vu, 2007).....	52
Figure 2-21. Comportement axial d'un béton C50 sous 26 MPa de confinement.....	53
Figure 2-22. Zoom de la Figure 2-21. Comportement axial du béton C50 .....	53
Figure 2-23. Comportement déviatoire du béton C50 sous 26 MPa de confinement.....	54
Figure 2-24. Comportement volumique d'un béton C50 sous 26 MPa de confinement	54
Figure 2-25. Comportement axial du béton C50 sous 47 MPa de confinement .....	54
Figure 2-26. Comportement axial du béton C50 sous 47 MPa de confinement (enlever le fluage dû au déplacement du vérin axial durant la transition hydrostatique-déviatorique) .....	54
Figure 2-27. Comportement déviatoire du béton C50 sous 47 MPa de confinement.....	55
Figure 2-28. Comportement volumique du béton C50 sous 47 MPa de confinement....	55
Figure 2-29. Comportement axial du béton C50 deux tests triaxiaux sous 13.5 MPa et 15 MPa de confinement .....	55
Figure 2-30. Comportement volumique du béton C50 dans les deux tests triaxiaux sous 13.5 MPa et 15 MPa de confinement.....	55
Figure 2-31. Comportement axial du béton C50 deux tests triaxiaux sous 26 MPa de confinement .....	56
Figure 2-32. Comportement volumique du béton C50 dans les deux tests triaxiaux sous 26 MPa de confinement .....	56
Figure 2-33. Comportement axial du béton confiné (déformation axiale par LVDT, déformations orthoradiales par jauges).....	56
Figure 2-34. Comportement volumique du béton confiné mesuré par LVDT et 2 jauges orthoradiales.....	56
Figure 2-35. Phase hydrostatique du béton confiné de 600 MPa – Comparaison entre le béton sec et béton humide $S_r = 70\%$ .....	58
Figure 2-36. Phase hydrostatique du béton confiné de 500 MPa– Comparaison entre le béton saturé ( $S_r = 100\%$ ) sec et béton humide $S_r = 70\%$ .....	58
Figure 2-37. Etat limite du béton déterminé par le critère de la limite de la déformation volumique : contrainte déviatorique maximale $q$ en fonction de la contrainte moyenne. ....	59
Figure 2-38. Zoom de la Figure 2-37 avec les faciès de rupture des échantillons.....	59
Figure 2-39. Evolution de la masse de l'échantillon oedométrique séché en fonction du jour .....	61
Figure 2-40. Dispositif oedométrique .....	61
Figure 2-41. Echantillon positionné dans la chemise avant le test oedométrique .....	61
Figure 2-42. Soudure des deux fils et pont avec gaine thermo.....	62
Figure 2-43. Dépôt de la pâte isolante et dépliage de la première membrane .....	62
Figure 2-44. Pose du CAF 4 .....	62
Figure 2-45. Echantillon prêt à l'essai .....	62
Figure 2-46. Résultats de l'essai œdométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte axiale $\sigma_x$ en fonction des composantes de la déformation $\varepsilon_x$ et $\varepsilon_\theta$ .....	63
Figure 2-47. Résultats de l'essai œdométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte moyenne $\sigma_m$ en fonction de la déformation volumique $\varepsilon_v$ .....	64



Figure 2-48. Comparaison entre le comportement volumique du test oedométrique et de celui du test triaxial à 600 MPa de confinement pour le béton sec .....	64
Figure 2-49. Résultats d'un essai oedométrique effectué sur un échantillon sec du béton C50 : contrainte déviatoire $q$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ .....	65
Figure 2-50. Comparaison de la contrainte déviatoire $q$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ du test oedométrique avec la limite de cisaillement des tests triaxiaux .....	65
Figure 2-51. Résistance en traction quasi-statique et dynamique du béton C50.....	66
Figure 2-52. Facteur dynamique en traction du béton C50 (R <sub>t</sub> ).....	66
Figure 3-1. Modèle à une variable d'endommagement de J. Mazars (Mazars, 1984) ....	71
Figure 3-2. Modèle d'endommagement PRM à deux variables scalaires D <sub>t</sub> et D <sub>c</sub> .....	72
Figure 3-3. Tracé des seuils de rupture dans le plan $\sigma_3=0$ .....	74
Figure 3-4. Modèle de Hillerborg d'ouverture plastique de fissure .....	77
Figure 3-5. Evolution de la contrainte en fonction de la valeur de l'ouverture de fissure selon le modèle de Hillerborg.....	77
Figure 3-6. Modèle d'un élément cubique C3D8R en traction simple statique.....	79
Figure 3-7. Comportement axial du béton en traction simple sans prise en compte la méthode de Hillerborg.....	80
Figure 3-8. Influence de la méthode de Hillerborg sur le comportement axial du béton en traction simple .....	80
Figure 3-9. Influence de l'énergie de fracturation G <sub>f</sub> dans le cas d'un chargement uniaxial en traction. a) Sans l'utilisation de la méthode de régularisation de Hillerborg, b) Avec l'utilisation de la méthode de régularisation de Hillerborg. ....	80
Figure 3-10. Exemple du fonctionnement de l'amortissement interne .....	81
Figure 3-11. Schématisation du comportement volumique du béton sec selon le modèle de Krieg & Swenson .....	83
Figure 3-12. Etat limite en cisaillement du béton sec d'après le modèle de Krieg & Swenson .....	85
Figure 3-13. Représentation du modèle parallèle : a) Représentation schématique, b) Modélisation mécanique .....	86
Figure 3-14. Représentation du modèle série : a) Représentation schématique, b) Modélisation mécanique .....	86
Figure 3-15. Prise en compte du taux de saturation dans le modèle PRM couplé : comportement volumique.....	87
Figure 3-16. Prise en compte du taux de saturation dans le modèle PRM couplé : Seuil de contrainte déviatoire .....	87
Figure 3-17. Illustration de la variation de la variable $\alpha_{Dc}$ du modèle PRM couplé.....	89
Figure 3-18. Algorithme de calcul du modèle PRM couplé .....	90
Figure 3-19. Essais triaxiaux sur le béton R30A7 à différentes pression de confinement : comportement volumique (Vu, 2007). a) Essais expérimentaux, b) Simulation avec le modèle PRM couplé .....	92
Figure 3-20. Simulation du test hydrostatique à 650 MPa de confinement sur du béton R30A7, avec un degré de saturation de 85%. Comparaison du modèle en série, du modèle parallèle et du test.....	93
Figure 3-21. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton R30A7 (tests expérimentaux- (Vu, 2007)).....	93
Figure 3-22. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton simulé par le modèle PRM couplé (modèle parallèle) .....	93
Figure 3-23. Etat limite en cisaillement en fonction du taux de saturation du béton simulé par le modèle PRM couplé (modèle série) .....	94

Figure 3-24. Illustration de la variation de la variable $\alpha_{Dc}$ en fonction de l'état de contrainte .....	95
Figure 3-25. Principe de calcul du comportement volumique dans le modèle PRM modifié : courbe avec les marques d'étoiles représente le comportement volumique hydrostatique, courbe avec les marques triangulaires représente le comportement volumique oedométrique, courbe avec les carrés représente le chemin de chargement volumique actuel du modèle .....	96
Figure 3-26. Principe de calcul du comportement volumique du modèle PRM modifié : Détermination du point de consolidation du béton partiellement saturé .....	97
Figure 3-27. Principe de calcul de la contrainte de mélange dans le nouveau modèle poro-mécanique proposé .....	99
Figure 3-28. Principe de calcul de la contrainte de mélange lors d'une décharge dans le nouveau modèle proposé .....	100
Figure 3-29. Zone de l'espace des contraintes définies par les différentes valeurs de la variable $\alpha_{eq}$ .....	102
Figure 3-30. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique et oedométrique (25 points) .....	104
Figure 3-31. Trajet de chargement oedométrique $q_0$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ (25 points) .....	104
Figure 3-32. Simulation des essais triaxiaux sur le béton R30A7 sec ( $S_r=12\%$ ) avec le modèle PRM couplé et avec le modèle modifié : a) Comportement axial, b) Comportement volumique .....	105
Figure 3-33. Simulation des essais hydrostatiques avec le modèle PRM couplé et avec le modèle modifié : Comparaison du comportement volumique avec les résultats sur le béton R30A7 de différents degrés de saturation ( $S_r$ varié de 12% à 100%) .....	105
Figure 3-34. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique et oedométrique (25 points) .....	107
Figure 3-35. Trajet de chargement oedométrique $q_0$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ (25 points) .....	107
Figure 3-36. Identification du modèle PRM modifié à partir des résultats d'essais sur le béton C50 ( $S_r =70\%$ (IRIS, 2010-2012)) (la nouvelle variable de couplage $\alpha_{Dc}$ est utilisée dans ces deux modèles) : comportement axial .....	108
Figure 3-37. Identification du modèle PRM modifié à partir des résultats d'essais sur le béton C50 ( $S_r =70\%$ (IRIS, 2010-2012)) (la nouvelle variable de couplage $\alpha_{Dc}$ est utilisée dans ces deux modèles) : comportement volumique .....	108
Figure 3-38. Effet de la nouvelle variable de couplage sur le comportement axial (béton C50 (IRIS, 2010-2012)) .....	109
Figure 3-39. Effet de la nouvelle variable de couplage sur le comportement volumique (béton C50 (IRIS, 2010-2012)) .....	110
Figure 4-1. Canon au gaz, projectile déformable et la cible .....	113
Figure 4-2. Projectile déformable .....	113
Figure 4-3. Dalle en béton et les cadres en acier alentour .....	113
Figure 4-4. Cadre en acier supportés par les tubes horizontaux .....	114
Figure 4-5. Détail des liaisons entre la dalle en béton et le cadre .....	114
Figure 4-6. Exemple de la loi de comportement Johnson Cook dynamique avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture du matériau .....	116
Figure 4-7. Courbe contrainte - déformation de la loi de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture de l'acier utilisée pour le projectile .....	117
Figure 4-8. Courbe contrainte - déformation en quasi-statique expérimentale de l'acier utilisé pour le projectile (Test de flexion) .....	117

Figure 4-9. Courbe contrainte - déformation des barres de renforcement pour la loi de comportement de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture (test de flexion) .....	118
Figure 4-10. Courbe contrainte - déformation quasistatique expérimentale des barres de renforcement en acier (test de flexion).....	118
Figure 4-11. Courbe contrainte - déformation des barres de renforcement (test MEPPEN II-4) pour la loi de Johnson Cook avec la prise en compte de la rupture.....	118
Figure 4-12. Courbe contrainte - déformation expérimentale des barres de renforcement en acier (test MEPPEN II-4) avec la mise en évidence de l'effet de vitesse de déformation .....	118
Figure 4-13. Description du projectile déformable (test de flexion).....	122
Figure 4-14. Coulage de la dalle en béton armé (test de flexion) .....	123
Figure 4-15. Position des capteurs de déplacements sur la face arrière de la dalle .....	123
Figure 4-16. Position des capteurs de déformation sur les barres de ferrailage. a) vue en plan, b) coordonnées des positions avec l'origine au centre de la dalle.....	123
Figure 4-17. Modélisation d'un quart du projectile. a) Les trois parties du projectile (la tête en dôme, le tube, et la plaque derrière), b) Maillage d'un quart du projectile .....	124
Figure 4-18. Modélisation d'un quart de la dalle en béton. a ) Maillage, b) Conditions limites imposées sur la dalle (blocage du déplacement dans la direction de mouvement du projectile), c) Cadre métallique et maillage des armatures .....	124
Figure 4-19. Endommagement de la dalle .....	126
Figure 4-20. Déformation principale maximale.....	126
Figure 4-21. Utilisation de la nouvelle variable de couplage $\alpha Dc$ :.....	127
Figure 4-22. Utilisation de la variable de couplage originale $\alpha Dc$ : .....	127
Figure 4-23. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle simulée avec deux variables de couplage $\alpha Dc$ différentes : les points W*O correspondent au modèle avec la variable de couplage originale, les points W*N correspondent au modèle avec la nouvelle variable de couplage.....	128
Figure 4-24. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion : influence de la modification de la variable de couplage $\alpha Dc$ du modèle de comportement du béton .	129
Figure 4-25. Prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du $\sigma_m$ .....	130
Figure 4-26. Sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du $\sigma_m$ .....	130
Figure 4-27. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W*S (marques rondes) correspondent au modèle sans la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne, les points W*A (marques triangulaires) correspondent au modèle avec la prise en compte de cet effet (la nouvelle variable de couplage est appliquée pour les deux cas) .....	130
Figure 4-28. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion sous l'effet de la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne du modèle de comportement du béton .....	131
Figure 4-29. Principe de calcul de la contrainte de mélange dans le nouveau modèle poromécanique .....	132
Figure 4-30. Effet de l'eau calculé avec la théorie poro-mécanique.....	133
Figure 4-31. Effet de l'eau calculé avec la loi des mélanges .....	133
Figure 4-32. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W*S correspondent au cas du béton sec (sur la figure b), les points	

W*M correspondent au cas de la loi des mélanges, les points W*P correspondent au cas de la loi poro-mécanique (en utilisant la nouvelle variable de couplage $\alpha Dc$ ).....	134
Figure 4-33. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion sous l'effet de l'eau calculé par la loi des mélanges et par la loi poro-mécanique du modèle de comportement du béton .....	135
Figure 4-34. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de flexion simulée avec deux modèles, la ligne TI correspond à la durée d'impact expérimentale estimée.....	135
Figure 4-35. Déformation du projectile après impact obtenue avec le nouveau modèle PRM couplé .....	136
Figure 4-36. Déformation du projectile après impact obtenue avec le modèle PRM couplé original .....	136
Figure 4-37. Déformation du projectile après l'impact (test de flexion). $L_1$ représente la longueur des plis du projectile, $L_2$ représente la longueur totale finale du projectile....	136
Figure 4-38. Vue de la déformation principale maximale sur la face avant à la fin de la simulation (test de flexion) : .....	137
Figure 4-39. Vue de la déformation principale maximale selon une coupe transversale à la fin de la simulation (test de flexion) : .....	137
Figure 4-40. Vue de la déformation principale maximale sur la face arrière à la fin de la simulation (test de flexion) : .....	138
Figure 4-41. Comparaison des déplacements au 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle : les points W*O correspondent au modèle originale PRM couplé, les points W*MF le nouveau modèle couplé (modification finale), les points W*E les données expérimentales du test de flexion, la ligne TI correspond à la durée d'impact expérimental estimée : .....	139
Figure 4-42. Comparaison des déformations des barres d'armatures aux positions prédéterminées (sur la nappe de ferrailage proche de la face arrière de la dalle) : la courbe jaune avec les marques triangulaires correspond au modèle PRM couplé original, la courbe rouge avec les marques « + » correspond au nouveau modèle couplé, la courbe grise avec les marques rondes correspond aux mesures expérimentales du test de flexion, la ligne TI correspond à la durée d'impact estimée : .....	140
Figure 4-43. Description du projectile (test de perforation) .....	141
Figure 4-44. Positions de capteurs de déplacement sur la face avant de la cible (test de perforation) .....	142
Figure 4-45. Ferrailage dans la dalle en béton armé.....	142
Figure 4-46. Position des capteurs de déformation sur les barres de ferrailage. a) Vue en plan, b) coordonnées des positions avec l'origine au centre de la dalle .....	142
Figure 4-47. Modèle d'un quart du projectile .....	143
Figure 4-48. Maillage d'un quart du projectile.....	143
Figure 4-49. Maillage d'un quart de la dalle en béton .....	144
Figure 4-50. Conditions limites imposées sur la cible (blocage du déplacement dans la direction de mouvement du projectile) .....	144
Figure 4-51. Cadre métallique et le maillage des armatures d'un quart de la dalle en béton.....	144
Figure 4-52. Modèle avec la nouvelle variable de couplage $\alpha Dc$ :.....	145
Figure 4-53. Modèle avec la variable de couplage originale $\alpha Dc$ : .....	145
Figure 4-54. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle prédit avec les deux variables de couplage $\alpha Dc$ : les points W*O correspondent au modèle avec la variable de couplage originale, les points W*N correspondent au modèle avec la nouvelle variable de couplage .....	146

Figure 4-55. Evolution de la vitesse du projectile durant le test de perforation sous l'effet de la modification de la variable de couplage $\alpha Dc$ du modèle de comportement du béton.....	146
Figure 4-56. Modèle avec prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du $\sigma_m$ .....	147
Figure 4-57. Modèle sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul du $\sigma_m$ .....	147
Figure 4-58. Comparaison des déplacements aux 5 points de mesure sur la face arrière de la dalle: les points W*S (marques rondes) correspondent au modèle sans la prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne, les points W*A (marques triangulaires) correspondent à la prise en compte de cet effet (la nouvelle variable de couplage est appliquée dans les deux cas).....	148
Figure 4-59. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de perforation sous l'effet de la prise en compte de la contrainte déviatorique sur le calcul de la contrainte moyenne du modèle de comportement du béton.....	148
Figure 4-60. Face avant.....	149
Figure 4-61. Coupe transversale.....	150
Figure 4-62. Face arrière.....	150
Figure 4-63. Comparaison des déplacements aux 4 points de mesure sur la face avant de la dalle calculés avec la théorie poro-mécanique seule (sans prise en compte de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne $\sigma_m$ ): les courbes grises avec les marques circulaires correspondent au béton sec ( $Sr = 0\%$ ), les courbes jaunes avec les marques carrées correspondent au béton humide ( $Sr = 40\%$ ), les courbes magentas avec les marques triangulaires correspondent au béton humide ( $Sr = 80\%$ ), les courbes rouges avec les marques en losange correspondent au béton humide ( $Sr = 99\%$ ). .....	151
Figure 4-64. Evolution de la vitesse du projectile en fonction du degré de saturation du béton (nouveau modèle - loi poro-mécanique - sans prise en compte de l'effet de la contrainte déviatorique dans le calcul de la contrainte moyenne).....	152
Figure 4-65. Evolution de la vitesse du projectile dans le test de perforation simulé par deux modèles, la ligne VRE correspond à la vitesse résiduelle expérimentale du projectile.....	153
Figure 4-66. Vue de la déformation principale maximale sur la face avant à la fin de la simulation – Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation.....	154
Figure 4-67. Vue de la déformation principale maximale sur la coté horizontale à la fin de la simulation - Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation...	154
Figure 4-68. Vue de la déformation principale maximale sur la face arrière à la fin de la simulation - Comparaison avec la face avant de la dalle du test de perforation.....	155
Figure 4-69. Comparaison des déplacements au 5 points de mesure sur la face avant de la dalle : les points W*O correspondent au modèle originale PRM couplé, les points W*MF le nouveau modèle couplé (modification finale), les points W*E les données expérimentales du test de perforation: .....	156
Figure 4-70. Comparaison des déformations des barres d'armatures aux positions prédéterminées : la courbe jaune avec les marques triangulaires correspond au modèle PRM couplé original, la courbe rouge avec les marques « + » correspond au nouveau modèle couplé, la courbe grise avec les marques rondes correspond aux mesures expérimentales du test de perforation : .....	158

---

## Liste des tableaux

---

Tableau 2-1. Composition du béton C50 testé.....	37
Tableau 2-2. Récapitulatif des dimensions des échantillons pour les tests triaxiaux (confinement de 0 à 100MPa) sur béton humide ( $S_r = 70\%$ ) .....	37
Tableau 2-3. Récapitulatif des dimensions des échantillons pour les tests triaxiaux sur béton sec ( $S_r = 12\%$ ) et saturé ( $S_r = 100\%$ ) .....	38
Tableau 2-4. Récapitulatif de l'échantillon préparé pour le test oedométrique (béton sec ; $S_r=12\%$ ).....	38
Tableau 2-5. Mesure de la porosité des échantillons .....	41
Tableau 2-6. Mesure du degré de saturation des échantillons .....	43
Tableau 2-7. Récapitulatif des essais réalisés concernant le béton C50.....	44
Tableau 2-8. Récapitulatif des essais de compression simple .....	48
Tableau 2-9. Caractéristiques du mortier SIKATOP-SF-126 (société SIKA).....	61
Tableau 3-1. Dimension des éléments cubiques 3D (C3D8R) .....	79
Tableau 3-2. Données d'entrée du modèle d'endommagement (béton R30A7) .....	103
Tableau 3-3. Données d'entrée du modèle élastoplastique (béton R30A7) .....	104
Tableau 3-4. Données d'entrée du modèle d'endommagement (béton C50) .....	106
Tableau 3-5. Données d'entrée du modèle élastoplastique (béton C50) .....	107
Tableau 4-1. Données du modèle de Johnson Cook pour l'acier avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture du projectile.....	116
Tableau 4-2. Données du modèle Johnson Cook pour les barres de renforcement avec la prise en compte du taux de déformation et de la rupture.....	117
Tableau 4-3. Caractéristiques des barres de renforcement .....	125
Tableau 4-4. Age moyen du béton testé (test de flexion) .....	131
Tableau 4-5. Caractéristiques des barres de renforcement .....	143
Tableau 4-6. Age du béton testé (test de perforation).....	152
Tableau 5-1. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique (R30A7) .....	188
Tableau 5-2. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test oedométrique (R30A7).....	189
Tableau 5-3. Courbe oedométrique $q_0$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ du test oedométrique (R30A7) .....	189
Tableau 5-4. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique (C50).....	190
Tableau 5-5. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test oedométrique (C50).....	191
Tableau 5-6. Courbe oedométrique $q_0$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$ du test oedométrique (C50) .....	191



---

## **Annexe**

---

Annexe I : Béton standard R30A7, 188

Annexe II : Béton C50 (Projet IRIS), 190



### Annexe I : Béton standard R30A7

Les données en jaunes sont extraites à partir des valeurs expérimentales. Les autres données sont prises à partir des de la courbe de comportement de la roche.

**Tableau 5-1. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique (R30A7)**

Point	$\varepsilon_v(\%)$	$\sigma_m$ (Pa)
1	0	0
2	-2.054E-03	3.02E+07
3	-5.53E-03	6.11E+07
4	-8.02E-03	8.15E+07
5	-1.09E-02	1.04E+08
6	-1.98E-02	1.63E+08
7	-3.00E-02	2.25E+08
8	-3.92E-02	2.83E+08
9	-4.77E-02	3.42E+08
10	-5.57E-02	4.03E+08
11	-6.32E-02	4.63E+08
12	-7.03E-02	5.24E+08
13	-7.69E-02	5.84E+08
14	-8.41E-02	6.51E+08
15	-9.00E-02	7.07E+08
16	-1.00E-01	8.07E+08
17	-1.10E-01	9.12E+08
18	-1.20E-01	1.03E+09
19	-1.30E-01	1.16E+09
20	-1.40E-01	1.31E+09
21	-1.50E-01	1.49E+09
22	-1.60E-01	1.71E+09
23	-1.70E-01	1.95E+09
24	-1.83E-01	2.28E+09
25	-1.97E-01	2.65E+09

**Tableau 5-2. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test oedométrique (R30A7)**

Point	$\varepsilon_v(\%)$	$\sigma_m$ (Pa)
1	0	0
2	-2.05E-03	3.0 E+07
3	-5.5 E- 3	5.23E+07
4	-8.02E-03	6.25E+07
5	-1.09E-02	7.48E+07
6	-1.98E-02	1.12E+08
7	-3.00E-02	1.53E+08
8	-3. 2E-02	1.88E+08
9	-4.77E-02	2.22E+08
10	-5.57E-02	2.56E+08
11	-6.32E 02	2.93E+08
12	-7.03E-0	3.33E+08
13	-7.69E-02	3.77E+08
14	-8.41E-02	4.33E+08
15	-9.00E-02	4.85E+08
16	-1.00E-01	5.90E+08
17	-1.10E-01	7.17E+08
18	-1.20E-01	8.65E+08
19	-1.30E-01	1.04E+09
20	-1.40E-01	1.23E+09
21	-1.50E-01	1.45E+09
22	-1.60E-01	1.69E+09
23	-1.70E-01	1.95E+09
24	-1.83E-01	2.28E+09
25	-1.97E-01	2.65E+09

**Tableau 5-3. Courbe oedométrique  $q_0$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  du test oedométrique (R30A7)**

Point	$\sigma_m$ (Pa)	$q_0$ (Pa)
1	0.00E+00	0.00E+00
2	3.02E+07	3.59E+07
3	5.23E+07	4.22E+07
4	6.25E+07	4.96E+07
5	7.48E+07	5.81E+07
6	1.12E+08	8.25E+07
7	1.53E+08	1.08E+08
8	1.88E+08	1.28E+08
9	2.22E+08	1.45E+08
10	2.56E+08	1.62E+08
11	2.93E+08	1.79E+08
12	3.33E+08	1.98E+08
13	3.77E+08	2.20E+08
14	4.33E+08	2.49E+08
15	4.85E+08	2.79E+08
16	5.90E+08	3.44E+08
17	7.17E+08	4.35E+08
18	8.65E+08	5.57E+08
19	1.04E+09	7.17E+08
20	1.23E+09	9.25E+08
21	1.45E+09	1.19E+09
22	1.69E+09	1.52E+09
23	1.95E+09	1.92E+09
24	2.28E+09	2.54E+09
25	2.65E+09	3.44E+09

**Annexe II : Béton C50 (Projet IRIS)**

Les données en jaunes sont extraites à partir des valeurs expérimentales. Les autres données sont prises à partir de la courbe de comportement volumique du béton R30A7.

**Tableau 5-4. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test hydrostatique (C50)**

Point	$\varepsilon_v(\%)$	$\sigma_m$ (Pa)
1	0.00E+00	0.00E+00
2	-4.71E-03	7.03E+07
3	-8.06E-03	1.13E+08
4	-1.30E-02	1.68E+08
5	-1.68E-02	2.02E+08
6	-2.08E-02	2.31E+08
7	-2.58E-02	2.62E+08
8	-3.15E-02	2.95E+08
9	-3.92E-02	3.35E+08
10	-4.70E-02	3.75E+08
11	-5.58E-02	4.20E+08
12	-6.48E-02	4.64E+08
13	-7.31E-02	5.17E+08
14	-8.22E-02	5.86E+08
15	-9.25E-02	6.82E+08
16	-1.06E-01	8.35E+08
17	-1.17E-01	1.00E+09
18	-1.25E-01	1.16E+09
19	-1.33E-01	1.31E+09
20	-1.39E-01	1.45E+09
21	-1.46E-01	1.63E+09
22	-1.53E-01	1.85E+09
23	-1.60E-01	2.06E+09
24	-1.69E-01	2.34E+09
25	-1.78E-01	2.66E+09

**Tableau 5-5. Courbe de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique du test oedométrique (C50)**

Point	$\varepsilon_v(\%)$	$\sigma_m$ (Pa)
1	0.00E+00	0.00E+00
2	-1.34E-03	2.00E+07
3	-4.13E-03	3.69E+07
4	-8.88E-03	6.71E+07
5	-1.47E-02	1.04E+08
6	-2.18E-02	1.49E+08
7	-2.86E-02	1.92E+08
8	-3.48E-02	2.32E+08
9	-4.24E-02	2.81E+08
10	-5.15E-02	3.38E+08
11	-6.02E-02	3.94E+08
12	-7.04E-02	4.62E+08
13	-8.02E-02	5.30E+08
14	-8.80E-02	6.00E+08
15	-9.50E-02	6.82E+08
16	-1.06E-01	8.25E+08
17	-1.17E-01	1.00E+09
18	-1.25E-01	1.16E+09
19	-1.33E-01	1.31E+09
20	-1.39E-01	1.45E+09
21	-1.46E-01	1.63E+09
22	-1.53E-01	1.85E+09
23	-1.60E-01	2.06E+09
24	-1.69E-01	2.34E+09
25	-1.78E-01	2.66E+09

**Tableau 5-6. Courbe oedométrique  $q_0$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  du test oedométrique (C50)**

Point	$\sigma_m$ (Pa)	$q_0$ (Pa)
1	0.00E+00	0.00E+00
2	7.03E+07	3.48E+07
3	1.13E+08	6.91E+07
4	1.68E+08	1.23E+08
5	2.02E+08	1.79E+08
6	2.31E+08	2.34E+08
7	2.62E+08	2.76E+08
8	2.95E+08	3.10E+08
9	3.35E+08	3.45E+08
10	3.75E+08	3.84E+08
11	4.20E+08	4.22E+08
12	4.64E+08	4.72E+08
13	5.17E+08	5.20E+08
14	5.86E+08	5.66E+08
15	6.82E+08	6.20E+08
16	8.35E+08	7.14E+08
17	1.00E+09	8.30E+08
18	1.16E+09	9.43E+08
19	1.31E+09	1.06E+09
20	1.45E+09	1.17E+09
21	1.63E+09	1.32E+09
22	1.85E+09	1.49E+09
23	2.06E+09	1.66E+09
24	2.34E+09	1.88E+09
25	2.66E+09	2.14E+09