



HAL
open science

Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets

Wenjie Shiu

► **To cite this version:**

Wenjie Shiu. Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets. Matériaux. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2008. Français. NNT : . tel-00356159

HAL Id: tel-00356159

<https://theses.hal.science/tel-00356159>

Submitted on 26 Jan 2009

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

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

UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER – GRENOBLE 1

SCIENCES & GÉOGRAPHIE

N° attribué par la bibliothèque

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

THÈSE

Pour tenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER

Spécialité : mécanique et énergétique

Présentée par

Wen Jie SHIU

Le 2 octobre 2008

Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets

Directeur de thèse : M. Frédéric Victor DONZÉ
Co-directeur de thèse : M. Laurent DAUDEVILLE

Jury :

M. J. MAZARS	Professeur, INPG, Grenoble	Président
M. J-F. DUBÉ	Maître de conférences, UM II, Montpellier	Rapporteur
M. F. DUFOUR	Maître de conférences, ECN, Nantes	Rapporteur
M. S. EL YOUSOUFI	Maître de conférences, UM II, Montpellier	Examineur
M. C. PONTIROLI	Ingénieur de Recherche, CEG, Gramat	Examineur
M. F-V. DONZÉ	Professeur, UJF, Grenoble	Directeur de thèse
M. L. DAUDEVILLE	Professeur, UJF, Grenoble	Co-directeur de thèse

Thèse préparée au sein du Laboratoire 3S-R, « Sols, Solides, Structures et Risques » de Grenoble

UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER – GRENOBLE 1

SCIENCES & GÉOGRAPHIE

N° attribué par la bibliothèque

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

THÈSE

Pour tenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER

Spécialité : mécanique et énergétique

Présentée par

Wen Jie SHIU

Le 2 octobre 2008

Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets

Directeur de thèse : M. Frédéric Victor DONZÉ
Co-directeur de thèse : M. Laurent DAUDEVILLE

Jury :

M. J. MAZARS	Professeur, INPG, Grenoble	Président
M. J-F. DUBÉ	Maître de conférences, UM II, Montpellier	Rapporteur
M. F. DUFOUR	Maître de conférences, ECN, Nantes	Rapporteur
M. S. EL YOUSOUFI	Maître de conférences, UM II, Montpellier	Examineur
M. C. PONTIROLI	Ingénieur de Recherche, CEG, Gramat	Examineur
M. F-V. DONZÉ	Professeur, UJF, Grenoble	Directeur de thèse
M. L. DAUDEVILLE	Professeur, UJF, Grenoble	Co-directeur de thèse

Thèse préparée au sein du Laboratoire 3S-R, « Sols, Solides, Structures et Risques » de Grenoble

Remerciements

Je voudrais tout d'abord exprimer ma reconnaissance et ma sympathie à Monsieur Frédéric DONZE, Professeur à l'UJF, directeur de thèse, et à Monsieur Laurent DAUDEVILLE, Professeur à l'UJF, co-directeur de thèse, pour m'avoir accueilli dans l'équipe RV et accompagné au cours de ma thèse. Leur confiance, les disponibilités, leur conseils, leur encouragements et le grand intérêt qu'ils m'ont été précieux pour moi.

Mes sincères remerciements s'adressent à Monsieur Jacky MAZARS, Professeur à l'INPG, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le Jury de cette thèse, ainsi que pour tous ses encouragements.

Je voudrais remercier chaleureusement Monsieur Jean-François DUBE, Maître de conférences à l'UM II, et Monsieur Frédéric DUFOUR, Professeur à l'INPG, 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 Christoph PONTIROLI, Ingénieur de Recherche, et Monsieur Moulay Saïd YOUSOUFI, Maître de conférences à l'UM II, d'avoir bien voulu accepter d'être examinateurs, de leurs disponibilités, de leurs relectures minutieuses du manuscrit.

Je tiens à remercier également les personnes qui m'ont aidé pour la correction de ma thèse, particulièrement à Cyril, Marie, Luc, Florent, Jean-François et Lionel.

Et puis, j'adresse un grand merci à Vaclav, Janek et Bruno pour m'avoir donné des idées sur la programmation informatique.

Maintenant, je voudrais remercier mes amis en France avec lesquels j'ai passé d'agréables moments. Mes remerciements s'adressent particulièrement à Luisa, Marcos, Jessica et François, Séverine, Emmanuel, Fabrice, Stéphane, Thanh, Tieng, Ha, Jérôme, Hong, Noura, Elma, Anca, Rachel, Christina, Michal, Gabriela, Nicolas, Jeremy, Mohammad, Saber, Stéphanie, Céline et Pascal, Guillaume, Edwige et Carol, Rémi, Florence, Cyriac, Andrée (Super mamie), et beaucoup d'autres pour leur encouragements sans lequel je n'aurais pas la force de tenir jusqu'au bout de ce travail.

Je tiens à remercier « les mamans taiwanaise », surtout Xue Lin, Xu Yan, Guo Ying, Hui Feng, Li Li, qui m'ont accueilli chaleureusement sans épargner leur sourire depuis mon arrivé en France. Ainsi, les amis taiwanais : Xiao Juan, Ba la, Yi Shan, Yi Zhong, Paul, Jun Hui, Wei Shan, Ro Lin et Yu Xien.

Une pensée à la mémoire de Jane et Mark qui ont passé leur dernière nuit ensemble au sommet de l'Aiguille de Bionnassay près du Mont Blanc. Je vous remercie beaucoup et je ne dois pas oublier vos sympathies et vos sourires.

Enfin, je remercie chaleureusement mes parents, mes frères, ma belle sœur, et Huipei pour leur soutiens gigantesques, leur sentiments, leur encouragements.

Merci à tous

Grenoble, Octobre 2008
SHIU Wenjie

Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets

Résumé

Les ouvrages susceptibles d'être soumis à des chargements extrêmes, doivent être dimensionnés en conséquence. Dans le cadre de l'étude des ouvrages en béton, cette thèse s'intéresse à la modélisation numérique d'impacts de missile rigides contre une dalle en béton armé. En se basant sur les résultats d'essais expérimentaux, une loi de comportement élasto-plastique-endommageable a été implantée dans un code aux éléments discrets. Des essais en quasi statique ont d'abord été simulés pour calibrer certains paramètres du modèle numérique. Une fois le modèle calibré, des simulations d'essai d'impact de missile ont été réalisées. Les résultats obtenus sont comparables à ceux menés par CEA-EDF en termes de trajectoire du missile. Nous avons pu montrer la nécessité de prendre en compte une loi de comportement prenant en compte la compaction du béton sur une dalle épaisse pour obtenir des prédictions de pénétration et de perforation correctes. Enfin, une étude paramétrique a confirmé que le modèle numérique peut être utilisé de façon prédictive au même titre que les lois de prédiction empiriques, tout en apportant une description mécanique significative.

Mots clés : Impact de missile rigide, béton armé, élasto-plastique-endommageable, méthodes des éléments discrets.

Abstract

The constructions likely to be subjected to some extreme loadings have to be dimensioned accordingly. As a part of study of concrete structures, this thesis focuses on numerical modelling of rigid missile impacts against a rigid reinforced concrete slab. Based on some experiment tests data, an elasto-plastic-damaged constitutive law has been implanted into a discrete element numerical code. To calibrate certain parameters of the numerical model, some quasi static tests have been first simulated. Once the model calibration was done, some missile impact simulation tests have then been carried out. The numerical results are well agree with these provided by French Atomic Energy Agency (CEA) and the French Electrical power Company (EDF) in terms of the trajectory of the missile. We were able to show the need of a constitutive law taking into account the compaction behaviour of the concrete when the predictions of penetration and perforation of a thick slab was demanded. Finally, a parametric study confirmed that the numerical model can be used the way predictive as well as the empirical prediction law, while the first can provide additional significant mechanical description.

Key words: rigid missile impact, reinforced concrete, elasto-plastic-damage, discrete element method.

Table des matières

Introduction.....1

Chapitre 1. Etude bibliographique4

1.1	Le comportement du béton.....	4
1.1.1	Comportement quasi statique	4
1.1.1.1	Compression simple	5
1.1.1.2	Traction simple.....	6
1.1.1.3	Essai triaxial	7
1.1.2	Comportement dynamique	10
1.2	Vue générale sur la notion d'impact dynamique.....	13
1.2.1	Modèles (semi) analytiques et lois de prédiction empirique.....	16
1.2.2	Etude d'impact par la simulation numérique	24
1.2.2.1	Les méthodes numériques continues.....	24
1.2.2.2	Les méthodes numériques discrètes	26
1.3	Conclusion.....	29

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets30

2.1	La Méthode des Eléments Discrets (MED).....	30
2.2	Le logiciel YADE (Yet Another Dynamic Engine).....	30
2.3	Mécanisme principal dans les éléments discrets	31
2.3.1	Description du principe fondamental de la dynamique.....	33
2.3.2	Amortissement mécanique	36
2.3.3	Le pas de temps critique.....	37
2.4	Loi de comportement locale proposée	37
2.4.1	Les interactions élastiques-plastiques	38
2.4.1.1	Les interactions du type lien.....	39
2.4.1.2	Formulation de la loi de comportement utilisée.....	42
2.4.1.3	Formulation en traction	43
2.4.2	Calcul de la force tangentielle.....	44
2.4.3	Le glissement de type Mohr-Coulomb pour les interactions	45
2.4.4	Utilisation de la loi de transfert de moment (LTM).....	46
2.4.4.1	Calcul du moment de roulement pour les interactions.....	48
2.4.4.2	Choix de la raideur k_r	49
2.4.5	Loi de comportement pour les armatures.....	51
2.5	Effet de vitesse sur la résistance apparente du béton	52
2.6	Conclusion.....	53

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle.55

Table des matières

3.1	Introduction	55
3.2	Génération de l'échantillon numérique	55
3.2.1	Relation entre la porosité et le rapport E_c / σ_{iso} durant la phase de grossissement	60
3.2.2	Influence de l'angle de frottement au cours de la génération de l'échantillon	61
3.2.3	Granulométrie des échantillons numériques	62
3.2.4	Isotropie et homogénéité	63
3.3	Calibration des paramètres locaux	64
3.3.1	La mesure des valeurs lors de la simulation d'essai uni-axial	65
3.3.2	Relation nombre de contact - module élastique	67
3.3.3	Influence de la vitesse de sollicitation.....	71
3.3.4	Influence de l'amortissement.....	72
3.3.5	Influence du paramètre d'adoucissement.....	73
3.3.6	Influence de la limite élastique en traction.....	74
3.3.7	Influence de la cohésion et de l'angle de frottement	74
3.3.8	Rôle de LTM au cours de la simulation compression/traction uni-axiale.....	76
3.4	Procédure d'identification des paramètres du modèle	77
3.4.1	Comparaison entre le résultat numérique – expérimental d'un essai compression simple	78
3.4.2	L'étude de fissuration à l'aide de suivi des interactions	80
3.4.3	Comparaison entre des essais de compression simple à résolutions différentes..	81
3.5	Simulation d'essais triaxiaux	83
3.5.1	Réalisation d'un essai triaxial numérique	83
3.5.2	Simulation de l'essai hydrostatique à 650 MPa de confinement	85
3.5.3	L'évolution des interactions pendant l'essai en hydrostatique.....	86
3.6	Conclusion.....	87
Chapitre 4. Simulation de l'impact dynamique sur une dalle en béton armé		88
4.1	Essais expérimentaux de CEA - EDF	88
4.2	Configuration numérique	89
4.2.1	Les renforts.....	89
4.2.2	La dalle en béton	90
4.2.3	L'impacteur	90
4.3	Simulation d'impact du missile sur la dalle mince (essais D22, D24, D30).....	91
4.4	Utilisation de la loi complète	92
4.5	Le phénomène de la compaction due à la vitesse d'impact et à la masse du missile...	97
4.6	Impact sur la dalle épaisse.....	99
4.7	Etude paramétrique de l'essai d'impact	103
4.7.1	Influence de la forme du nez du missile.....	104
4.7.2	Influence du taux de renforcement.....	108
4.7.3	Energie cinétique ou quantité de mouvement	113
4.7.4	Analyse de l'endommagement de la dalle.....	117
4.7.5	Conclusion.....	118
4.8	Conclusion générale	118

Table des matières

Conclusions et perspectives120

Bibliographie :.....123

Table des figures

FIGURE 1-1 : VARIATION DE RESISTANCE POUR LES DIFFERENTES VITESSES DE DEFORMATION. A GAUCHE, LA REPONSE EN COMPRESSION (NAWROCKI ET MROZ, 1998). A DROITE, LA REPONSE EN TRACTION (ZIELINSKI ET REINHARDT, 1982).	5
FIGURE 1-2 : A GAUCHE, LA COURBE DE REPONSE DU BETON EN COMPRESSION SIMPLE (HENTZ, 2003). A DROITE, LE RESULTAT D'UN ESSAI EN COMPRESSION SIMPLE, LA COURBE DE DROITE REPRESENTE LA CONTRAINTE AXIALE (σ_x) EN FONCTION DE LA DEFORMATION AXIALE (ε_x) ET CELLE DE GAUCHE EN FONCTION DE LA DEFORMATION LATERALE (ε_θ) (VU, 2007).	6
FIGURE 1-3 : DIFFERENTS ESSAIS SUR LES RESISTANCES D'UN BETON EN TRACTION (PHOUMMAVONG V., 2003).	7
FIGURE 1-4 : COURBE DE COMPORTEMENT DU BETON EN TRACTION (TERRIEN, 1980).	7
FIGURE 1-5 : COURBES CONTRAINTE / DEFORMATION LORS DES ESSAIS TRIAXIAUX. A GAUCHE, LES ESSAIS AVEC UNE PRESSION DE CONFINEMENT FAIBLE (DE 0 A 9 MPA). A DROITE, LES ESSAIS AVEC UNE PRESSION DE CONFINEMENT MOYENNE (DE 30 A 60 MPA), (LUDOVIC ET AL., 2006).	9
FIGURE 1-6 : COMPORTEMENT COMPACTANT DU BETON ET DEFINITIONS (BURLION, 1998).	9
FIGURE 1-7 : DISPOSITION DE LA PRESSE GIGA (GABET, 2006).	9
FIGURE 1-8: RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX AVEC DIFFERENTES PRESSION DE CONFINEMENT (GABET, 2006). LES COURBES REPRESENTENT, A GAUCHE, LA CONTRAINTE AXIALE EN FONCTION DE LA DEFORMATION AXIALE ET LA DEFORMATION LATERALE, A DROITE, LA CONTRAINTE MOYENNE EN FONCTION DE LA DEFORMATION VOLUMIQUE.	10
FIGURE 1-9 : DISPOSITION D'ESSAI AUX BARRES D'HOPKINSON.	11
FIGURE 1-10 : DEPENDANCE DE LA RESISTANCE DU BETON EN FONCTION DU TAUX DE DEFORMATION : EN TRACTION SIMPLE (A GAUCHE) ET EN COMPRESSION SIMPLE (A DROITE), (BISCHOFF ET PERRY, 1991 ; MALVAR ET CRAWFORD, 1998).	11
FIGURE 1-11 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI EN TRACTION SOUMIS A L'EFFET DE STEFAN (BAZANT ET AL., 2000).	13
FIGURE 1-12 : CONFIGURATION D'UN IMPACT ACCIDENTEL SUR LA CENTRALE NUCLEAIRE (GATUINGT ET AL., 2006).	15
FIGURE 1-13 : DIFFERENTS EFFETS D'IMPACT SUR LA DALLE EN BETON, (A) PENETRATION, (B) FORMATION D'UN CONE, (C) CRATERISATION, (D) FISSURATIONS SUR (I) LA FACE AVANT ET (II) LA FACE ARRIERE, (E) L'ECAILLAGE, (F) PERFORATION, ET (G) REPONSE DE LA STRUCTURE ENTIERE (LI ET AL., 2005).	15
FIGURE 1-14 : MODELE ANALYTIQUE POUR : (A) LA PENETRATION, ET (B) LA PERFORATION (HUGHES, 1984).	17
FIGURE 1-15 : UN MODELE DE PENETRATION EN DEUX ETAPES (YANKELEVSKY, 1997).	18
FIGURE 1-16 : VARIATION DE K_p EN FONCTION DE LA RESISTANCE DU BETON POUR LA LOI DE PREDICTION DE <i>PETRY MODIFIEE II</i> (AMIRIKIAN, 1950).	19
FIGURE 1-17 : COMPARAISON ENTRE LES LOIS DE PREDICTION EMPIRIQUE : A GAUCHE, LA PROFONDEUR DE LA PENETRATION (BERRIAUD ET AL., 1978). A DROITE, LA LIMITE DE PERFORATION (YANKELEVSKY, 1997).	24
FIGURE 1-18 : CRITERE DE RUPTURE DU BETON PROPOSE PAR SHIRAI (SHIRAI ET AL, 1994).	25
FIGURE 1-19 : IMPACT DU MISSILE SUR UNE DALLE EN BETON PAR LA SIMULATION DE MODELE ELEMENT FINI (TENG ET AL., 2004).	26
FIGURE 1-20 : FONCTION DE SEUIL POUR LE BETON (SAWAMOTO ET AL, 1998)	27
FIGURE 1-21 : SIMULATION D'UNE DALLE SOUMISE A UN IMPACT DE MISSILE DEFORMABLE PAR LA MED (SAWAMOTO ET AL, 1998).	27
FIGURE 1-22 : SIMULATION DE L'IMPACT DU MISSILE : A GAUCHE, L'ECAILLAGE ET A DROITE, LA PERFORATION (MAGNIER ET DONZE, 1998).	28
FIGURE 1-23 : SIMULATION DE L'IMPACT DU MISSILE SUR UNE DALLE EN BETON ARME (CUSATIS ET PELESSONE, 2006).	28
FIGURE 2-1 : SCHEMATISATION DU CYCLE DE CALCUL DANS LE MODELE ED.	33

Table des figures

FIGURE 2-2 : DESCRIPTION DU CONTACT ENTRE DEUX SPHERES (A GAUCHE) ET ENTRE UNE SPHERE ET UN MUR (A DROITE) (ITASCA, 2003).....	34
FIGURE 2-3 : COEFFICIENTS DE POISSON DEDUIT DU MODELE D'HOMOGENEISATION DE VOIGT (TRAIT INTERROMPU COURT) ET DU BEST-FIT (TRAIT INTERROMPU MIXTE), COMPARES AVEC LE COEFFICIENT DE POISSON DEDUIT NUMERIQUEMENT (TRAIT PLEIN) (DONZE ET AL., 1999).	36
FIGURE 2-4 : INTERACTION ELASTIQUE ENTRE DEUX SPHERES	38
FIGURE 2-5 : LOI DE COMPORTEMENT LOCALE POUR LES INTERACTIONS DE TYPE LIEN.....	39
FIGURE 2-6 : LOI DE COMPORTEMENT LOCALE POUR LES INTERACTIONS DE TYPE CONTACT .	40
FIGURE 2-7 : NOTION DE RAYON D'INTERACTION. CONTACT DETECTE ENTRE LES ED AB, AE ET AD APRES L'APPLICATION DE CE RAYON D'INTERACTION A PARTIR DE L'ELEMENT A. ..	40
FIGURE 2-8 : FORME DES FONCTIONS SEUIL.....	46
FIGURE 2-9 : COMPORTEMENT DU CISAILLEMENT D'UNE INTERACTION	46
FIGURE 2-10 : EVOLUTION DU CONTACT ENTRE LES SPHERES A ET B ENTRE DEUX INCREMENTS DE TEMPS (PLASSIARD, 2007)	47
FIGURE 2-11 : MODELE ELASTIQUE-PLASTIQUE POUR LE MOMENT DE ROULEMENT.....	49
FIGURE 2-12 : LES ELEMENTS ALIGNES POUR LA VALIDATION DE LTM.....	50
FIGURE 2-13 : COMPARAISON ANALYTIQUE / NUMERIQUE DE LA FLECHE D'UNE POUTRE CONSOLE.....	51
FIGURE 2-14 : COMPARAISON ANALYTIQUE / NUMERIQUE DE LA FLECHE D'UNE POUTRE BI-ENCASTREE.....	51
FIGURE 2-15 : LOI DE COMPORTEMENT LOCALE POUR LES INTERACTIONS ENTRE LES ARMATURES.	52
FIGURE 2-16 : REPARTITIONS DU RENFORCEMENT NUMERIQUE.....	52
FIGURE 2-17 : ESSAI DES BARRES D'HOPKINSON SUR TROIS DIFFERENTES VITESSES DE CHARGEMENT (DONZE ET AL., 1999).	53
FIGURE 2-18 : COURBE CONTRAINTE / DEFORMATION DU BETON A DIFFERENTES VITESSE DE CHARGEMENT (LU ET XU, 2004).	53
FIGURE 3-1 : ECHANTILLON GENERE SELON UN ASSEMBLAGE REGULIER (HENTZ, 2003).	56
FIGURE 3-2 : DISTRIBUTION DES ORIENTATIONS DE CONTACT DANS LES DIFFERENTS PLANS (HENTZ, 2003).	56
FIGURE 3-3 : GENERATION DE L'ECHANTILLON AVEC DEUX METHODES DIFFERENTES. L'IMAGE EN HAUT PRESENTE L'ETAT INITIAL OU IL N'Y A PAS DE CONTACT ENTRE LES ELEMENTS. EN BAS A GAUCHE, L'ETAT FINAL AVEC LA METHODE DE MOUVEMENT DES PAROIS. EN BAS A DROITE, L'ETAT FINAL AVEC LA METHODE DE GROSSISSEMENT.....	59
FIGURE 3-4 : EVOLUTIONS DE L'ENERGIE CINETIQUE ET DE LA POROSITE PENDANT LA GENERATION DE L'ECHANTILLON PAR LA METHODE DE MOUVEMENT DES PAROIS.	59
FIGURE 3-5 : EVOLUTIONS DE L'ENERGIE CINETIQUE ET DE POROSITE PENDANT LA GENERATION DE L'ECHANTILLON PAR LA METHODE DE GROSSISSEMENT.	59
FIGURE 3-6 : UN ZOOM SUR LES ECHANTILLONS A LA FIN DE LA GENERATION. A GAUCHE, DES INTERPENETRATIONS IMPORTANTES SONT OBSERVEES POUR L'ECHANTILLON E6. A DROITE, LES ELEMENTS RESTENT MAJORITAIREMENT AU CONTACT TANGENT (E10).	61
FIGURE 3-7 : EFFET DU RAPPORT E_c / σ_{iso} SUR L'INTERPENETRATION DES PARTICULES A LA FIN DE LA PHASE DE GENERATION DE L'ECHANTILLON, $(E_c / \sigma_{iso})_A > (E_c / \sigma_{iso})_B$	61
FIGURE 3-8 : POROSITE OBTENUE POUR DEUX ANGLES DE FROTTEMENT DIFFERENTS LORS DE LA PHASE DE GROSSISSEMENT.....	62
FIGURE 3-9 : GRANULOMETRIE DES ECHANTILLONS NUMERIQUES.....	62
FIGURE 3-10 : GRANULOMETRIE DES ECHANTILLONS EXPERIMENTAUX (VU, 2007).....	62
FIGURE 3-11 : ORIENTATION DE CONTACT DANS LES PLANS XY, XZ ET YZ (L'ECHANTILLON E10).....	63
FIGURE 3-12 : REPARTITION DES EFFORTS A LA FIN DE LA GENERATION ISOTROPE (L'ECHANTILLON E10). LE NOMBRE DE CONTACT MOYEN EST CALCULE SUIVANT LES 3 ZONES DIFFERENTES AVEC UNE VALEUR DE RAYON D'INTERACTION NULLE.....	64
FIGURE 3-13 : L'EVOLUTION DU TAUX DE DEPLACEMENT POUR UN ESSAI UNIAXIAL.	65
FIGURE 3-14 : CONFIGURATION D'UN ESSAI TRACTION/COMPRESSION SIMPLE.....	66
FIGURE 3-15: COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI EN COMPRESSION SIMPLE AVEC DEUX METHODES DE MESURE DE CONTRAINTE AXIALE. σ_y ET σ_{22} REPRESENTE RESPECTIVEMENT LES CALCULS PAR LES EQ (3-6) ET (3-7).	67

Table des figures

FIGURE 3-16 : COEFFICIENT D'EQUILIBRE POUR UN TAUX DE DEPLACEMENT $\dot{\epsilon} = 0.1$	67
FIGURE 3-17 : CALCUL DU NOMBRE DE CONTACTS MOYEN DANS UN ECHANTILLON. LA ZONE CONCERNEE COMPREND LES ELEMENTS CONTENUS A L'INTERIEUR DE LA ZONE EN POINTILLES.	68
FIGURE 3-18 : MODULE D'YOUNG EN FONCTION DE NOMBRE COORDINATION.....	69
FIGURE 3-19 : COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR LES DIFFERENTS ECHANTILLONS.	70
FIGURE 3-20 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI EN TRACTION SIMPLE POUR DEUX TAUX DE SOLLICITATION DIFFERENTS (VS REPRESENTE LE TAUX DE DEFORMATION).....	71
FIGURE 3-21 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI EN COMPRESSION SIMPLE POUR TROIS TAUX DE SOLLICITATION DIFFERENTS.	71
FIGURE 3-22 : COEFFICIENT D'EQUILIBRE LORS D'UNE COMPRESSION SIMPLE A DIFFERENTES VITESSES DE SOLLICITATION.....	72
FIGURE 3-23 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI TRACTION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L'AMORTISSEMENT (VS = 0,1).....	72
FIGURE 3-24 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L'AMORTISSEMENT (VS = 0,1).....	72
FIGURE 3-25 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE DYNAMIQUE (VS = 0,4 S ⁻¹) POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L'AMORTISSEMENT... ..	73
FIGURE 3-26 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI TRACTION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L'ADOUCCISSEMENT.....	73
FIGURE 3-27 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L'ADOUCCISSEMENT.....	73
FIGURE 3-28 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI TRACTION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DU SEUIL DE LIMITE EN TRACTION.....	74
FIGURE 3-29 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DU SEUIL DE LIMITE EN TRACTION.....	74
FIGURE 3-30 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI TRACTION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE LA COHESION	75
FIGURE 3-31 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE LA COHESION	75
FIGURE 3-32 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI TRACTION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L' ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE.....	75
FIGURE 3-33 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE POUR DEUX VALEURS DIFFERENTES DE L' ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE.....	75
FIGURE 3-34 : COURBE CONTRAINTE AXIAL EN FONCTION DE LA DEFORMATION AXIALE ET LATERALE POUR DIFFERENTES VALEURS DE L' ANGLE DE FROTTEMENT D'INTERNE.	76
FIGURE 3-35 : COURBE CONTRAINTE AXIAL EN FONCTION DE LA DEFORMATION AXIALE ET LATERALE POUR DIFFERENTES VALEURS DE LA COHESION.....	76
FIGURE 3-36 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'ESSAIS DE TRACTION SIMPLE : INFLUENCE DE LA LTM.....	77
FIGURE 3-37 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'ESSAIS COMPRESSION SIMPLE : INFLUENCE DE LA LTM.....	77
FIGURE 3-38 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE, COMPARAISON ENTRE LE RESULTAT NUMERIQUE ET LE RESULTAT EXPERIMENTAL.	79
FIGURE 3-39 : EVOLUTION DES INTERACTIONS DURANT UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE.	80
FIGURE 3-40 : EVOLUTION DES INTERACTIONS DURANT UN ESSAI DE TRACTION SIMPLE.....	80
FIGURE 3-41: COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE SUR DEUX ECHANTILLONS DE DISCRETISATION DIFFERENTE.	82
FIGURE 3-42: VISUALISATION DE L'ENDOMMAGEMENT LORS D'UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE. A GAUCHE, 2400 ED, A DROITE, 24000 ED. L'ENDOMMAGEMENT EST PRESENTE EN FONCTION DU COULEUR. PLUS LA COULEUR EST FONCEE, PLUS L'ELEMENT ASSOCIE A PERDU DE LIENS.	82
FIGURE 3-43 : CONFIGURATION D'UN ESSAI TRIAXIAL, LES CONTRAINTES SONT CONTROLEES PAR LES 6 PAROIS AUTOUR DE L'ECHANTILLON.	84
FIGURE 3-44 : CONFIGURATION D'UN ESSAI D'EXPERIMENTALE OU L'EPROUVETTE EST MAINTENUE PAR PLUSIEURS COUCHES DE MEMBRANES (GABET, 2006).....	85

Table des figures

FIGURE 3-45 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION D'UN ESSAI HYDROSTATIQUE SOUS 650 MPA DE CONFINEMENT. LA LIGNE PLEINE ET LA LIGNE POINTILLEE EPAISSE REPRESENTENT RESPECTIVEMENT LES RESULTATS DE LA LOI SIMPLIFIEE (ELASTIQUE LINEAIRE EN COMPRESSION) ET LA LOI COMPLETE. LA LIGNE POINTILLEE MINCE REPRESENTE LE RESULTAT EXPERIMENTAL OBTENU AVEC LA PRESSE GIGA.	85
FIGURE 3-46 : EVOLUTION DE L'ENSEMBLE D'INTERACTION EN FONCTION DE LA DEFORMATION LORS L'ESSAI EN HYDROSTATIQUE, LA ZONE FONCEE MONTRE LA TRANSITION DE LA SECTION BC A LA SECTION CD.	87
FIGURE 4-1 : DISPOSITION DE L'ESSAI D'IMPACT (FIQUET ET DACQUET, 1977).....	89
FIGURE 4-2 : DISPOSITION DES RENFORTS	90
FIGURE 4-3 : CONFIGURATION NUMERIQUE DE LA DALLE AVEC LA VUE DE FACE (A GAUCHE), ET LA VUE DE COTE (A DROITE).....	91
FIGURE 4-4 : COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX EN TERMES DE TRAJECTOIRE DU MISSILE POUR TROIS VITESSES D'IMPACT DIFFERENTES. .	93
FIGURE 4-5 : A GAUCHE, REPRESENTATION DE LA PENETRATION SIMPLE AVEC UNE VITESSE D'IMPACT DE 102 M/S (IMAGE CAPTUREE A T = 8.4 MS) ; A DROITE, LE CAS DE LA PERFORATION AVEC UNE VITESSE D'IMPACT DE 186 M/S (IMAGE CAPTUREE A T = 9.6 MS). RESULTATS OBTENUS AVEC LA LOI SIMPLIFIEE.	94
FIGURE 4-6 : LA TRAJECTOIRE DU MISSILE EN FONCTION DU TEMPS.	95
FIGURE 4-7 : LA REPARTITION DE LA FORCE DE CONTACT EN TRACTION ET EN HAUTE COMPACTION. A GAUCHE UNE VUE GENERALE ET A DROITE UNE VUE DETAILLEE DE LA PREMIERE MILLISECONDE.	96
FIGURE 4-8 : IMAGE CAPTUREE A T = 11 MS POUR UNE VITESSE D'IMPACT DE 151 M/S EN UTILISANT LA LOI COMPLETE.	96
FIGURE 4-9 : TRAJECTOIRE DU MISSILE EN FONCTION DU TEMPS POUR LE CAS DE REFERENCE ET LES DEUX CAS ADDITIONNELS, V = 500 M/S ET D = 16 CM. L'EPAISSEUR DE LA DALLE EST DONNEE SUR L'AXES Y ET LE POINT NOIR CORRESPOND A LA POSITION DES RENFORTS.....	97
FIGURE 4-10: REPRESENTATION DES INTERACTIONS AYANT ATTEINT L'ETAT DE DURCISSEMENT, A T = 0.35 MS APRES L'IMPACT DU MISSILE, AVEC V = 151 M/S (A GAUCHE) ET V = 500 M/S (A DROITE).	98
FIGURE 4-11: REPRESENTATION DES INTERACTIONS AYANT ATTEINT L'ETAT DE DURCISSEMENT, CAPTUREE A T = 0.5 MS APRES L'IMPACT DU MISSILE, AVEC D = 27.5 CM (A GAUCHE) ET D = 16CM (A DROITE), POUR UNE MEME ENERGIE CINETIQUE INITIALE. ...	99
FIGURE 4-12 : ETUDE D'IMPACT AVEC LA DALLE EPAISSE ; UN ECHANTILLON NUMERIQUE A ETE PRELEVE SUR LA DALLE POUR REALISER L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE (A GAUCHE).	102
FIGURE 4-13 : COURBE CONTRAINTE/DEFORMATION DE L'EPROUVETTE PRELEVEE SUR LA DALLE EPAISSE.	102
FIGURE 4-14 : PROFONDEUR DE PENETRATION EN FONCTION DE LA MASSE DU MISSILE LORS DES IMPACTS SUR LA DALLE EPAISSE. LA ZONE FONCEE IMPLIQUE LE REGIME DE LA PERFORATION PREDIT PAR LA FORMULE DE FULLARD (LORSQUE LA VITESSE D'IMPACT EST SUPERIEURE A 310 M/S).....	103
FIGURE 4-15 : LA PROFONDEUR DE PENETRATION EN FONCTION DE LA FORME DU NEZ DU MISSILE. LES ETOILES REPRESENTENT LES RESULTATS DE LA SIMULATION, LES CERCLES REPRESENTENT LA MESURE EXPERIMENTALE, ET LA LIGNE PLEINE MONTRE LA PREDICTION SELON LA FORMULE DE CHEN ET LI.....	105
FIGURE 4-16 : LA TRAJECTOIRE DU MISSILE EN FONCTION DU TEMPS. L'EPAISSEUR DE LA DALLE EST REPRESENTEE LE LONG DE L'AXE Y, LES POINTS NOIRS REPRESENTENT LES POSITIONS DE L'ARMATURE.	106
FIGURE 4-17 : IMAGE CAPTUREE APRES IMPACT. A GAUCHE, LE CAS DU MISSILE A NEZ PLAT. A DROITE, LE CAS DU MISSILE A NEZ CONIQUE (0.1 M).	106
FIGURE 4-18 : LE CHAMP DE DEPLACEMENT POUR DIFFERENTS ITERATIONS. LES IMAGES DU HAUT REPRESENTENT LE CAS D'UN MISSILE A NEZ PLAT. LES IMAGES DU BAS REPRESENTENT LE CAS D'UN MISSILE A NEZ CONIQUE (0.10 M).....	107
FIGURE 4-19 : TRAJECTOIRE DU MISSILE EN FONCTION DU TEMPS.	108
FIGURE 4-20 : TAUX DE RENFORCEMENT EN FONCTION DE L'EPAISSEUR DE LA CIBLE JUSTE POUR PERFORER, ESSAIS D22, D24, D30 (TRACE PAR EQ. (1-10A)).	110
FIGURE 4-21 : COURBES DE LA POSITION DU MISSILE A LA FIN DE L'IMPACT EN FONCTION DU TAUX DE RENFORCEMENT POUR LES ESSAIS D24 (102 M/S), D22 (151 M/S) ET D30 (186 M/S).	

Table des figures

LA CONFIGURATION DE L'ESSAI EXPERIMENTAL EST REPRESENTEE PAR LA BARRE RECTANGULAIRE AVEC UN TAUX DE RENFORT EGAL A 1,45 %.....	111
FIGURE 4-22 : TAUX DE RENFORCEMENT EN FONCTION DE L'EPaisseur DE LA CIBLE JUSTE POUR PERFORER, ESSAIS D22, D28 (TRACE PAR L'EQ. (1-10A)).....	112
FIGURE 4-23 : POSITION DU MISSILE A LA FIN DE L'IMPACT AVEC DIFFERENTS TAUX DE RENFORCEMENT POUR LES ESSAIS D22 ET D28 (NUMERIQUE)	112
FIGURE 4-24 : TAUX DE RENFORCEMENT EN FONCTION DE L'EPaisseur DE LA CIBLE JUSTE POUR PERFORER, ESSAIS D27 ET D28 (TRACE PAR L'EQ. (1-10A))	113
FIGURE 4-25 : POSITION DU MISSILE A LA FIN DE L'IMPACT POUR DIFFERENTS TAUX DE RENFORCEMENT, ESSAIS D27 ET D28 (NUMERIQUE).....	114
FIGURE 4-26 : CONFIGURATION NUMERIQUE DE L'ESSAI D35	115
FIGURE 4-27 : TRAJECTOIRE DU MISSILE EN FONCTION DU TEMPS POUR LA SIMULATION DES ESSAIS D35 ET D37.	115
FIGURE 4-28 : TAUX DE RENFORCEMENT EN FONCTION DE L'EPaisseur DE LA CIBLE JUSTE POUR PERFORER, ESSAIS D27 ET D35 (TRACE PAR EQ.5).....	116
FIGURE 4-29 : POSITION DU MISSILE A LA FIN DE L'IMPACT AVEC DIFFERENTS TAUX DE RENFORCEMENT POUR LES ESSAIS D37 ET D35 (NUMERIQUE).	116
FIGURE 4-30: INFLUENCE DU TAUX DE RENFORCEMENT EN FONCTION DU POURCENTAGE DE LIEN CASSE POUR L'ESSAI D27. LA ZONE D'IMPACT EST REPRESENTEE PAR UN CARRE DE LONGUEUR 2D QUI EST UTILISE POUR LA MESURE DE LIEN CASSE.....	117
FIGURE 4-31 : EVOLUTION DE LA CAPACITE DE PERFORATION AVEC DIFFERENTS TAUX DE RENFORCEMENT (ESSAI D27 151M/S), PERFORATION OBSERVEE POUR UN TAUX DE RENFORCEMENT INFERIEUR A 2,24 %.....	118

Table des figures

Liste des tableaux

TABLEAU 2-1 : PARAMETRES DE LA POUTRE NUMERIQUE	50
TABLEAU 3-1 : PARAMETRE UTILISES POUR LA MISE EN PLACE DE LA GENERATION DES ECHANTILLONS.....	60
TABLEAU 3-2 : COEFFICIENT DE POISSON MESURE A PARTIR D'UN ESSAI UNI-AXIAL SIMPLE POUR DIFFERENTES VALEURS DE LA COHESION ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE.....	76
TABLEAU 3-3 : RECAPITULATIF DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LES ESSAIS UNI-AXIAUX	78
TABLEAU 3-4 : PARAMETRES DU MODELE POUR UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE (L'ESSAI MONTRE DANS LA FIG. 3-38).....	79
TABLEAU 4-1 : DONNEES RELATIVES AUX MISSILES UTILISES DANS LES ESSAIS CEA-EDF	88
TABLEAU 4-2 : DONNEES RELATIVES A LA DALLE EN BETON (CEA-EDF), ET RESULTATS D'IMPACT (NUM : OBSERVATION NUMERIQUE).....	89
TABLEAU 4-3 : PARAMETRES DU MODELE POUR LE CALAGE D'UN ESSAI COMPRESSION SIMPLE.....	101
TABLEAU 4-4 : LES DONNEES POUR L'ETUDE DE LA FORME DU NEZ DU MISSILE.....	104
TABLEAU 4-5 : CARACTERISTIQUES DES DALLES CEA-EDF (BERRIAUD <i>ET AL.</i> , 1978)	110

Liste des tableaux

Introduction

Contexte

M. Eliade souligne dans son œuvre intitulée *Le Sacré et le profane* que pour certaines sociétés primitives, le Ciel est conçu comme une immense tente soutenue par un pilier central (p. 52). L'habitation humaine est donc née par l'imitation du Monde : le toit symbolise le Ciel et les poteaux représentent *l'Axis Mundi*, qui relie et à la fois soutient le Ciel et la Terre (p. 55). Quant au mur, il prend encore la fonction de défense comme celui original construit par la demeure divine qui coupe la continuité de l'espace en empêchant l'entrée des puissances démoniaques au monde sacré. De la mythologie jusqu'au domaine scientifique, de la demeure divine jusqu'à son avatar, la maison humaine, la forteresse, la muraille où le mur garde toujours sa valeur protectrice. Selon l'évolution de la société et de la technique, on se rend compte que la sécurité des êtres humains nécessite des ouvrages de protection solides pour se prémunir contre la guerre ou d'autres sinistres naturels. La nécessité d'augmenter la résistance du mur contre toutes les agressions extérieures est donc apparue il y a bien longtemps. La progression de la technique de construction aidant, le béton armé est considéré comme l'un des meilleurs matériaux permettant de résister aux sollicitations extrêmes, tels les impacts. Selon les recherches récentes sur le développement des missiles perforants, ceux-ci sont capables de pénétrer une protection en béton massif de plusieurs mètres d'épaisseur. Le béton subit alors une dégradation extrêmement sévère. De ce fait, l'étude du comportement des bétons est de grande nécessité. Dans nos travaux de recherche, nous avons étudié la réponse d'un voile de béton subissant des impacts. De cette étude, nous avons élaboré un modèle numérique capable de prédire les conditions de perforation d'un mur en béton armé.

Objectif

Le béton est le matériau le plus utilisé pour la construction d'ouvrages, cependant la connaissance de son comportement en dynamique rapide reste limitée. Le béton étant composé d'un milieu hétérogène, son comportement est complexe à analyser, et même en quasi-statique, quand il est sollicité avec une pression de confinement de l'ordre de plusieurs centaines de méga Pascal. Plusieurs auteurs ont proposé des lois de comportement avec un degré de complexité plus ou moins élevé. Néanmoins, faute de données expérimentales, tout particulièrement concernant la compaction du béton, la description reste incomplète. La maîtrise de la réponse des structures en béton sous sollicitations dynamiques extrêmes nécessite de bien connaître la réponse de ce matériau pour ces conditions extrêmes. Grâce à des outils expérimentaux, comme la presse GIGA, les résultats d'essais hydrostatiques à forte pression de confinement sont actuellement disponibles (Gabet, 2006) et cela nous donne la possibilité de développer des lois de comportement plus complètes et de pouvoir les valider.

Le but ultime de notre recherche est de pouvoir prédire l'épaisseur nécessaire d'un mur en béton pour éviter sa perforation par un missile rigide. Il s'agit là d'être capable de reproduire correctement la réponse locale de la structure lors de l'impact d'un missile. Actuellement, l'augmentation de la sécurité des centrales nucléaires devient un enjeu de recherche très intéressant : si elle subit une agression accidentelle, les niveaux d'endommagement concernés seront sensiblement liés à la valeur protectrice du bâtiment. En effet, le réacteur d'une centrale nucléaire est protégé par une enceinte de confinement en béton, souvent composée de deux murs et qui mesurent au moins deux mètres d'épaisseur. Il est probable que la structure elle-même ne soit pas complètement perforée par l'impact, mais le niveau

Introduction

d'endommagement risque d'être considérable. C'est la raison pour laquelle nous avons besoin de développer des outils performants permettant de traiter ce genre de problèmes.

La majeure partie des analyses présentées porte sur des simulations numériques directes basées sur la Méthode aux Eléments Discrets. Cette méthode nous a permis d'étudier le comportement d'un assemblage de grains cimentés entre eux, et qui représente le béton, soumis à une sollicitation dynamique. Contrairement aux méthodes numériques plus classiques, comme la méthode aux éléments finis, cette méthode représente un milieu naturellement discontinu. Grâce à cette caractéristique, elle est souvent appliquée pour analyser les phénomènes de fracturation et de fragmentation. En outre, l'algorithme de calcul de cette méthode est décrit par un schéma explicite qui est bien adapté pour résoudre les problèmes transitoires. Cependant, la simulation est assez coûteuse lorsque l'on veut simuler une structure à l'échelle réelle (par exemple, dans le cas d'une centrale nucléaire). Nous allons donc essayer de trouver un modèle proposant à la fois un temps de calcul raisonnable et de produire des résultats prédictifs. Quant à la calibration du modèle numérique, nous avons développé un protocole permettant de reproduire le plus fidèlement possible le comportement du matériau étudié. De ce fait, une étude paramétrique est nécessaire. Suite à cette étape de calibration, nous avons réalisé des simulations numériques d'impacts dynamiques afin d'établir les performances du modèle.

Plan

Deux aspects principaux sont traités dans cette thèse : d'une part la représentation du comportement du béton et d'autre part, la réalisation des essais d'impact à l'échelle de la structure. Pour cela, le plan de ce mémoire est organisé comme suit :

Nous présentons d'abord une étude bibliographique dans le chapitre 1 avec un double objectif : premièrement, nous ferons une présentation d'ensemble sur le comportement du béton. Deuxièmement, nous détaillons les effets d'impact locaux d'un missile rigide sur une structure. Pour cela, les résultats expérimentaux nous permettent de caractériser la dépendance du comportement du béton au taux de déformation. Pour la partie missile, nous détaillons dans trois approches différentes les façons de caractériser sa contribution à l'impact : l'analytique (les lois de prédiction empirique), l'expérimentation et le numérique.

Nous présentons dans le chapitre 2 la méthode numérique utilisée : la Méthode des Eléments Discrets. Il s'agira ici d'éléments discrets sphériques, qui interagissent lorsqu'un contact est détecté. Nous ne cherchons pas à définir un maillage, mais plutôt à suivre les mouvements des grains au cours de la simulation. Une loi d'interaction est formulée pour reproduire, le comportement du béton.

Le troisième chapitre concerne l'étape de calibration du modèle numérique développé. Elle nous permettra d'étudier le comportement du béton à l'échelle locale. Pour cela, des essais en quasi statiques uniaxiaux et les essais triaxiaux ont été simulés. Par comparaison avec les résultats d'essais en laboratoire, nous allons essayer de valider le modèle.

Le dernier chapitre de la thèse propose l'utilisation du modèle pour simuler les essais réalisés par le CEA-EDF, concernant les tests d'impact de missiles rigides sur dalles en béton armé (Berriaud, 1978). Les simulations numériques ont été réalisées pour différentes épaisseurs de dalle, avec une étude toute particulière pour les dalles minces. Nous montrons que le modèle est capable de reproduire la réponse de la dalle et la trajectoire du missile. Des simulations

Introduction

d'impact sur dalles épaisses, nous ont permis par la suite de mettre en évidence la contribution de la loi de comportement proposée pour tenir compte des phénomènes de compaction du béton. Ce chapitre s'achèvera par une étude paramétrique portant sur les effets du renfort et de la forme du nez du missile.

Enfin, notre document se clôture par des conclusions et des perspectives.

Chapitre 1. Etude bibliographique

1.1 Le comportement du béton

Le béton est un matériau hétérogène composé d'une pâte de ciment (le ciment et l'eau) et de granulats. Il n'existe pas de méthode de composition du béton qui soit actuellement universellement reconnue comme étant la meilleure. La composition du béton est toujours le résultat d'un compromis entre une série d'exigences généralement contradictoires. Certaines conditions doivent être respectées au cours de la fabrication :

- a. le béton doit présenter, après durcissement, une certaine résistance à la compression.
- b. le béton frais doit pouvoir facilement être mis en œuvre avec les moyens et méthodes utilisés sur le chantier.
- c. le béton doit présenter un faible retrait et un fluage peu important.
- d. le coût du béton doit rester le plus bas possible.

Grâce à tous ces avantages, le béton est reconnu comme un matériau majeur permettant de construire divers ouvrages. Il est largement utilisé au moment de la construction des bâtiments, des ponts, des barrages ainsi que des protections militaires (Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005).

Dans un premier temps, nous allons présenter le comportement du béton à l'aide des essais de laboratoire. Selon la vitesse de chargement au cours d'un essai expérimental, le comportement du béton peut être décomposé en deux phases : le comportement obtenu à vitesse quasi-statique et le comportement obtenu à vitesse dynamique. Pour une vitesse de chargement suffisamment lente, nous pouvons encore la classer en régime « statique ». La figure 1-1 présente l'évolution caractéristique de la courbe enveloppe de rupture (*failure limit*) pour les différentes vitesses de chargement ($\dot{\epsilon}$). Nous pouvons remarquer que les pics de contraintes dépendent de la vitesse de chargement. En principe, plus la vitesse de chargement est importante, plus la résistance obtenue est élevée.

1.1.1 Comportement quasi statique

Nous présentons d'abord la caractérisation du béton obtenue par des essais de laboratoire dont les vitesses de chargement en quasi statique sont imposées, les effets de vitesses dynamiques seront annulés en conséquence.

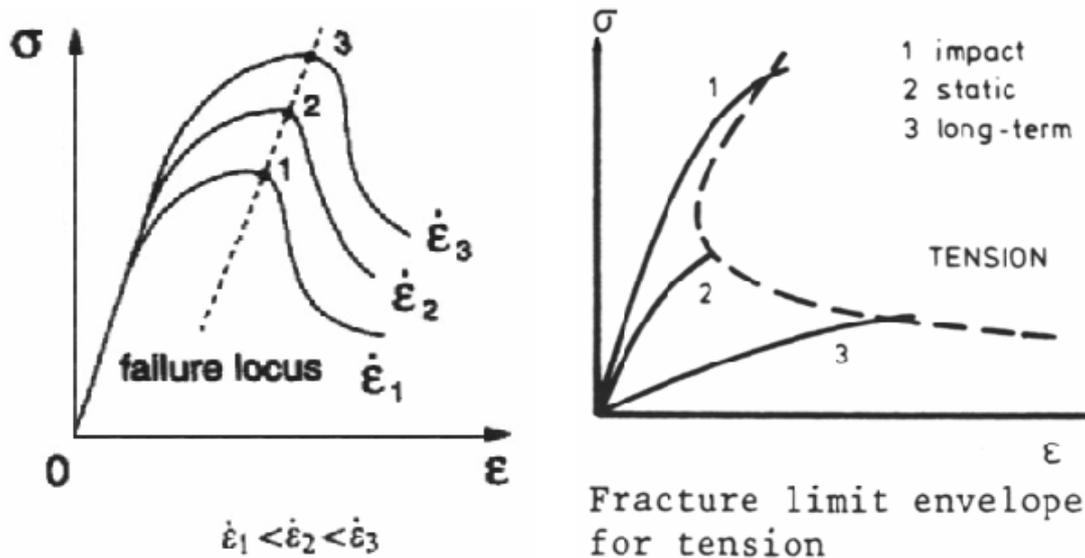


Figure 1-1 : Variation de résistance pour les différentes vitesses de déformation. A gauche, la réponse en compression (Nawrocki et Mroz, 1998). A droite, la réponse en traction (Zielinski et Reinhardt, 1982).

1.1.1.1 Compression simple

Les essais de compression simple emploient des éprouvettes cylindriques de dimensions $\phi = 160$ par 320 mm qui sont conservées dans des conditions particulières de température et d'humidité avant le chargement. C'est l'essai le plus couramment utilisé pour permettre de caractériser le comportement du béton. Classiquement, le comportement est déterminé à partir d'un matériau à maturité, âgé de 28 jours et, représenté sur une courbe contrainte-déformation. Les valeurs caractéristiques de raideur E (module d'Young) et de la résistance f_c , sont utilisées pour du travail de dimensionnement (Rossi, 1997).

L'allure générale de la courbe contrainte – déformation est donnée par la figure 1-2. Dans ce cas de figure, l'évolution du comportement du béton se décline en plusieurs étapes. On observe principalement que la réponse est presque linéaire jusqu'à des contraintes de 30 à 50 % de la résistance. Les premières fissures qui peuvent se développer à ces niveaux de contrainte, se produisent à l'interface entre la pâte de ciment et les inclusions (Smadi & Slate, 1989). Suite au régime élastique, la contrainte continue à augmenter, cependant l'augmentation de la déformation devient plus importante que celle de la contrainte. Le matériau s'endommage davantage provoquant une diminution du module tangent. Dans ce domaine non-linéaire de comportement, le nombre de fissures d'interface peut être considérablement augmenté. Au-delà, le niveau de contrainte s'approche de la limite en compression simple f_c , le volume de l'éprouvette augmente par le développement de déformations dilatantes dans la direction transversale de l'effort. Ces déformations deviennent plus importantes que celles mesurées dans la direction de la charge avec l'observation d'une fissuration notable. Des fissures apparaissent alors dans la pâte de ciment et se propagent parallèlement à la direction de l'effort. Elles initient une instabilité interne du matériau par une mise en traction importante perpendiculairement à la direction de l'effort (Bazant, 1967). La résistance limite est ensuite atteinte très rapidement. Lorsque le déplacement est imposé, on peut observer au-delà de la résistance ultime, une zone d'adoucissement correspondant à la chute progressive de capacité portante sous déformation croissante.

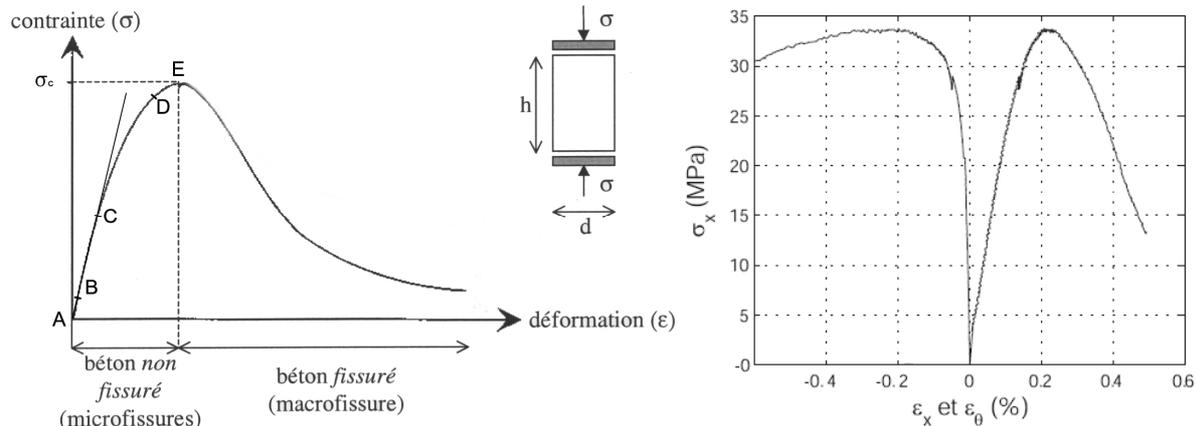


Figure 1-2 : A gauche, la courbe de réponse du béton en compression simple (Hentz, 2003). A droite, le résultat d'un essai en compression simple, la courbe de droite représente la contrainte axiale (σ_x) en fonction de la déformation axiale (ε_x) et celle de gauche en fonction de la déformation latérale (ε_θ) (Vu, 2007).

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux (Mazars, 1984 ; Berthaud, 1988) et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures. De plus, il a été montré (Torrenti, 1993) que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène.

1.1.1.2 Traction simple

Etant connu que le béton est largement utilisé grâce à sa résistance à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. En effet, le béton est souvent endommagé lorsque les granulats à l'échelle micro sont soumis à un chargement en traction. Il est donc important de déterminer la résistance du béton en traction simple f_t . On peut faire la remarque ici sur la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, c'est pourquoi on fait souvent appel à des essais indirects pour obtenir ce comportement. La figure 1-3 présente trois dispositifs d'essais différents pour déterminer la résistance du béton en traction. Les essais les plus courants sont les essais de traction par flexion. Deux forces concentrées sont appliquées au tiers de la portée sur un échantillon avec un élancement de 4. L'essai de traction par fendage (ou l'essai Brésilien) consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. La résistance est obtenue à partir de la valeur de pression (P) appliquée et la taille de l'échantillon. L'essai de traction direct peut être réalisé en appliquant directement la charge sur les deux métaux collés aux extrémités de l'échantillon. Le collage de têtes de traction doit être parfaitement centré pour maintenir une contrainte homogène au cours du chargement.

La figure 1-4 montre le comportement du béton lors d'un essai de traction uni-axial réalisé par Terrien (Terrien, 1980). On distingue en deux étapes le comportement du béton dans ce cas de figure. Jusqu'au pic de contrainte, la progression entre les déformations et les contraintes est linéaire. Le matériau possède un comportement élastique. D'un point de vue microscopique et jusqu'à 40 % de la résistance f_t , le matériau reste intègre. A partir de 40 %, voire 60 % de la

résistance en traction, des fissures localisées et des points fracturés isolés sur l'éprouvette sont relevés mais l'endommagement reste faible car les fissures sont stables et évoluent peu. Entre 60 et 75 % de f_t , de multiples fissures se forment à proximité des inclusions et s'étendent vers la pâte de ciment. Cependant, cette extension reste toujours limitée et stable. Enfin, entre 75 et 90 % de f_t et jusqu'à f_t , la connexion de l'ensemble des fissures s'établit rapidement en réduisant les zones de résistance sur la section de l'éprouvette. Cette progression de l'endommagement conduit à la deuxième phase de comportement en provoquant une rupture généralement brutale et nette de l'éprouvette avec une perte de résistance très rapide (Dhir et Sangha, 1974). Dans son état ultime, l'essai de traction direct conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'effort.

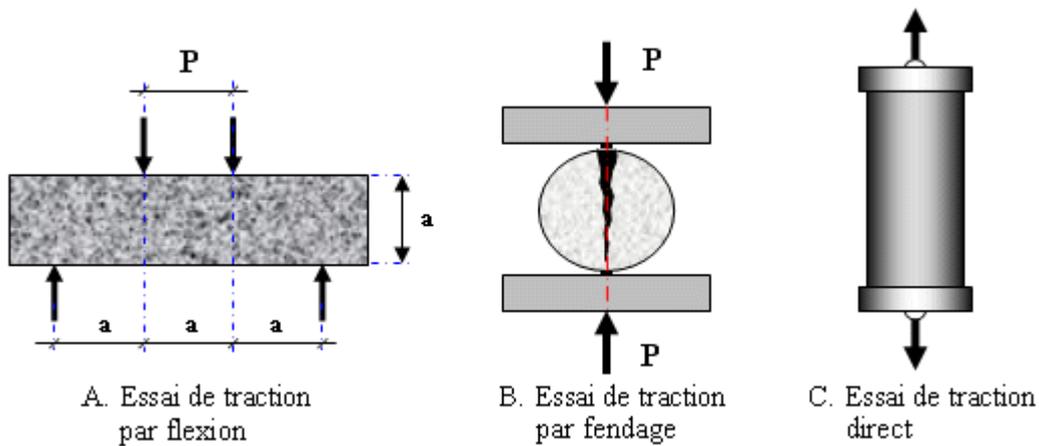


Figure 1-3 : Différents essais sur les résistances d'un béton en traction (Phoummavong V., 2003).

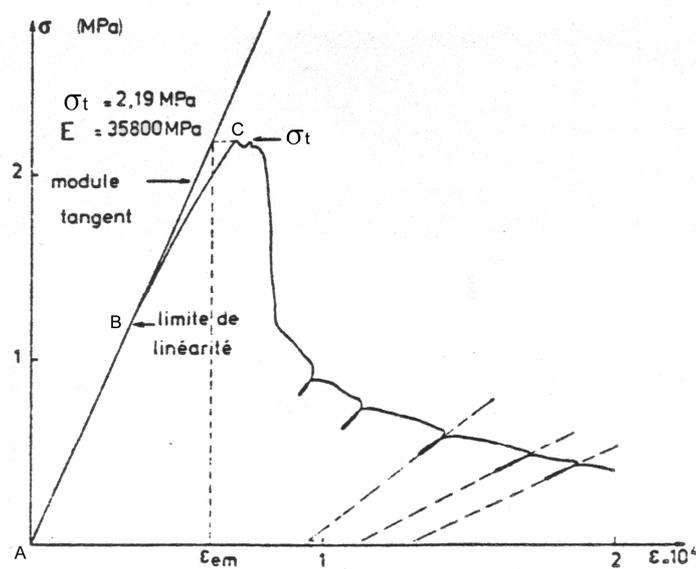


Figure 1-4 : Courbe de comportement du béton en traction (Terrien, 1980).

1.1.1.3 Essai triaxial

De ce que l'on a vu précédemment, on peut s'attendre à une sensibilité du béton à l'application de la contrainte de confinement. Le comportement du béton sous le chargement

triaxial a été largement étudié par plusieurs auteurs. Jamet (Jamet et al., 1984) a montré l'influence de confinement faible lors d'un essai triaxial où un échantillon cylindrique a été utilisé. Ludovic (Ludovic et al., 2006) a effectué des essais triaxiaux avec une pression de confinement moyenne (60 MPa). Il a proposé une loi de comportement élasto-plastique endommageable pour reproduire ses essais expérimentaux (voir la Fig. 1-5). Ces essais triaxiaux ont montré que le pic de contrainte augmente lors de l'augmentation du confinement. Cependant, la compaction du béton n'était pas évidente pour de faibles confinements. Grâce à la progression de l'équipement pour effectuer des essais triaxiaux, la pression de confinement peut être augmentée jusqu'à l'ordre de quelques centaines de MPa (Burlion, 1998 ; Warren et al., 2004 ; Gabet, 2006). La figure 1-6 présente la courbe pression hydrostatique / déformation volumique obtenue lors d'un tel essai. Le béton suit d'abord un comportement linéaire. Puis, la raideur diminue à cause de la réduction de la porosité. Lors de la fin de la fermeture de la porosité, la raideur repart avec une pente considérable. On note un point de compaction au moment du passage du durcissement élastique au durcissement plastique (voir la Fig. 1-6). En général, les essais triaxiaux peuvent être réalisés en deux étapes via le chemin de chargement : le chargement hydrostatique et le chargement déviateur. A l'aide de la presse GIGA¹ (DGA, 2002), Gabet (Gabet, 2006) a effectué des essais triaxiaux dont la contrainte possible est de l'ordre du Giga Pascal. Durant ces essais, la phase de chargement hydrostatique est d'abord appliquée par la pression de liquide autour de l'échantillon jusqu'à ce que le confinement atteigne la valeur voulue. En maintenant ensuite le confinement constant, on vient charger axialement la contrainte déviatrice par le biais du vérin (voir la Fig. 1-7). La figure 1-8 montre les résultats des essais triaxiaux où le confinement varie de 50 MPa à 650 MPa.

Le comportement du béton lors d'un essai triaxial peut être caractérisé en fonction de la pression de confinement. Il faut noter que le chargement de la phase hydrostatique nous permet d'étudier la variation volumique du béton via la grandeur de la pression de confinement. L'analyse de la réponse hydrostatique du béton montre les caractéristiques majeures de son comportement volumique. Après un début de charge élastique, le module tangent diminue au moment où commence la compaction du matériau. On observe ensuite une augmentation du module tangent avec l'augmentation des déformations volumiques, que l'on peut associer à un durcissement de la structure à mesure que la porosité du mortier s'effondre (Gabet, 2006). Cette observation est en accord avec le comportement compactant du béton proposé par Burlion (voir la Fig. 1-6). Lors de la charge, deux phénomènes sont présents simultanément : l'endommagement structural de la matrice cimentaire fait chuter la raideur du matériau alors que l'effondrement de la porosité tend au contraire à durcir le comportement du matériau. La courbe de comportement volumique à la charge résulte donc du couplage entre un comportement élastique et ces deux phénomènes aux effets opposés.

L'état limite du béton peut être distingué durant le chargement déviateur. Comme illustré dans la figure 1-8, la résistance du béton dépend fortement de la pression de confinement appliquée autour de l'échantillon. Plus le confinement est élevé, plus l'échantillon peut résister à une contrainte importante. Pour un confinement faible (inférieur à 100 MPa), le pic est d'abord atteint, on observe ensuite une faible diminution de contrainte avant la fin du chargement. Pour un confinement moyen, la courbe semble atteindre un plateau mais non pas un pic avant

¹ La presse triaxiale GIGA, a été inaugurée le 13 mai 2004 par la Délégation Générale pour l'Armement (DGA), le Centre National de la Recherche Scientifique (CNRS), l'Institut National Polytechnique de Grenoble (INPG) et l'Université Joseph Fourier (UJF). Cette presse a été financée par la DGA dans le cadre d'un contrat qui s'inscrit dans un projet d'étude entrepris sur les « Modèles matériaux pour simulation en dynamique rapide – thème béton » (DGA, 2002).

la fin de chargement. En revanche, la limite de contrainte n'est pas observée lorsque le confinement est très élevé. Selon la variation de la courbe de comportement volumique, ces essais présentent tous une transition de la contraction à la dilatation lorsque l'on charge progressivement la contrainte déviatorique. Le béton commence à endommager en traction et en cisaillement au moment de l'apparition de la dilatation. Pourtant, cette étape de dilatation est toujours atteinte avant le seuil de contrainte maximale (Gabet, 2006).

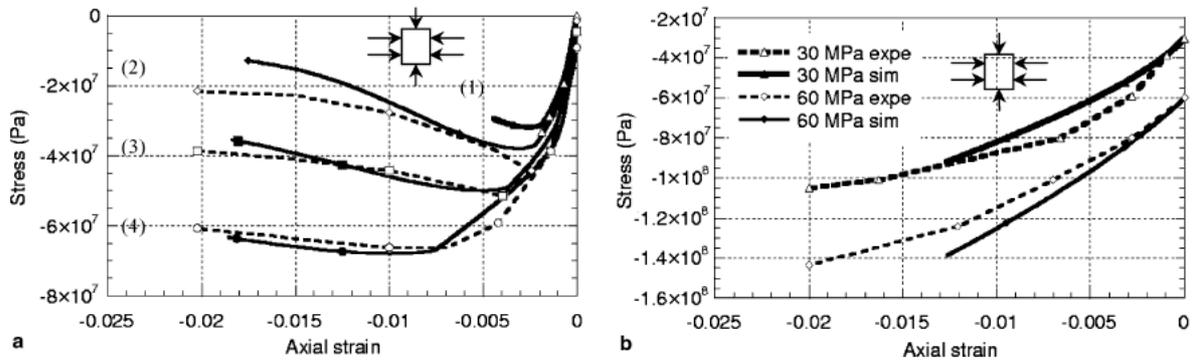


Figure 1-5 : Courbes contrainte / déformation lors des essais triaxiaux. A gauche, les essais avec une pression de confinement faible (de 0 à 9 MPa). A droite, les essais avec une pression de confinement moyenne (de 30 à 60 MPa), (Ludovic et al., 2006).

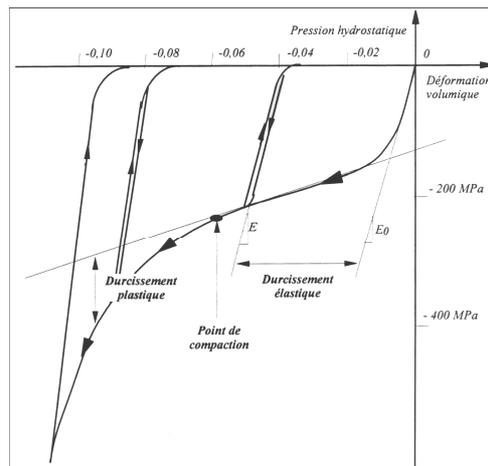


Figure 1-6 : Comportement compactant du béton et définitions (Burlion, 1998).

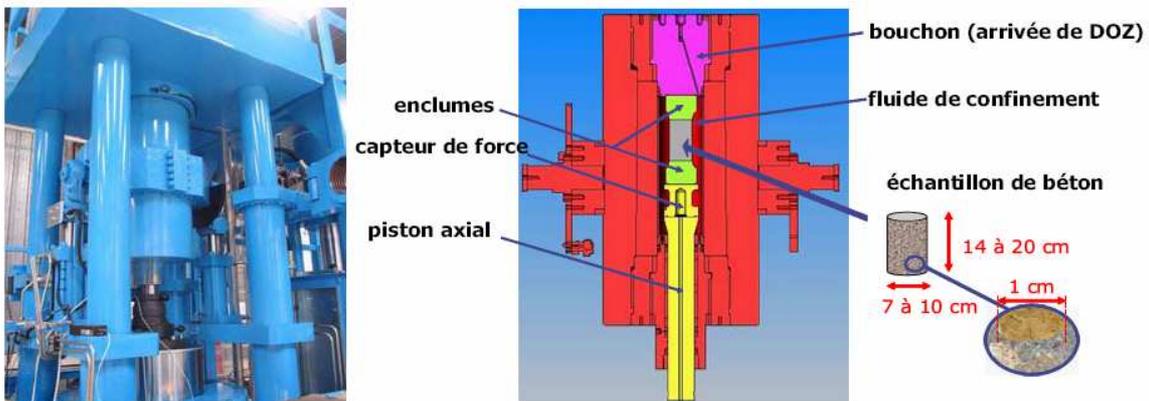


Figure 1-7 : Disposition de la presse GIGA (Gabet, 2006).

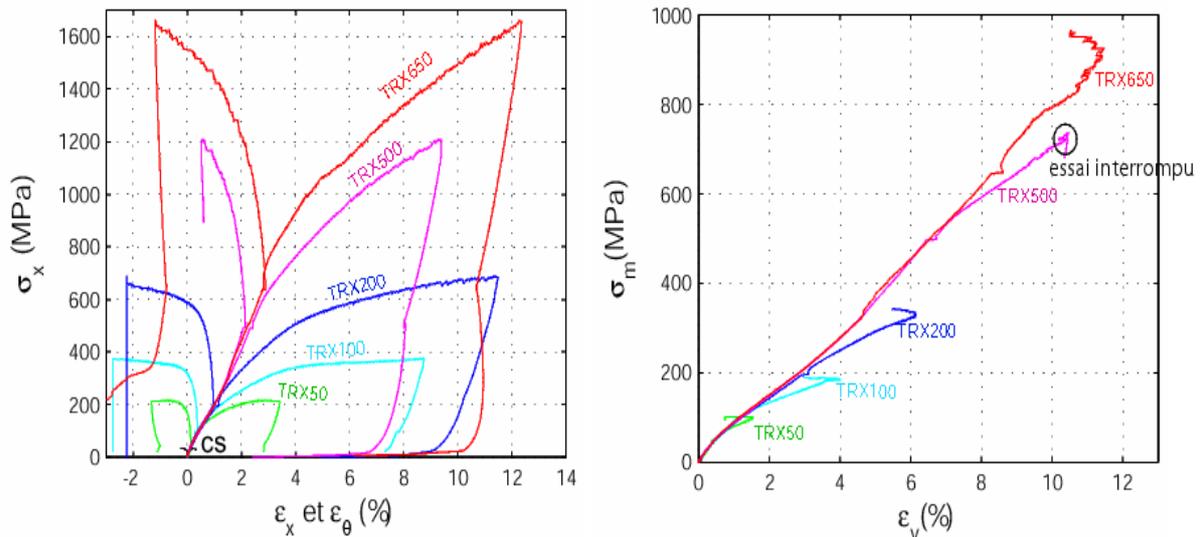


Figure 1-8: Résultats des essais triaxiaux avec différentes pressions de confinement (Gabet, 2006). Les courbes représentent, à gauche, la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et la déformation latérale, à droite, la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique.

1.1.2 Comportement dynamique

Lors d'un chargement dynamique, le taux de déformation est souvent associé à un cas de taux de sollicitation élevée. Le comportement du béton peut être influencé par la variation de taux de déformation. Dans ce cadre de chargement, il est important de parvenir à caractériser le comportement dynamique du béton. Les résultats obtenus à partir d'essais uni-axiaux ont été synthétisés par Bischoff et Perry (Bischoff et Perry, 1991) pour un large spectre de taux de déformation (de 10^{-6} s^{-1} jusqu'à 10^3 s^{-1}). En général, la machine de la pression hydraulique permet d'effectuer des essais quasi – statiques dont le taux de déformation reste autour de 10^{-5} s^{-1} . A l'aide d'une pompe rapide permettant d'accélérer la pression de liquide, il est possible d'augmenter le taux de déformation jusqu'à l'ordre de 10^{-1} s^{-1} . Un réservoir de gaz (*pneumatic-hydraulic system*) peut être utilisé pour atteindre le taux de déformation de 1 s^{-1} . Des essais Charpy ont été réalisés permettant de mesurer la résistance des matériaux dont le taux de déformation est proche du cas d'impact (Gopalaratnam et Shan, 1984). Pour le béton, les essais de « drop weight » ont été généralement utilisés permettant d'atteindre 10^1 s^{-1} , équivalent à une durée de chargement de 250 ms. Pour des taux de déformation encore plus grands, des essais à l'aide de dispositifs aux barres d'Hopkinson (voir la Fig. 1-9) sont alors utilisés, permettant ainsi d'atteindre des taux de déformation de plus de 10^5 s^{-1} . Le principe même des barres d'Hopkinson, a et fait toujours l'objet de nombreuses publications (Georgin et Reynouard, 2003 ; Brara et Klepaczko, 2006 ; Forquin et al., 2008) : il est basé sur la théorie de la propagation d'ondes dans un échantillon souvent cylindrique qui est placé entre une barre d'entrée et une barre de sortie. Un projectile est lancé sur l'extrémité libre de la barre d'entrée, ce choc génère une onde qui se propage dans la barre. La mesure sur les barres d'entrée et de sortie permet d'évaluer la déformation de l'échantillon et la force appliquée. Ce type d'essai a été couramment utilisé depuis l'apparition d'une procédure de dépouillement des données autorisant une grande précision (Zhao et Gary, 1996).

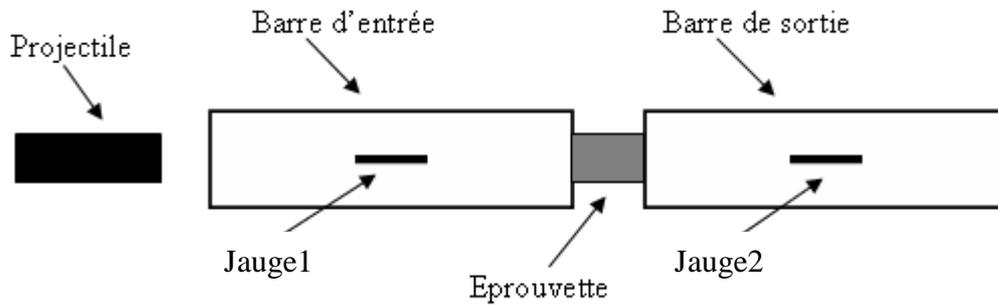


Figure 1-9 : disposition d'essai aux barres d'Hopkinson.

Suite aux essais présentés auparavant, les caractéristiques du béton ont également été étudiées par Eibl et Schmidt-Hurtienne (Eibl et Schmidt-Hurtienne, 1999). La figure 1-10 montre la dépendance de la résistance du béton en fonction du taux de déformation. La limite inférieure du domaine dynamique en termes de vitesse de déformation, correspondant à une sollicitation quasi –statique, vaut approximativement 10^{-6} s^{-1} en traction et 10^{-5} s^{-1} en compression. Lors du passage du régime quasi statique au régime dynamique, le taux de déformation change donc la résistance du béton peut évoluer. Alors, un comportement faiblement dépendant du taux de déformation est observé lors d'un chargement en quasi statique. En revanche, la résistance varie fortement en fonction du taux de déformation pour un chargement dynamique. La limite entre les deux se situe aux environs de 10^1 s^{-1} en compression et de 10^0 s^{-1} en traction. Tels que présentés à la figure 1-1, les taux de déformation de la phase dynamique ont la particularité de maintenir une intégrité du matériau pour des niveaux de contrainte au-delà de la résistance caractéristique. En effet, l'augmentation de la résistance avec la vitesse entraîne un retard de l'endommagement du béton lié à deux effets distincts qui s'introduisent à différents taux de déformation. Lorsque les vitesses de déformation sont comprises dans l'intervalle $10 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 10^3 \text{ s}^{-1}$, l'action des forces d'inertie est prépondérante. En dessous d'une vitesse de déformation égale à $\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$ mais supérieure à la vitesse quasi-statique, l'effet Stéfán (Rossi et al., 1994) prend le relais de l'effet inertiel. Le gain de résistance est néanmoins plus faible. Ces deux effets sont expliqués dans le paragraphe suivant.

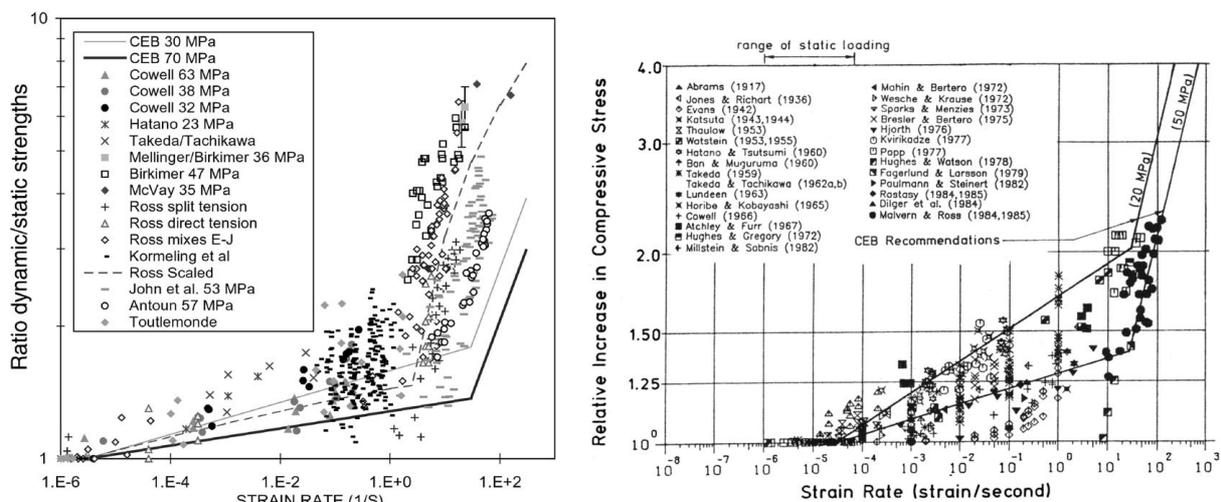


Figure 1-10 : Dépendance de la résistance du béton en fonction du taux de déformation : en traction simple (à gauche) et en compression simple (à droite), (Bischoff et Perry, 1991 ; Malvar et Crawford, 1998).

Effets inertiels : Ces effets sont introduits lorsque la vitesse de sollicitation est comprise dans l'intervalle de vitesse $10 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 10^3 \text{ s}^{-1}$. Le béton est sollicité par un effort d'impact et le gain de résistance est principalement dû aux forces d'inertie qui augmentent simultanément la résistance et les déformations du béton (voir la Fig. 1-1). L'effet inertie contrôle l'endommagement par sa localisation générale réduite à un point sous la force d'impact où se crée d'importants efforts de confinement (Eibl et Schmidt – Hurtienne, 1999). A l'échelle de la microstructure, ces efforts peuvent contribuer à la progression de l'ouverture d'une macro-fissure où la propagation s'effectue à une vitesse impliquant les forces inertielles (Rossi et Toutlemonde, 1996). Il n'existe pas de zones d'adoucissement pour ce comportement avec effet de vitesse dynamique (Berthollet, 2003).

Effet Stéfan : Pour des vitesses de chargement inférieures à 10 s^{-1} , les effets inertiels deviennent négligeables et les gains de résistance et de déformation observés résultent certainement de l'effet Stéfan (voir la Fig. 1-11). L'effet Stéfan est dû à la présence d'hydrates dans le béton reliés entre eux par la présence d'eau libre. Un effort de traction appliqué avec une vitesse rapide tend à séparer les couches d'hydrates. Cependant, le film fin intermédiaire de liquide visqueux exerce en retour une force de rappel. Plus la vitesse de séparation est grande, plus cette force de rappel est importante. Compte tenu des micromouvements de l'eau à travers les pores des hydrates, la résistance en traction augmente en conséquence (Ben Romdhane et Toutlemonde, 1997). C'est la raison pour laquelle l'effet de vitesse est plus évident pour des bétons humides que secs. Cependant, on remarque que le ratio e/c même s'il possède une influence sur la résistance en traction, n'agit pas sur l'effet Stéfan car la teneur en eau dans le micropore est indépendante de ce rapport (Rossi, 1997 ; Berthollet, 2003).

L'endommagement produit pour les vitesses de chargement relatives à l'effet Stéfan, se traduit par une rupture massive des inclusions. Les fissures dans la matrice cimentaire sont différées (Rossi et Toutlemonde, 1996). La ruine est atteinte lorsque ces zones endommagées deviennent denses au sein de la structure. Une bifurcation de la raideur du comportement est alors rapidement observée. Cette perte de raideur s'amplifie lorsque la vitesse de chargement chute par le développement de quelques déformations différées (Morin et Maso, 1982).

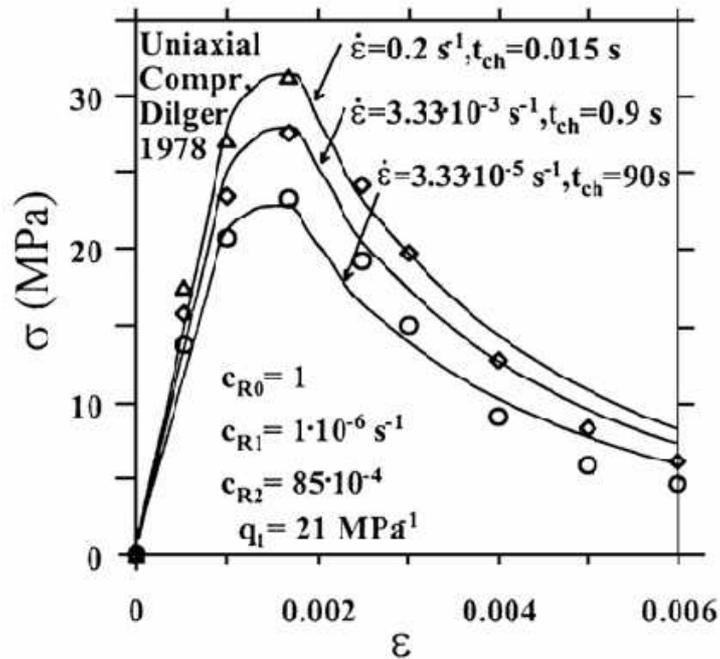


Figure 1-11 : Courbe contrainte/déformation d'un essai en traction soumis à l'effet de Stéfán (Bazant et al., 2000).

Le comportement du béton est montré dans cette première partie. Ce matériau hétérogène qui est composé d'un mélange de pâte de ciment et de granulats, possède des propriétés fortement dépendantes du taux de déformation appliqué. La caractérisation de ses propriétés est obtenue d'une part à l'aide d'essais triaxiaux quasi-statique, pour lesquels le comportement compactant du béton peut être analysé, et d'autre part à l'aide d'essais dynamiques qui permettent de mettre en évidence une résistance supérieure à celle observée sur les essais quasi-statiques.

1.2 Vue générale sur la notion d'impact dynamique

Rappelons que le but de ce travail est de reproduire le comportement du béton pour étudier la réponse d'une structure soumise à un impact dynamique. La terminologie utilisée pour qualifier un impact sur les ouvrages en béton est présentée dans ce paragraphe.

Les structures en béton sont souvent conçues pour résister à des impacts de fortes énergies cinétiques, comme par exemple, les galeries de protection dans les régions montagneuses qui permettent de protéger les routes contre les chutes de bloc ; les enceintes de centrale nucléaire qui permettent de protéger le réacteur contre tous les types d'évènement accidentel (voir la Fig. 1-12) ; les protections militaires permettent elles aussi de se prémunir des impacts liés aux projectiles. La réponse d'une structure lors de tels chargements peut s'exprimer en deux termes : la réponse globale et la réponse locale. La réponse globale est principalement due à la vibration de l'ensemble de la structure. L'endommagement est alors surtout lié à une réponse en mode cisailant ou en flexion et qui va apparaître lorsque la capacité d'énergie potentielle en déformation (*strain energy capacity*) est inférieure à l'énergie transmise par l'impact du projectile (Degen, 1980). Dans ce travail, nous nous intéressons plutôt à la réponse locale, dont l'endommagement se localise près de la zone d'impact où la pénétration, la perforation (limite balistique) et l'écaillage ont lieu. Lorsqu'une cible est soumise à un missile rigide, le missile pénètre d'abord dans la cible. Une série d'ondes élastiques est générée par l'impact,

puis, si la cible est mince, l'écaillage apparaît dans la face arrière due à la réflexion de ces ondes. Si la vitesse initiale est assez importante, le missile peut perforer complètement la cible. On peut distinguer sept phénomènes associés aux différents niveaux d'endommagement observés (voir la Fig. 1-13) ;

- **Pénétration** : le perçage d'un « tunnel » dans la cible par le projectile, la longueur de ce tunnel est nommé la profondeur de pénétration.
- **Fissuration en cône et « plugging »** : la formation d'un cône lié au cisaillement dans la cible est souvent observée.
- **Cratérisation** : L'éjection des petits morceaux de matériau par l'écrasement de missile en face avant.
- **Fissuration radial** : L'expansion de fissures globales à partir de la zone d'impact apparaît sur les deux surfaces de la cible lorsque ces fissures se propagent suivant la direction d'épaisseur de la cible.
- **Ecaillage** : L'éjection des morceaux de matériau en face arrière.
- **Perforation** : Le projectile peut passer complètement à travers la cible avec ou sans vitesse résiduelle.
- **Réponse globale de la structure** : la vibration globale d'une structure peut parfois induire des endommagements en cisaillement sur toute la cible.

Dans ce travail, nous nous intéressons surtout aux phénomènes tels que la pénétration, l'écaillage et la perforation. Ces trois phénomènes sont utilisés couramment pour caractériser le processus d'impact de missile :

(a) la profondeur de pénétration x_p qui représente la distance de pénétration du projectile dans une cible sans passer à travers celle-ci. Le béton sur la face arrière se maintient alors dans le régime élastique.

(b) la limite de perforation e_p qui représente l'épaisseur minimale nécessaire de la cible pour éviter la perforation. Cette quantité est parfois caractérisée par la limite balistique v_p , qui exprime la vitesse minimale nécessaire permettant de perforer la cible.

(c) la limite d'écaillage e_s qui représente l'épaisseur minimale de la cible pour éviter la formation de l'écaillage sur la face arrière.

Les valeurs de e_p et e_s définissent les limites de ces trois phénomènes locaux au moment de l'impact du missile. Etant connue l'épaisseur d'une cible e , si $e > e_s$ le missile restera à l'intérieur de la cible avec une profondeur de pénétration x_p . Si $e_p < e < e_s$ il y a aura alors un phénomène d'écaillage. Enfin, le missile pourra perforer la cible si $e < e_p$.

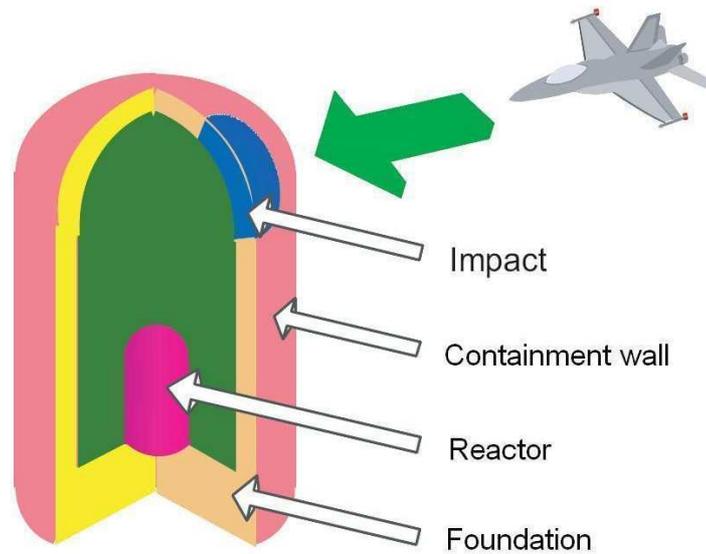


Figure 1-12 : Configuration d'un impact accidentel sur la centrale nucléaire (Gatuingt et al., 2006).

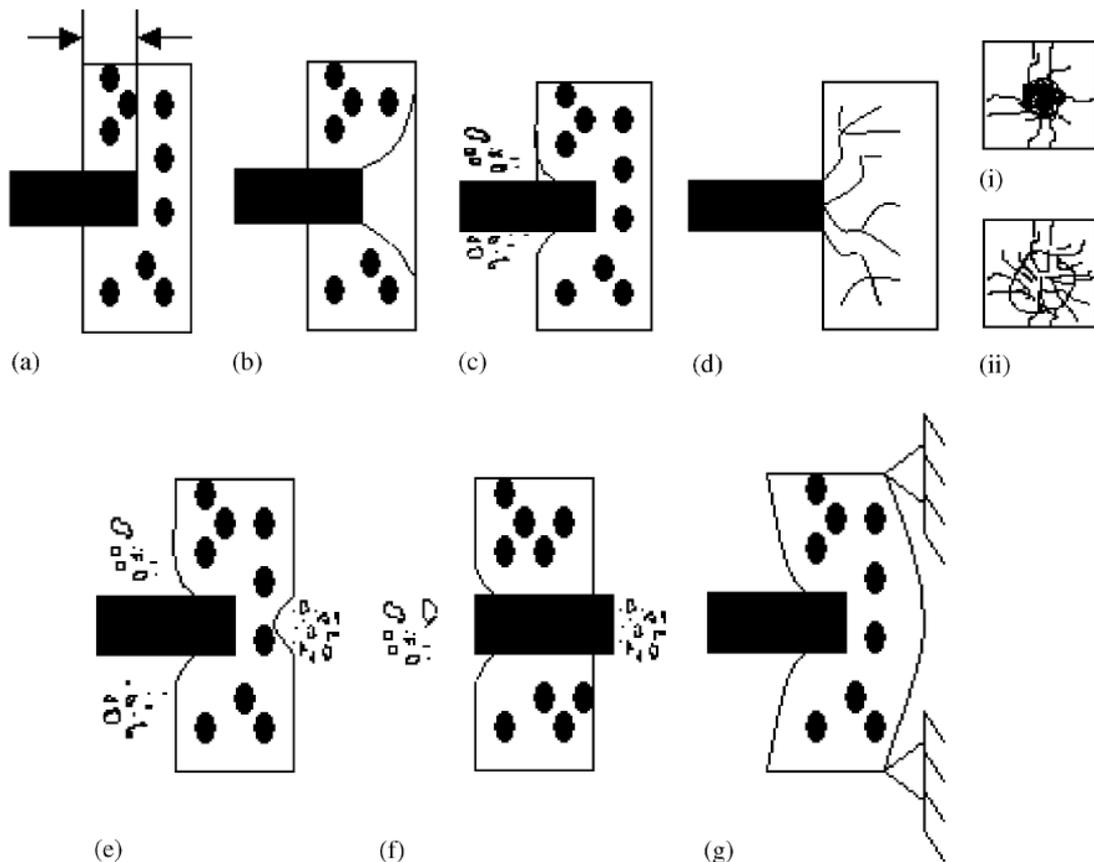


Figure 1-13 : différents effets d'impact sur la dalle en béton, (a) pénétration, (b) formation d'un cône, (c) cratérisation, (d) fissurations sur (i) la face avant et (ii) la face arrière, (e) l'écaillage, (f) perforation, et (g) réponse de la structure entière (Li et al., 2005).

La définition de la limite balistique a été introduit par Berriaud (Berriaud et al., 1978), il a proposé une loi empirique permettant de calculer la vitesse nécessaire à juste percer la cible

Chapitre 1. Etude bibliographique

avec une vitesse résiduelle nulle. Récemment, Forrestal et Hanchak (Forrestal et Hanchak, 2002) ont proposé de rajouter une autre mesure de caractérisation de l'effet d'impact : la vitesse limite de pénétration. C'est la vitesse minimale permettant d'enfoncer le projectile à l'intérieur de la cible. Ce paramètre est important pour certaines applications. Par exemple, quand le missile contient des explosifs et qu'il doit être enfoncé au milieu de l'objectif pour atteindre l'endommagement maximal.

L'effet d'impact dynamique d'un missile rigide sur une structure en béton a été étudié depuis le milieu du 17^{ème} siècle. Ces études ont principalement concerné les applications militaires sur la fabrication des projectiles (et plus récemment des missiles à haute performance) et/ou sur la construction des murs de protection. Récemment, de part les besoins spécifiques sur la recherche de sécurité des centrales nucléaires, la connaissance sur les effets locaux d'une structure soumise à un missile a considérablement évolué. Des essais de laboratoire à petite échelle et des essais prototypes à échelle réelle ont été utilisés pour étudier le comportement du béton ainsi que la réponse de la structure soumise à de telles sollicitations. En se basant sur ces résultats expérimentaux, plusieurs lois de prédiction et modèles (semi-) analytiques ont été développés permettant de prédire les effets locaux de l'impact.

Les effets locaux d'une structure du à l'impact du missile peuvent être envisagés par trois aspects différents, les essais expérimentaux, le modèle analytique (la loi empirique) et la simulation numérique. Les données expérimentales ont toujours une contribution importante permettant de mettre en évidence les différents phénomènes de ces effets locaux (Gueraud et al., 1977 ; Fiquet et Dacquet, 1977 ; Goldstein et al., 1977). De plus, elles peuvent servir à valider la loi analytique ainsi que le modèle numérique.

On présente par la suite l'évolution de modèles analytiques et de simulations numériques permettant de traiter le problème d'impact d'un missile.

1.2.1 Modèles (semi) analytiques et lois de prédiction empirique

Une révision sur l'effet local d'un missile impactant une dalle en béton a été réalisé par Kennedy (Kennedy, 1976) et Li (Li et al., 2005). Les terminologies précédentes ont été utilisées pour clarifier les différents effets locaux de l'impact.

Dans les années 40, le Comité de Recherche de la Défense Nationale (NDRC) a réalisé des essais d'impact pour des projectiles militaires qui ont été utilisés pour caractériser la réponse locale d'une cible. Ils ont proposé un modèle analytique permettant d'exprimer la force d'impact avec l'hypothèse suivante : la force d'impact augmente linéairement jusqu'à une valeur maximale, puis, cette valeur reste constante. Avec leurs données expérimentales, ils ont formulé une loi de prédiction pour estimer la profondeur de la pénétration (NDRC, 1946). Degen (Degen, 1980) a montré plus tard que l'hypothèse de NDRC sur le calcul de la force d'impact est incorrecte. Il a proposé lui-même un nouveau modèle en supposant que la force d'impact atteint sa valeur maximale au moment où le missile touche la cible et diminue jusqu'à zéro lors d'une profondeur de pénétration maximale atteinte. Un modèle similaire a été utilisé par Chang (Chang, 1981) lors de son étude sur l'impact du missile.

Suite à cela, Hughes (Hughes, 1984) a proposé un modèle force-pénétration qui est essentiellement un modèle composé par celui de NDRC et de Chang. La figure 1-14a représente le modèle de pénétration dont la force d'impact est exprimée en fonction de la

profondeur de pénétration. On remarque que la force d'impact est supposée augmenter linéairement de zéro à une valeur maximale, puis elle diminue jusqu'à ce que la profondeur de la pénétration maximale soit atteinte. La figure 1-14b, quant à elle, illustre la courbe de perforation. Dans ce cas de figure, l'évolution de la force d'impact dépend de l'épaisseur de la cible. Pour une petite épaisseur, le missile perce directement la cible sans générer de cratérisation sur la surface avant. Dans le cas contraire, le missile génère d'abord un tunnel de pénétration puis perce la cible. Il faut noter que pour les deux cas, la force d'impact diminue rapidement vers zéro lors de la perforation.

Yankelevsky (Yankelevsky, 1997) a proposé un modèle analytique en multi-étapes permettant d'exprimer l'effet local d'un impact pour des missiles à faible vitesse. Ce modèle consiste à décrire la transition entre la phase de pénétration à la phase de perforation. La figure 1-15 montre les différentes phases de pénétration. On distingue d'abord (étape un) : la pénétration dynamique, le missile pénètre dans un milieu considéré semi-infini, donc pas d'effet d'écaillage. Puis l'étape deux : la formation du cône de cisaillement. Lorsque l'énergie provoquée par l'impact du missile se transmet par la propagation des ondes élastiques, un cône se forme progressivement sur la face arrière dont l'endommagement peut se traduire par la fissuration en cisaillement. Durant cette étape : le cône de cisaillement est poussé par le missile jusqu'à ce que le missile passe complètement à travers la cible.

Ces modèles (semi-) analytiques présentés sont développés en se basant sur une approche physique. Pourtant, ils utilisent souvent des paramètres ou des coefficients de sécurités de valeurs inconnues dans leur formulation et qui doivent être obtenus à partir des résultats d'essais expérimentaux. Ceci induit une limite d'application pour ces modèles. Nous montrons dans le paragraphe suivant des lois de prédiction développées à partir de ces modèles analytiques.

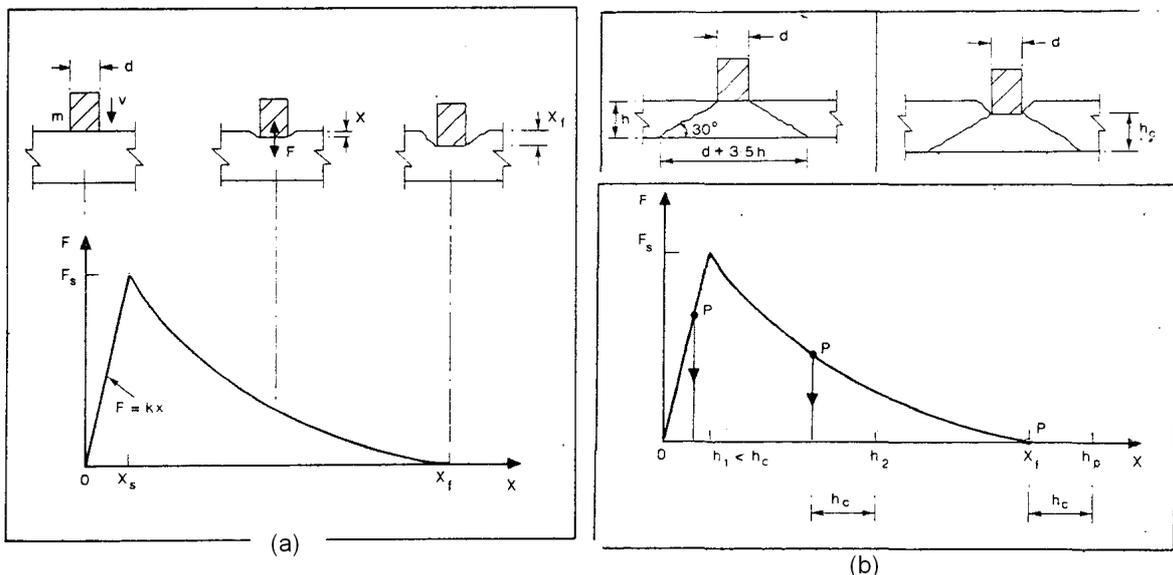


Figure 1-14 : modèle analytique pour : (a) la pénétration, et (b) la perforation (Hughes, 1984).

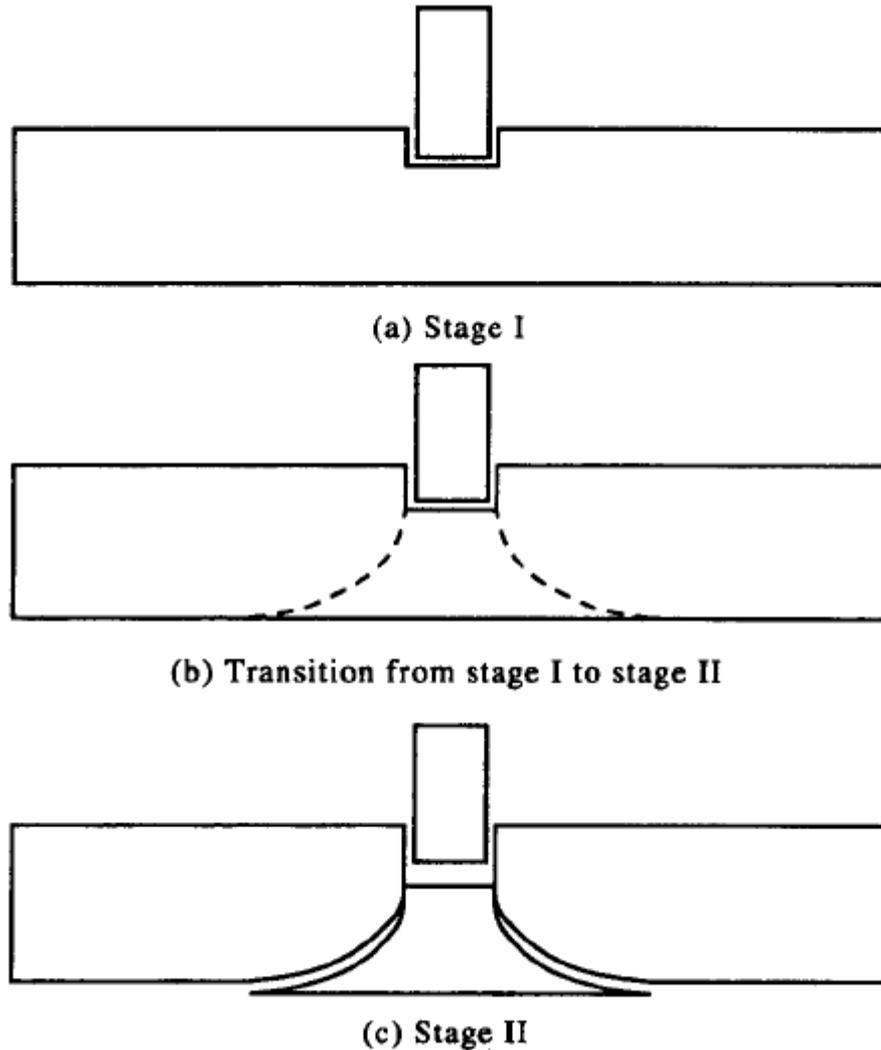


Figure 1-15 : un modèle de pénétration en deux étapes (Yankelevsky, 1997)

Les lois empiriques servent généralement à estimer quantitativement l'effet local d'un impact de missile : à savoir, la profondeur de pénétration, la limite d'écaillage et la limite de perforation. Rappelons que la limite de l'écaillage et de la perforation sont les épaisseurs minimales de la cible pour éviter respectivement l'écaillage et la perforation. Une comparaison entre les lois empiriques a été récapitulée par certains auteurs (Adeli et Amin, 1985, Yankelevsky, 1997, Sliter, 1980).

La formule de Petry (Kennedy, 1976, Samuely et Hamann, 1939) permettant de prédire la profondeur de la pénétration a été originalement développée en 1910 et c'est la loi empirique la plus ancienne parmi toutes les lois de prédictions disponibles dans la littérature. La loi de Petry a été une des lois les plus couramment utilisées aux Etats-Unis pendant l'époque de la première guerre mondiale. Cette loi est essentiellement développée pour prédire la profondeur de la pénétration (x_p) dans une dalle en béton avec une épaisseur infinie telle que :

$$x_p = 12K_p A_p \log_{10} \left(1 + \frac{V^2}{215000} \right) \quad , \quad (1-1)$$

où V est la vitesse d'impact, A_p est la pression exercée par le missile exprimé en livres par pieds carrés (lb/ft²), K_p est un coefficient permettant d'exprimer la capacité de chargement dynamique d'une dalle. Lorsque K_p est défini en fonction du taux de renforcement, on l'appelle la loi de *Petry modifiée I*. Et les valeurs de 0,00799, 0,00426 et 0,00284 sont utilisées respectivement pour la dalle massive sans les renforts, la dalle renforcée normale et la dalle renforcée dense. La loi de Petry est nommée la loi de *Petry modifiée II* lorsque K_p est exprimé en fonction de la résistance du béton, comme montrée sur la figure 1-16. Selon la profondeur de pénétration (x_p) calculé par l'équation (1-1), Amirikian (Amirikian, 1950) a proposé les formules simplifiées pour prédire la limite de perforation (e_p) et la limite d'écaillage (e_s) :

$$e_p = 2x_p \quad (1-2a)$$

$$e_s = 2,2x_p \quad (1-2b)$$

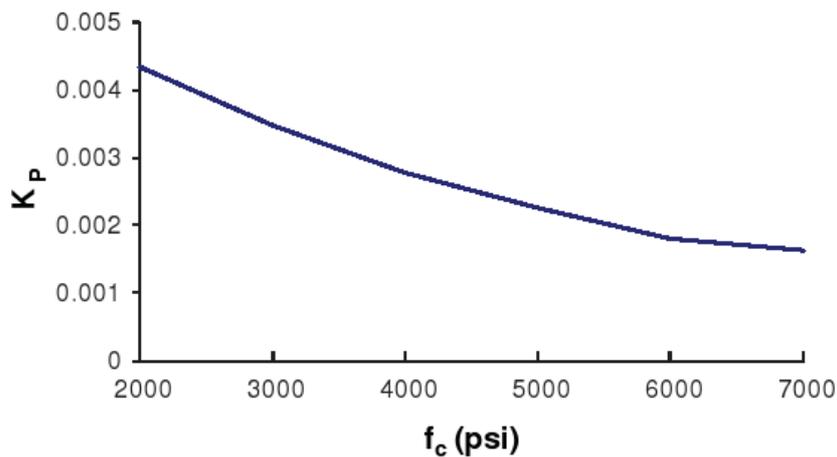


Figure 1-16 : Variation de K_p en fonction de la résistance du béton pour la loi de prédiction de *Petry modifiée II* (Amirikian, 1950).

Dans les années 40, la thématique de l'impact est redevenue un sujet de recherche majeur. De nombreux essais expérimentaux ont été réalisés à cette époque, et de nouvelles lois empiriques issues de ces essais ont été développées. La formule de BRL (Ballistic Research Laboratory) a été développée en 1941 afin de calculer la profondeur de pénétration (Beth, 1941, Chelapati et al., 1972). L'expression de cette formule a été modifiée en unité SI (Système International) par Adeli et Amin (Adeli et Amin, 1985) :

$$\frac{x_p}{d} = \frac{1.33 * 10^{-3}}{\sqrt{f_c}} \left(\frac{M}{d^3} \right) d^{0.2} V^{1.33} \quad , \quad (1-3)$$

Où d et M sont respectivement le diamètre (m) et la masse (kg) du missile, f_c est la résistance (N/m²) du béton en compression. Via la valeur de x_p obtenue par l'Eq. (1-3), Chelapati et al. (Chelapati et al., 1972) ont proposé les formules pour calculer la limite de perforation et la limite d'écaillage, qui s'écrivent :

$$\frac{e_p}{d} = 1,3 \frac{x_p}{d} \quad (1-4a)$$

$$\frac{e_s}{d} = 2 \frac{x_p}{d} \quad (1-4b)$$

La loi de NDRC, développée par le Comité de Recherche de la Défense Nationale en 1946 permet de prédire la profondeur de pénétration dans une dalle en béton. Cette loi est basée sur le modèle force-pénétration présenté dans le paragraphe précédent. La loi de NDRC est originellement présentée par la fonction G :

$$G = \frac{KNM}{d} \left(\frac{V}{1000d} \right)^{1.8} \quad (1-5)$$

Telle que la fonction de x_p / d peut s'écrire :

$$G = \left(\frac{x_p}{2d} \right)^2 \quad \text{pour } \frac{x_p}{d} \leq 2 \quad (1-6a)$$

$$G = \frac{x_p}{d} - 1 \quad \text{pour } \frac{x_p}{d} > 2 \quad (1-6b)$$

Dans l'Eq. (1-5), N est le facteur du nez de missile, les valeurs de 0,72, 0,84, 1,0 et 1,14 sont respectivement utilisées pour le missile à nez plat, sphérique, émoussé et pointu. K est le coefficient de pénétrabilité du béton qui est similaire à celui de K_p montré sur la figure 1-16. Pourtant, l'étude de NDRC s'est arrêtée sans avoir complété la définition du coefficient K , puisque les intérêts sur l'impact du missile devinrent secondaires après 1946. Kennedy (Kennedy, 1966) a repris le travail de la NDRC pour la définition du coefficient K . Il a fait une analyse de régression sur tous les essais disponibles pour lesquels les missiles de grands diamètres ont été utilisés. Une nouvelle fonction G a été obtenue,

$$G = 3.8 * 10^{-5} \frac{NM}{d \sqrt{f_c}} \left(\frac{V}{d} \right)^{1.8} \quad (1-7)$$

Si l'on considère l'Eq. (1-7) avec les équations (1-6a) et (1-6b), la loi de NDRC modifiée pour la prédiction de la profondeur de la pénétration est obtenue. Via la prévision de cette loi de pénétration, la limite de perforation et la limite d'écaillage peuvent être exprimées par l'extension de la formule de ACE (Kennedy, 1976), tels que :

$$\frac{e_p}{d} = 3.19 \left(\frac{x_p}{d} \right) - 0.718 \left(\frac{x_p}{d} \right)^2 \quad \text{pour } \frac{x_p}{d} \leq 1.35, \quad (1-8a)$$

$$\frac{e_p}{d} = 1.32 + 1.24 \left(\frac{x_p}{d} \right) \quad \text{pour } 1.35 < \frac{x_p}{d} < 13.5 \quad (1-8b)$$

$$\frac{e_s}{d} = 7.91 \left(\frac{x_p}{d} \right) - 5.06 \left(\frac{x_p}{d} \right)^2 \quad \text{pour} \quad \frac{x_p}{d} \leq 0.65 \quad (1-9a)$$

$$\frac{e_s}{d} = 2.12 + 1.36 \left(\frac{x_p}{d} \right) \quad \text{pour} \quad 0.65 < \frac{x_p}{d} \leq 11.75 \quad (1-9b)$$

Jusqu'à présent, les principales lois de prédiction permettant d'estimer la profondeur de la pénétration ont été présentées. La limite de perforation et la limite d'écaillage sont obtenues en formulant une relation linéaire ou quadratique avec la valeur de x_p obtenue, ce qui induit des incertitudes importantes sur les valeurs de e_p et e_s .

Un programme sur les études des effets d'impact dynamique a été réalisé par le Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) et Electricité de France (EDF) en 1974 (Gueraud et al., 1977 ; Fiquet et Dacquet, 1977 ; Goldstein et al., 1977). Lors de cette campagne, deux types d'essais ont été distingués. D'abord des essais du type chute de bloc dont la vitesse des projectiles est relativement faible. Les moyens mis en œuvre sont assez simples, les projectiles tombant à différentes hauteurs sur diverses dalles de béton. Quant au deuxième type d'essais, les projectiles ont été lancés à l'aide d'un canon à air avec une vitesse plus importante. Le principe du projet réalisé par le CEA-EDF a pour but d'étudier les conditions de perforation mais non pas la pénétration. Berriaud et al. (Berriaud et al., 1978) a regroupé les données expérimentales du CEA-EDF et il a cherché une formule permettant de relier la vitesse critique aux caractéristiques de la dalle et du projectile. Pour ce faire, la diminution de l'énergie cinétique du missile au cours de la perforation doit être égale à : 1) l'énergie dépensée dans la rupture du béton et dans la mise en vibration de la dalle, ainsi que 2) l'énergie dissipée par l'onde de choc lors de l'écaillage de la face arrière. Il a proposé les paramètres suivants pour interpréter ce type de phénomène:

- Pour les forces $\rho V_c^2 / f_c$: le rapport entre la pression subie par le béton et la résistance de rupture en compression.
- Pour la masse $M / \rho d^2 e_p$: le rapport entre la masse du projectile et la masse du béton d'un cylindre de même diamètre et de longueur égale à l'épaisseur de la dalle.
- Pour les longueurs d / e_p : le rapport du diamètre du projectile à l'épaisseur de la dalle.

En analysant ces relations avec les données expérimentales, Berriaud a formulé une loi permettant de prédire la vitesse balistique (V_c), telle que:

$$V_c = 1.3 \rho_c^{1/6} f_c^{0.5} \left(\frac{d e_p^2}{M} \right)^{2/3} \quad (1-10a)$$

Où ρ_c et f_c sont respectivement la densité (kg/m^3) et la résistance (N/m^2) du béton. Cette loi de prédiction est considérée comme une loi assez fiable pour prédire la limite de perforation (ou la vitesse balistique). Fullard et al. (Fullard et al., 1991) ont modifié la loi de Berriaud en prenant en compte l'influence de l'armature de renfort. Celle-ci s'exprime de la façon suivante :

$$V_c = 1.3\rho_c^{1/6} f_c^{0.5} \left(\frac{pe_p^2}{\pi M} \right)^{2/3} (r_d + 0.3)^{2/3} \quad (1-10b)$$

Où p est le périmètre de la section du missile et r_d est le taux de renforcement de la dalle (EWEF, Each Way Each Face). L'équation (1-10b) est valable lorsque la vitesse est comprise dans un intervalle de 20 m/s à 200 m/s.

Il existe d'autres essais expérimentaux effectués pendant les années 70 (Alderson et al., 1977 ; Barber, 1973 ; Gupta et Seaman, 1975 ; Jankov et al., 1976) ; il s'agit là aussi d'essais d'impact de missile réalisés à de faibles vitesses. Certaines lois de prédictions ont été développées grâce à ces nouveaux résultats expérimentaux (Kar, 1978 ; Rotz, 1975). D'autre part, Sliter (Sliter, 1980) a rassemblé les lois de prédictions développées avant les années 70. La fiabilité de ces lois de prédiction a été examinée en utilisant le calcul de ces lois empiriques sur 145 essais d'impact. Sliter a montré que la loi de NDRC est assez fiable pour prédire la profondeur de la pénétration lorsque la vitesse d'impact est supérieure à 500 ft/s (soit 152 m/s), et que la loi de Berriaud nous donne une vitesse balistique proche de celle de l'observation expérimentale.

Forrestal et al. (Forrestal et al., 1994) ont proposé un modèle analytique permettant de déterminer la profondeur de la pénétration lors d'un impact de missile à nez ogive où la théorie de l'expansion de la cavité (cavity expansion theory) a été prise en compte dans leur modèle force-pénétration. Ce modèle est validé par des essais expérimentaux dont la vitesse des missiles varie de 250 m/s à 800 m/s (Forrestal et al., 1996). Li et Chen (Li et Chen, 2003) ont repris le travail de Sliter pour réviser les lois de prédiction empirique. Puis, quelques remarques ont été relevées : (a) la taille de granulats a une influence faible sur les effets d'impact locaux (Forrestal, 2002). D'autre part, le taux de renfort joue un rôle important lors de la perforation (Dancygier, 1997). (b) L'érosion du missile est négligeable lorsque la vitesse d'impact est inférieure à 800 m/s. (c) Le module d'Young de dalle a un effet secondaire sur la prévision de la profondeur de pénétration (Chen et Li, 2002). De plus, la variation du module d'Young entre les différents types de béton est assez faible. Les lois de prédiction ne considèrent donc pas ce paramètre dans leur formule. En se basant sur ces dernières constatations et en adoptant le modèle de Forrestal, Li et Chen (Li et Chen, 2003) ont proposé une loi de prédiction semi-empirique pour calculer la profondeur de la pénétration :

$$\frac{x_p}{d} = \sqrt{\frac{(1 + (k\pi/4N)) 4k}{(1 + (I/N)) \pi}} I \quad \text{pour} \quad \frac{x_p}{d} \leq k \quad (1-11a)$$

$$\frac{x_p}{d} = \frac{2}{\pi} N \ln \left[\frac{1 + (I/N)}{1 + (k\pi/4N)} \right] + k \quad \text{pour} \quad \frac{x_p}{d} > k \quad (1-11b)$$

Où I est la fonction d'impact, notion qui a été initialement introduite par Haldar et Hamieh (Haldar et Hamieh, 1984). On note :

$$I = \frac{1}{72 f_c^{-0.5}} \left(\frac{MV^2}{d^3 f_c} \right) \quad (1-12)$$

Et N est fonction de la géométrie du projectile que l'on écrit :

$$N = \frac{1}{N^*} \left(\frac{M}{\rho_c d^3} \right) \quad (1-13)$$

Où N^* est le coefficient de la forme de nez du missile, plus le nez du missile est pointu, moins ce coefficient est élevé. La définition de N^* se trouve dans Li et Chen (Li et Chen, 2003). Finalement, k est le coefficient de la capacité de pénétration défini par l'équation suivante :

$$k = \left(0.707 + \frac{l_n}{d} \right) \quad (1-14)$$

Où l_n est la longueur de nez du missile ; la valeur de 0,707 correspond à un missile à nez plat.

Nous avons vu l'évolution du modèle analytique ainsi que celle de la loi de prédiction empirique associée, pour analyser l'effet local d'un impact du missile contre la dalle en béton. Les formules empiriques étaient le moyen principal pour traiter ce genre de problème. Malgré tout, certaines difficultés restent à résoudre lors de l'utilisation de ces lois empiriques :

- a. ces formules contiennent des paramètres qui sont dimensionnellement non-homogènes et les études paramétriques deviennent difficiles. En outre, des incertitudes peuvent être issues des comparaisons entre différentes lois de prédiction (voir la Fig. 1-17),
- b. en raison de l'insuffisance de connaissances sur la réponse mécanique de la structure au moment d'un essai impact, les modèles analytiques restent à justifier,
- c. la définition du coefficient de nez du missile n'est pas unique entre ces lois de prédictions, ce qui induit des incertitudes lors de l'estimation de l'effet d'impact,
- d. les lois sont formulées par l'approximation de courbe à partir des données expérimentales. Autrement dit, elles sont applicables uniquement si les caractéristiques des paramètres sont comprises dans l'intervalle de données expérimentales.

En raison de tous ces désavantages, le développement et l'utilisation de méthodes numériques est justifié. Avec le développement des outils de calcul et des lois constitutives permettant de représenter le comportement du matériau, la simulation numérique devient un moyen de plus en plus intéressant pour analyser le phénomène de l'impact rapide. Elle sera présentée dans la section suivante.

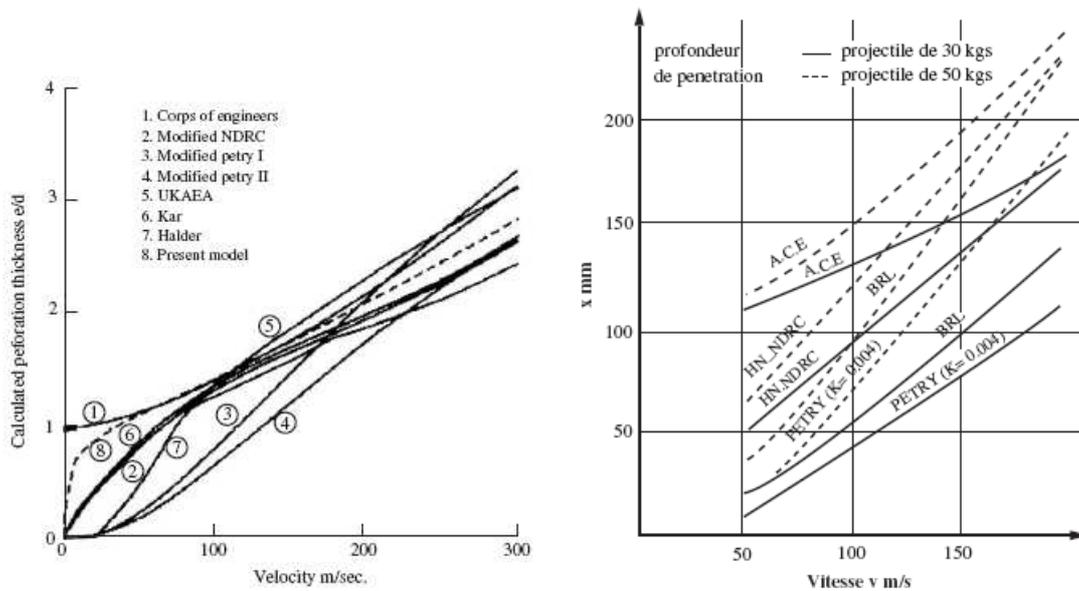


Figure 1-17 : Comparaison entre les lois de prédiction empirique : à gauche, la profondeur de la pénétration (Berriaud et al., 1978). A droite, la limite de perforation (Yankelevsky, 1997).

1.2.2 Etude d'impact par la simulation numérique

Grâce à la performance des outils informatiques, la simulation numérique devient progressivement une approche des plus adaptées pour analyser ce genre de problèmes. De plus, elle est économique par rapport au coût des essais expérimentaux. Selon la nature de la méthode numérique, nous pouvons les classer en deux groupes : les méthodes continues et les méthodes discrètes.

1.2.2.1 Les méthodes numériques continues

Gordon (Gordon et al, 1992) a réalisé des simulations d'essai d'impact à l'aide d'un code aux éléments finis (Lagrangian EPIC). La configuration des essais était celle d'une dalle en acier soumise à un missile déformable dont la vitesse du missile était de l'ordre de 1000 m/s. La sensibilité des paramètres (vitesse, masse et diamètre du missile) a été étudiée.

Shirai (Shirai et al, 1994) a simulé une poutre en béton armé soumise à une chute de bloc. En supposant que le béton est un matériau homogène et isotrope, Shirai et al. ont proposé une loi de comportement utilisant une fonction parabolique permettant d'exprimer la relation contrainte/déformation (voir la Fig. 1-18). De plus, l'effet de vitesse (le taux de déformation) sur la résistance du béton a été pris en compte dans ce modèle. Les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats expérimentaux en termes de déformation de la poutre.

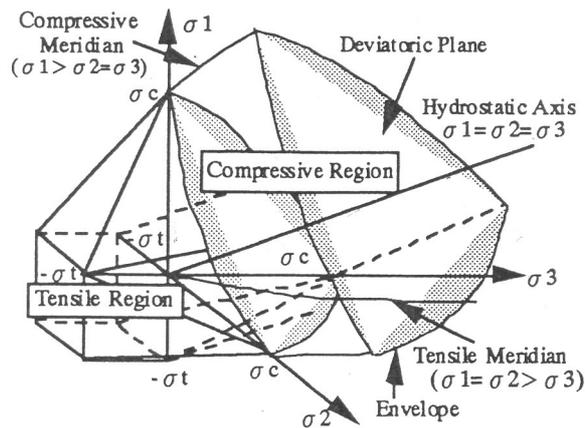


Figure 1-18 : Critère de rupture du béton proposé par Shirai (Shirai et al, 1994)

Pour simuler les évènements accidentels sur une centrale nucléaire, un essai d'impact a été réalisé par Eibl (Eibl et Kobler, 1994), où un avion de combat a été piloté pour impacter un mur en béton. La force d'impact a été enregistrée au cours de cet essai. Suite à cet essai, ils ont effectué des essais Meppen² et ils ont proposé une loi de comportement permettant d'exprimer la réponse d'une structure sous sollicitation dynamique. Krutzik et Eibl (Krutzik et Eibl, 2005) ont continué plus tard cette étude sur la procédure de la propagation d'ondes dans une structure en béton par la méthode aux éléments finis. Ils ont montré la difficulté sur le choix de la discrétisation lors d'une fréquence importante de la propagation d'ondes.

LS-DYNA est un code utilisant la méthode des éléments finis et qui est souvent utilisé pour traiter le problème de l'impact rapide (Ågårdh et Laine, 1999 ; Teng et al., 2004 ; Polanco-Loria et al., 2008). Le travail de Teng (Teng et al., 2004) sur les études d'impact de missile est proche des travaux de recherche présenté dans ce mémoire de thèse. Une dalle en béton armé soumise à l'impact d'un projectile lancé à 800 m/s a été simulée (voir la Fig. 1-19). En supposant le béton comme un matériau homogène, leur modèle avait pour but de définir la matrice de rigidité équivalente à celui de matériau réel. Un maillage simplifié a été utilisé, ce qui a considérablement réduit le temps de calcul. Le résultat numérique obtenu était en bon accord avec l'observation en termes de vitesse résiduelle après la perforation de la dalle.

En conclusion, les méthodes continues présentent l'avantage de proposer un grand nombre de modèles disponibles dont les paramètres associés sont identifiés par des essais expérimentaux. Les résultats de la littérature montrent une forte pertinence de ces méthodes sur une grande plage de taux de déformation : du régime quasi statique à la dynamique rapide. Cependant, lors du traitement de fortes discontinuités, comme la propagation des fissures ou la fragmentation, les approches continues ne semblent pas être le meilleur choix pour résoudre ce type de problème. Par exemple, la méthode aux éléments finis a besoin de prendre en compte un processus d'érosion lors de l'ouverture d'une fissure. Ceci impose une dépendance du maillage qui ne respecte pas au sens physique, la conservation d'énergie. Les méthodes continues sans maillage, comme par exemple la méthode SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics), présentent le grand avantage d'utiliser des lois de comportement classiques de milieux continus, tout en décrivant aisément l'apparition de discontinuités. Cependant, ces méthodes, présentent les mêmes difficultés que les méthodes classiques sur la signification de la variable d'endommagement, et de plus, elles présentent des difficultés de résolution des cycles d'apparition/disparition du contact.

² Essais d'impact effectués en Allemagne, situé à côté de la ville de Meppen. Il s'agit des impacts de projectiles déformables contre une dalle en béton. Ces essais permettent d'étudier le comportement de la dalle sous le chargement du type « choc mou » (Sage et Pfeiffer, 1979).

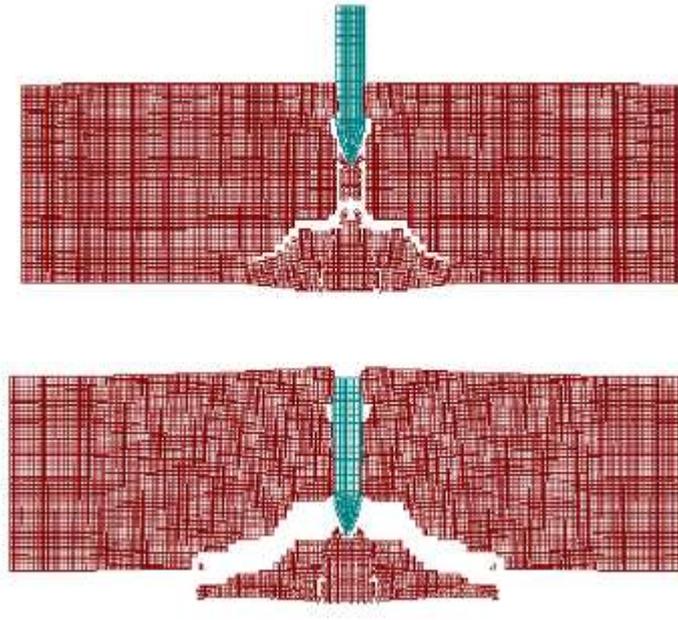


Figure 1-19 : Impact du missile sur une dalle en béton par la simulation de modèle élément fini (Teng et al., 2004).

1.2.2.2 Les méthodes numériques discrètes

Les méthodes continues sont développées depuis beaucoup plus de temps que les méthodes discrètes. Cependant, les méthodes discrètes semblent proposer une alternative intéressante pour analyser le problème de l'impact, pour lequel la fracturation et la fragmentation sont des caractéristiques majeures. Cette méthode qui est désormais largement utilisée en géotechnique permet d'étudier, entre autres, les phénomènes d'instabilités et d'écoulement dans les milieux granulaires (Calvetti et al., 2003 ; Sibille et al., 2007, Belheine et al., 2008). Certaines applications ont été réalisées sur la modélisation de chute de bloc sur milieux granulaires (Donzé et Magnier, 2001 ; Shiu et al., 2006a ; Calvetti et al., 2006). Cette méthode a aussi commencé à être utilisée pour caractériser le comportement dynamique des milieux granulaires cohésifs comme le béton (Donzé et al., 1999 ; Hentz et al., 2003). Cependant, la modélisation sur l'impact de la dynamique « rapide » reste encore à approfondir. Nous allons présenter par la suite des simulations d'impact par la méthode des éléments discrets.

Sawamoto (Sawamoto et al, 1998) a étudié l'endommagement local d'une structure soumise à un impact de missile. Une loi d'interaction en utilisant le critère de Mohr-Coulomb a été proposée dans son travail (voir la Fig. 1-20). Sawamoto a montré que la méthode des éléments discrets (notée MED) est capable de reproduire quantitativement non seulement la force d'impact, la procédure de pénétration mais aussi la transition de l'énergie cinétique pendant l'impact du missile (voir la Fig. 1-21).

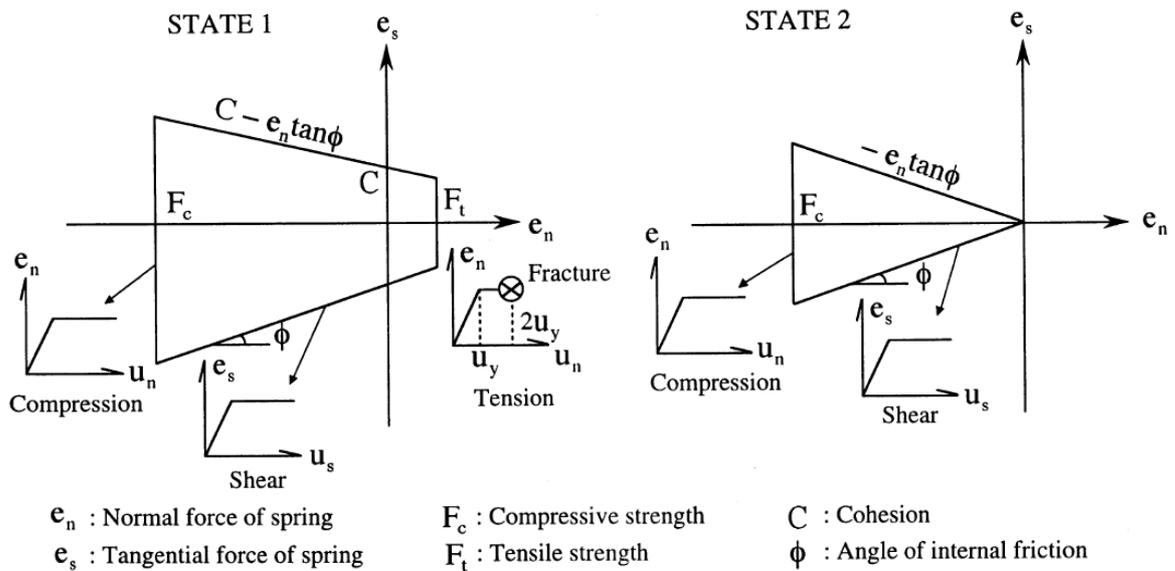


Figure 1-20 : Fonction de seuil pour le béton (Sawamoto et al, 1998)

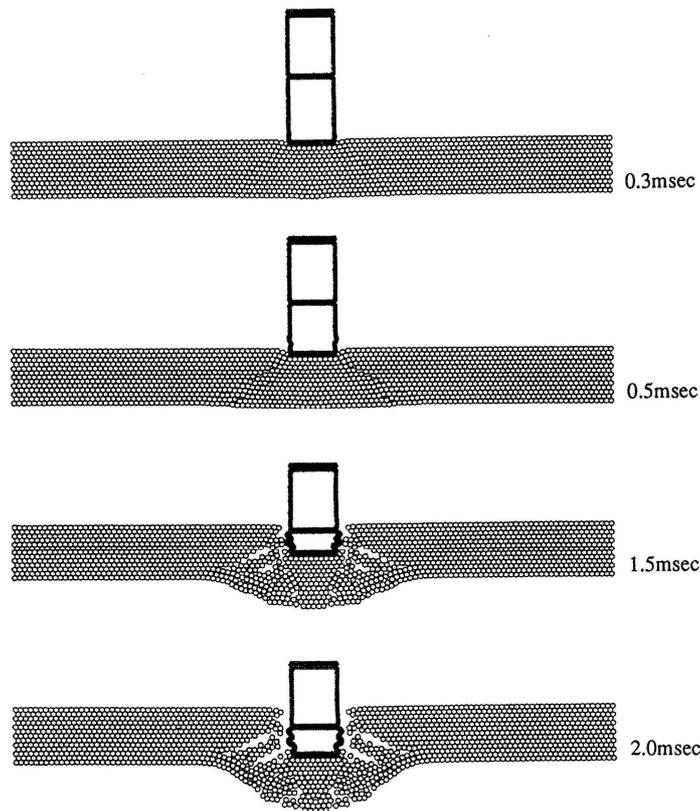


Figure 1-21 : Simulation d'une dalle soumise à un impact de missile déformable par la MED (Sawamoto et al, 1998).

Les essais de Berriaud ont été simulés par Magnier et Donzé (Magnier et Donzé, 1998) en utilisant la méthode des éléments discrets en 2 dimensions. Leur travail s'intéressait à rechercher la limite de perforation (e_p) et la limite d'écaillage (e_s), voir la Fig. 1-22. Les résultats sont comparés avec certaines lois de prédiction. La procédure d'endommagement d'une structure dû à l'impact du missile est synthétisée comme suit : l'écrasement de matériau est d'abord observé au tour de la zone d'impact, ensuite, les fracturations radiales se propagent à l'intérieur de la dalle, finalement, les fissures au bord libre de la face opposée vont être générées par les réflexions d'ondes élastiques. La

Chapitre 1. Etude bibliographique

fissuration en traction favorise en conséquence la formation de l'écaillage dans la face arrière, puis, elle s'étend progressivement sur la direction latérale de la dalle. Leur travail montre en outre que la procédure d'écaillage ne dépend pas seulement de l'énergie cinétique du missile mais aussi de la quantité de mouvement. Ils montrent également que la limite d'écaillage dépend de la durée de chargement d'impact. Pour la même énergie cinétique d'un missile, plus la durée de chargement est longue, plus l'épaisseur d'écaillage est importante.



Figure 1-22 : Simulation de l'impact du missile : à gauche, l'écaillage et à droite, la perforation (Magnier et Donzé, 1998).

Un modèle numérique du type lattice a été proposé par Cusatis et al. (Cusatis et al., 2003a ; Cusatis et al., 2003b) permettant d'étudier la non-linéarité et la fracturation du béton. Leur loi de comportement est développée en prenant en compte l'effet de cisaillement et la sensibilité de confinement (nommé Confinement-Shear-Lattice model). Suite à la validation du modèle en quasi statique, des simulations numériques d'impacts de missile ont été effectuées sur une dalle en béton armé (Cusatis et Pelessone, 2006). Comme illustré dans la Fig.1-23, les renforts sont représentés par des maillages en élément fini. Les éléments discrets sont couplés autour de ces renforts. Malgré les instabilités générées par le couplage entre la MED et la MEF, Cusatis a montré quantitativement que le modèle discret est une approche intéressante pour traiter les problèmes en dynamique rapide.

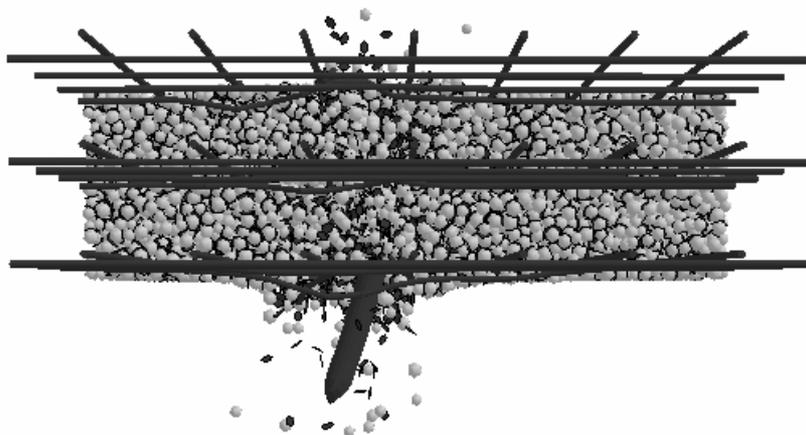


Figure 1-23 : Simulation de l'impact du missile sur une dalle en béton armé (Cusatis et Pelessone, 2006).

1.3 Conclusion

Deux éléments principaux de notre travail ont été discutés dans ce chapitre : le comportement du béton, et son rôle dans le phénomène d'impact de missile.

Concernant le comportement du béton, il est de manière générale caractéristique d'un matériau élastique isotrope adoucissant en traction et endommageable avec déformations irréversibles en compression. Le comportement mécanique du béton est assez compliqué car son état limite dépend fortement des grandeurs de chargement, particulièrement à la pression de confinement hydrostatique, qui permet pourtant d'étudier son comportement volumique. Suite à cette étude bibliographique, il nous faut fournir un modèle complet permettant de reproduire la complexité du comportement du béton lors de la simulation numérique.

A l'aide de différents types d'essai, le comportement du béton a pu être étudié. Les essais uni-axiaux quasi-statiques permettent de caractériser le module d'Young ainsi que sa résistance à la traction et à la compression. Sa résistance augmente jusqu'à un pic de contrainte maximum, puis elle descend rapidement lors de l'augmentation de l'ouverture des microfissures. Les essais triaxiaux permettent d'aller plus loin et de montrer le comportement du béton en fonction de son évolution volumique. On observe une fermeture de la porosité sous forte pression hydrostatique, le béton montre alors un comportement durcissant. Ainsi, la limite de contrainte dans la phase déviatoire dépend de la pression de confinement appliquée. Grâce à certains essais expérimentaux permettant d'atteindre un taux de déformation important, le comportement dynamique du béton a été observé. Un effet de vitesse lié à la résistance apparente mesurée lors d'un chargement dynamique est observé : celle-ci est supérieure à celle caractérisée lors d'essais quasi-statiques.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous avons présenté les phénomènes liés à l'impact dynamique sur une dalle en béton, et tout particulièrement les effets locaux tels que la pénétration, l'écaillage et la perforation. Pour étudier ces phénomènes, généralement trois approches complémentaires sont utilisées : les essais expérimentaux, les modèles analytiques (telles que les lois de prédiction) et la simulation numérique. A l'aide de données expérimentales, plusieurs lois de prédiction empirique ont été développées. Pendant longtemps, elles ont représenté la seule façon d'analyser les effets locaux liés à l'impact. Toutefois, il existe toujours des insuffisances de formulation inhérentes à ces lois, souvent empiriques, comme par exemple, leur validation qui n'est associée qu'à la gamme des données expérimentales utilisées. Désormais, la simulation numérique devient progressivement un moyen fiable et efficace pour prédire les effets locaux d'un impact de missile. Le problème étant essentiellement non linéaire avec une déstructuration avancée du milieu, la méthode des éléments discrets a été choisie comme outil numérique dans le cadre de ces travaux de thèse.

Pour pouvoir reproduire le comportement du béton et arriver à l'appliquer à une simulation d'impact du missile, il nous faut d'abord construire un protocole de calibration permettant de caractériser les paramètres des lois de comportement utilisés dans le modèle discret. Dans le prochain chapitre, la méthode des éléments discrets sera présentée, ainsi, que la loi de comportement proposée pour modéliser le comportement du béton.

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

2.1 La Méthode des Éléments Discrets (MED)

La MED permet l'étude du comportement d'un ensemble de grains ou granulats en interaction. La méthode numérique (Cundall et Strack, 1979 ; Poschel et Schwager, 2005) utilisée dans les travaux présentés ici, dérive de la méthode de la Dynamique Moléculaire (Allen et Tildesley, 1987). Elle consiste à intégrer le mouvement de chacune des particules tout en tenant compte de leurs interactions, qui peuvent être de différentes natures. A travers l'expression « approche élément discret », l'interprétation de la méthode peut se faire à partir du mot « discret » ; elle a donc pour objet de résoudre un problème discontinu. La résolution du système est donc très différente de la méthode traditionnelle considérant le milieu comme continu. Par rapport aux méthodes aux éléments finis, les méthodes numériques discrètes sont actuellement en plein essor. Il faut noter qu'il existe plusieurs Méthodes aux Éléments Discrets, dont Cundall & Hart (1992) ont proposé la définition suivante : cette appellation désigne un modèle (a) permettant des déplacements et des rotations finis des corps discrets, y compris leur séparation, et (b) détectant les éventuels nouveaux contacts automatiquement au cours du calcul. Dans ces méthodes, le milieu est représenté par des éléments géométriques, de type disque, sphère, polygone, polyèdre, etc., qui interagissent par des lois de contact, et dont le mouvement est généralement piloté par le Principe Fondamental de la Dynamique. En ce qui concerne les matériaux cohésifs et les géomatériaux comme le béton, nous utiliserons surtout une méthode particulière, à savoir la Méthode des Éléments Distincts, initiée par Cundall & Strack (Cundall et Strack, 1979). Il existe d'autres types d'approche discrète, comme celle proposé par Moreau (Moreau, 1984), nommé Dynamique des Contacts. Celle-ci consiste à reproduire de fortes discontinuité dans l'évolution de l'assemblage granulaire en terme de vitesse et de force. De ce fait, il nous faut des outils plus complexes pour analyser les résultats obtenus (par exemple, en quasi statique) que ceux utilisés par la MED (Sibille, 2006).

Il existe différentes géométries pour représenter la forme de l'élément. Dans ce travail, chaque élément est représenté par une sphère rigide. Les interactions vont être définies lorsque deux sphères sont en contact. Chaque contact est un degré de liberté indépendant. La caractérisation et la modélisation de ces interactions constituent un point clé de ces méthodes car elles sont à la base d'une bonne prédiction du comportement macroscopique d'un matériau granulaire. La méthode ED est donc bien adaptée pour simuler les problématiques des matériaux granulaires cohésifs, surtout pour représenter le phénomène de l'endommagement en grande déformation et la fracturation.

Les années 90 ont vu un réel engouement pour cette méthode, qui se développe encore maintenant à une vitesse croissante. De nombreux codes créés par des chercheurs ont vu le jour, et il existe même des codes commerciaux dont le code d'Itasca Particle Flow Code (PFC). Cependant, à notre connaissance, l'utilisation de cette méthode n'est pas encore aisée pour l'ingénieur, et même si sa robustesse permet quasiment systématiquement d'obtenir des résultats convaincants, il est nécessaire de leur opposer un sens critique aigu et de parfaitement appréhender le comportement de la méthode elle-même (Hentz, 2003).

2.2 Le logiciel YADE (Yet Another Dynamic Engine)

Le logiciel YADE est un logiciel libre disponible sur internet. Ce code a été développé initialement par Galizzi, Kozicki et Donzé, et a été conçu et réalisé au Laboratoire 3S-R de Grenoble. Tout a commencé en 1990 lorsque Donzé a développé le code SDEC, un code aux éléments discrets

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

(Donzé & Magnier, 1995). En 2004, le code a été réécrit (et renommé YADE) à partir d'un état original avec l'aide de Gallizi et Kozicki. Ce nouveau code contient plusieurs méthodes numériques dont la méthode des éléments discrets et le Lattice Model. Les modules principaux pour la méthode ED ont été implémentés, et beaucoup de modules optionnels sont en cours de développement. Ce code est développé essentiellement pour simuler des problèmes appliqués à la géomécanique en configuration quasi-statique et en dynamique (Shiu et al., 2006b ; Scholtès et al., 2008 ; Shiu et al., 2008a). Dans le cadre de ce travail, la MED a été choisie pour simuler le comportement du béton sous sollicitation dynamique.

Quelques hypothèses sont proposées dans notre modèle numérique :

- 1) Les éléments discrets sont traités comme des corps rigides (indéformables).
- 2) Le contact apparaît sur une petite section entre deux particules.
- 3) Le comportement au contact autorise une faible interpénétration des éléments et la force de contact s'applique en un point.
- 4) La grandeur de l'interpénétration est liée à la force de contact par l'intermédiaire de la loi de comportement, et les interpénétrations restent petites par rapport à la taille de la particule.
- 5) Tous les éléments sont essentiellement sphériques, sauf des éléments particuliers.

A part la forme sphérique, il existe d'autres formes géométriques pour simuler la paroi. On utilise ici des parallélépipèdes. Cet élément paroi (ou élément mur) nous permet de reconstituer un effet de confinement sur les éléments en leur appliquant une vitesse ou un déplacement. L'interaction entre les éléments discrets (ED) et les éléments parois dépend de la grandeur de la force de contact.

2.3 Mécanisme principal dans les éléments discrets

La formulation mécanique dans la MED est différente de celle utilisée dans les méthodes continues (par exemple la Méthode aux Elément Finis, (MEF)). Comme nous l'avons mentionné précédemment, chaque sphère (ou entité) est un élément indépendant. Leurs mouvements sont associés à la force résultante appliquée sur chaque sphère. Le cycle de calcul est illustré dans la Fig. 2-1. Le principe de cette résolution est donc de trouver la relation (ou la solution) entre les éléments (loi de mouvement) et les interactions (loi de contact).

Un algorithme temporel explicite est utilisé lors de la résolution du cycle de calcul. Les éléments sont générés d'une manière contrôlée ou aléatoire dans un espace donné où les positions de chaque sphère sont connues. On peut ensuite détecter les contacts d'après les positions relatives de chaque élément. Le critère de référence consiste à calculer la distance entre le point central de deux sphères, et à le comparer avec la somme des rayons. Nous savons alors si deux éléments sont physiquement en contact (un chevauchement). Notons que dans ce travail un contact à distance est possible grâce à la notion de rayon virtuel. Nous présenterons ce rayon virtuel (nommé rayon d'interaction) dans un paragraphe ultérieur. Lorsque les éléments sont en contact de proche en proche, ils génèrent des chaînes de contact. Il faut aussi noter que le temps passé à faire la recherche de cette chaîne de contact peut occuper une partie considérable du temps de simulation numérique. Certains auteurs (Knuth, 1973 ; Allen & Tildesley, 1987 ; O'Connor, 1996) ont développé des méthodes spécifiques pour accélérer la procédure de recherche de contact. Il s'agit de construire une liste intermédiaire de contacts potentiels en s'appuyant sur le découpage de l'espace avec une grille ou en utilisant des volumes englobants. Les contacts vont ensuite être recherchés entre les éléments de chaque zone locale. Par rapport à la recherche de contact élément par élément, cette méthode permet d'économiser un temps de calcul considérable.

Etant connue l'information à chaque contact ainsi que leurs orientations, nous pouvons calculer la force de contact par une loi d'interaction. Cette force est calculée indépendamment sur la

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

composante normale et la composante tangentielle. Les différentes forces de contact appliquées sur chaque élément sont sommées afin de calculer la force résultante. Issue du comportement du matériau, la loi d'interaction peut s'exprimer de façon linéaire ou non linéaire. La loi de comportement proposée dans ce travail est présentée dans le paragraphe suivant.

Avec la force résultante appliquée sur chaque élément que nous venons de calculer, nous pouvons appliquer la loi du mouvement de Newton pour calculer l'accélération des éléments. On caractérise le mouvement en translation d'un élément par sa position x_i , sa vitesse \dot{x}_i et son accélération \ddot{x}_i , où i distingue les trois directions de l'espace. De la même manière, on note ω_i , $\dot{\omega}_i$ et $\ddot{\omega}_i$ le mouvement en rotation. Les accélérations en translation et en rotation sont calculées par :

$$\ddot{x}_i = \frac{F_i}{m} \quad (2-1)$$

$$\ddot{\omega}_i = \frac{M_i}{J} \quad (2-2)$$

Où F_i et M_i sont respectivement la force et le moment généralisés, et m et J sont respectivement la masse et le moment d'inertie d'un élément. Une fois les accélérations calculées au temps t , on obtient la vitesse en faisant l'intégration d'un schéma aux différences finies centré sur un pas de temps Δt ; on obtient la vitesse au temps $t + \frac{\Delta t}{2}$:

$$\dot{x}_i^{t+\Delta t/2} = \dot{x}_i^{t-\Delta t/2} + \ddot{x}_i^t \Delta t \quad (2-3)$$

$$\dot{\omega}_i^{t+\Delta t/2} = \dot{\omega}_i^{t-\Delta t/2} + \ddot{\omega}_i^t \Delta t \quad (2-4)$$

Ensuite les nouvelles positions à $t + \Delta t$:

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^t + \dot{x}_i^{t+\Delta t/2} \Delta t \quad (2-5)$$

$$\omega_i^{t+\Delta t} = \omega_i^t + \dot{\omega}_i^{t+\Delta t/2} \Delta t \quad (2-6)$$

Les positions des éléments sont mises à jour d'après les équations (2-5) et (2-6). On recommence alors la recherche de contact, et ainsi de suite. Dans un premier temps, on calcule les forces de contact sur chaque interaction. Puis, on fait un bilan des forces sur chaque élément afin de mettre à jour la position de chaque élément.

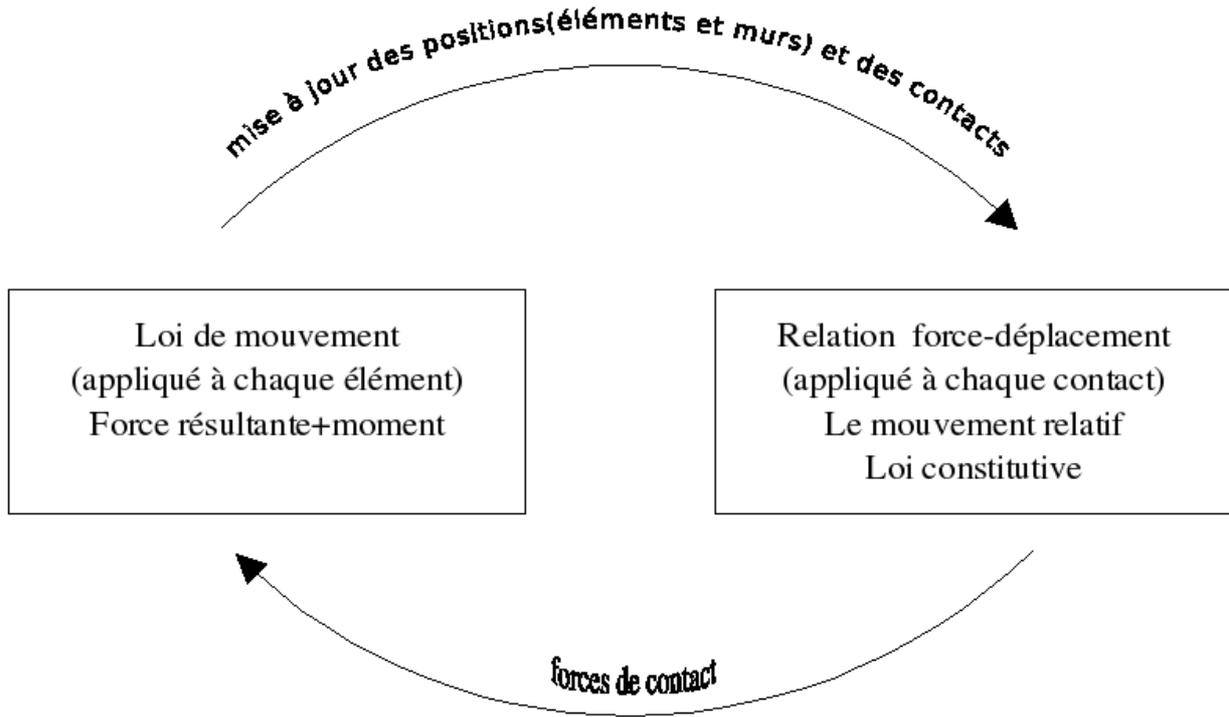


Figure 2-1 : Schématisation du cycle de calcul dans le modèle ED

2.3.1 Description du principe fondamental de la dynamique

La méthode ED demande de définir un modèle d'interaction de contact entre deux éléments. Considérons un assemblage de sphères où les contacts peuvent être générés explicitement lors d'un incrément du déplacement ou de la vitesse de déformation des éléments. Le mécanisme principal de cet assemblage peut se traduire par le réseau de contacts formés entre les éléments. Le contact (ou l'interaction) peut exister entre deux éléments sphère (contact ED - ED) ou bien entre un élément sphère et un élément mur (contact ED - EM). La force de contact existe dès que deux éléments interagissent. On peut décomposer la force de contact en deux composantes, l'une étant appliquée suivant la direction normale et l'autre suivant la tangente au plan de contact. La relation force-déplacement relie ces deux composantes aux déplacements relatifs correspondants par l'intermédiaire de la raideur normale et de la raideur tangentielle. On représente le contact ED - ED et le contact ED - EM sur la figure 2-2. Le plan de contact est défini par le vecteur unitaire normal n_i . Pour les deux cas (contact ED - ED et contact ED - EM), U^n représente le chevauchement et $x_i^{[c]}$ est la position du point de contact. Ces grandeurs sont définies par les équations suivantes :

$$U^n = \begin{cases} R^{[A]} + R^{[B]} - d, & (\text{sphère} - \text{sphère}) \\ R^{[b]} - d, & (\text{sphère} - \text{mur}) \end{cases} \quad (2-7)$$

$$x_i^c = \begin{cases} x_i^{[A]} + (R^{[A]} - \frac{1}{2}U^n)n_i, & \text{sphère} - \text{sphère} \\ x_i^{[b]} + (R^{[b]} - \frac{1}{2}U^n)n_i, & \text{sphère} - \text{mur} \end{cases} \quad (2-8)$$

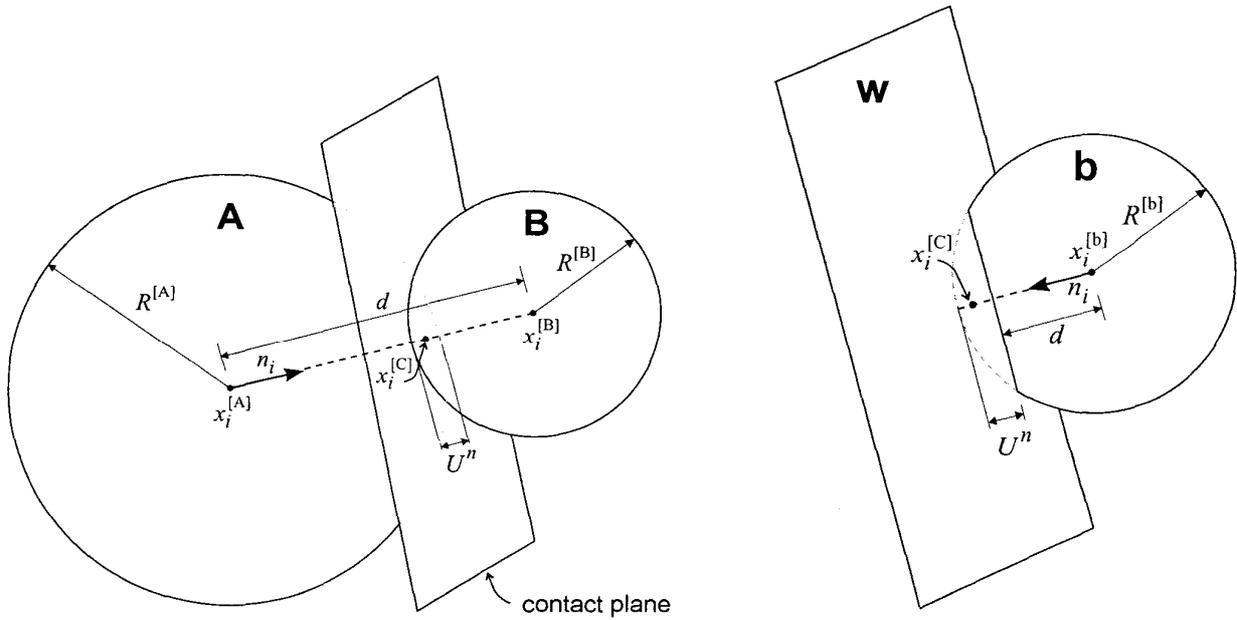


Figure 2-2 : Description du contact entre deux sphères (à gauche) et entre une sphère et un mur (à droite) (Itasca, 2003)

Comme le montre la figure 2-1, lorsqu'un contact est détecté pendant le cycle de calcul, la force de contact est calculée à partir de la valeur d'interpénétration entre les deux sphères. Comme on l'a déjà mentionné, la force de contact peut être décomposée suivant la direction normale et la direction tangentielle par l'équation suivante :

$$F_i = F_i^n + F_i^s \quad (2-9)$$

Où F_i^n est la composante normale et F_i^s est la composante tangentielle. La composante normale peut être calculée par l'équation suivante :

$$F_i^n = K^n U^n n_i \quad (2-10)$$

Où K^n est la raideur normale sur le contact, exprimée en Newton par mètres. K^n est un module sécant associé au déplacement et à la force totale. En revanche, la raideur tangentielle k^s est un module tangentiel lié aux incréments de déplacements, tel que la force de cisaillement peut s'écrire :

$$\Delta F_i^s = -k^s \Delta U_i^s \quad (2-11)$$

Où ΔU_i^s est l'incrément de déplacement tangential. Quand le contact est formé, la valeur de la force de contact tangentielle est initialisée à zéro. Elle est ensuite actualisée à chaque pas de temps par le calcul de l'incrément de déplacement tangential. Le calcul de la force tangentielle sera présenté dans un paragraphe ultérieur.

Il existe deux modèles principaux pour calculer la raideur de contact. Le modèle de Hertz-Mindlin est un modèle de contact non-linéaire qui exprime la raideur locale en fonction du module de cisaillement et du coefficient de Poisson des sphères. Le comportement non linéaire de ce type de contact est contrôlé par le déplacement et par la force de contact actuelle. La raideur peut s'écrire ainsi :

$$K^n = \left(\frac{2G\sqrt{2R_{avg}}}{3(1-\nu)} \right) \sqrt{U^n} \quad (2-12)$$

$$k^s = \left(\frac{2(G^2 3(1-\nu R_{avg})^{1/3})}{2-\nu} \right) \left| F_i^n \right|^{1/3} \quad (2-13)$$

Où U^n est l'interpénétration correspondant à l'interaction, G est le module de cisaillement, ν est le coefficient de Poisson, et R_{avg} est le rayon moyen de deux sphères en contact. La raideur de contact de type Hertz-Mindlin peut varier au cours de la simulation.

Le deuxième modèle est un modèle de contact linéaire. Les interactions sont modélisées par des ressorts liés en série. La rigidité de contact est liée directement au rayon des deux éléments en contact. C'est ce type de modèle que nous avons employé dans ce travail. La raideur du contact est calculée selon l'expression suivante :

$$K^n = 2 \frac{E^{ab} \times R^{[a]} \times R^{[b]}}{(R^{[a]} + R^{[b]})} \quad (2-14)$$

Où $R^{[a]}$ et $R^{[b]}$ sont les rayons des sphères A et B, et E^{ab} est le Module d'Young du contact qui s'écrit en fonction des modules de chaque sphère, selon l'expression :

$$E^{ab} = 2 \frac{E^{[a]} \times E^{[b]}}{(E^{[a]} + E^{[b]})} \quad (2-15)$$

Où $E^{[a]}$ et $E^{[b]}$ sont les Modules d'Young des sphères A et B.

La raideur k^s est obtenue à partir du rapport $\frac{k^s}{K^n}$, lequel dépend du coefficient de Poisson du matériau simulé. Une étude a été faite par Donzé (Donzé et al., 1999) sur la relation entre le coefficient de Poisson et le rapport de la raideur $\frac{k^s}{K^n}$, et conduit à la figure 2-3. A partir de la figure 2-3, étant connue la valeur de K^n et la valeur du coefficient de Poisson souhaité, nous pouvons déterminer la valeur de k^s .

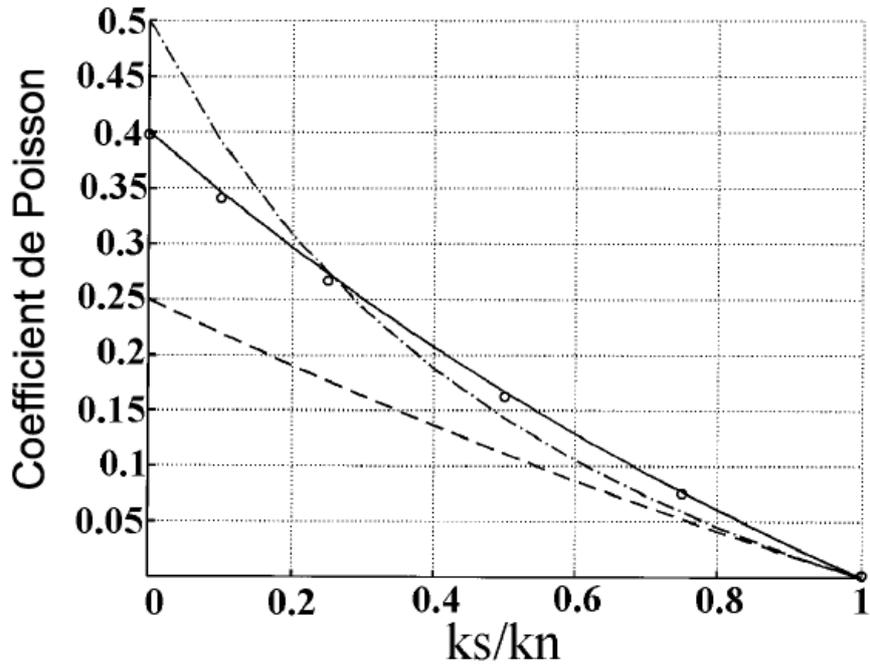


Figure 2-3 : coefficients de Poisson déduit du modèle d'homogénéisation de Voigt (trait interrompu court) et du best-fit (trait interrompu mixte), comparés avec le coefficient de poisson déduit numériquement (trait plein) (Donzé et al., 1999).

2.3.2 Amortissement mécanique

Pendant les interactions entre chaque élément, l'énergie du système est dissipée par la force de friction due au glissement des éléments les uns sur les autres. Cependant, cette dissipation n'est pas suffisante pour obtenir une solution d'équilibre avec un nombre d'interactions raisonnable. Un amortissement numérique de type Cundall (Cundall, 1987) est utilisé dans notre modèle, afin de faire converger plus rapidement l'assemblage de sphères vers une solution d'équilibre. On introduit à cet effet une force d'amortissement dans les équations de mouvement (équations (2-1) et (2-2)), et une nouvelle équation de mouvement amortie est obtenue :

$$F_i + F_i^d = M_i A_i; \quad i = 1 \dots 6$$

$$M_i A_i = \begin{cases} m \ddot{x}_{(i)} & \text{pour } i=1 \dots 3, \\ I \ddot{\omega}_{(i-3)} & \text{pour } i=4 \dots 6 \end{cases} \quad (2-16)$$

Où F_i , M_i et A_i sont respectivement la force généralisée, la masse, et l'accélération. La force généralisée peut être décomposée en termes de translation ($i=1,2,3$) et en termes de rotation ($i=4,5,6$); F_i^d est la force d'amortissement que l'on peut écrire ainsi :

$$F_i^d = -\alpha |F_i| \text{sign}(V_i); \quad i = 1 \dots 6$$

$$\text{sign}(y) = \begin{cases} +1, & \text{si } y > 0 \\ -1, & \text{si } y < 0 \\ 0, & \text{si } y = 0 \end{cases} \quad (2-17)$$

Le terme V_i représente les vitesses généralisées :

$$V_{(i)} = \begin{cases} x_{(i)}, & \text{pour } i = 1 \dots 3 \\ \omega_{(i-3)}, & \text{pour } i = 4 \dots 6 \end{cases} \quad (2-18)$$

L'amplitude de F_i^d est contrôlée par le coefficient d'amortissement α . L'effet de cet amortissement non visqueux est de réduire la force résultante appliquée à un élément. Plus on augmente ce coefficient, plus la force résultante diminue, et on peut alors obtenir une solution d'équilibre dans un temps de calcul raisonnable.

2.3.3 Le pas de temps critique

La résolution des équations de la MED est effectuée de manière discrétisée. La stabilité du système est contrôlée par le pas de temps critique, qui ne doit pas être trop important afin d'assurer la convergence. Sur l'ensemble de sphères, nous supposons que le mode propre d'un contact entre deux sphères est indépendant des autres contacts. Le pas de temps critique peut être calculé en termes de translation et de rotation. On a :

$$\Delta t = C_t * \min \left(\sqrt{\frac{m}{K^n}}, \sqrt{\frac{J}{k^s * R_{ab}^2}} \right) \quad (2-19)$$

Où m et K^n sont respectivement la masse et la raideur normale qui déterminent le pas de temps critique de translation, et J , k^s et R_{ab} sont respectivement le moment d'inertie, la raideur tangentielle, et le rayon le plus petit entre deux sphères en contact, tel que $R_{ab} = \min(R^{[a]}, R^{[b]})$. Ce deuxième terme détermine le pas de temps de rotation. Un coefficient de pondération C_t est introduit pour assurer que la valeur Δt obtenue parmi l'ensemble de tous les contacts est suffisamment petite et que le système peut converger vers une unique solution. Cette valeur est fixée à 0,1 durant notre simulation numérique. Il faut noter que la valeur de Δt peut varier pendant la simulation à cause de la création (ou la disparition) de nouveaux contacts.

2.4 Loi de comportement locale proposée

Nous présentons dans ce paragraphe la loi d'interaction utilisée dans notre simulation numérique. Le béton est un matériau fortement hétérogène, mais il peut être considéré comme homogène et continu à condition que l'échelle d'observation soit suffisamment grande. D'une manière très générale, le béton est un matériau isotrope élastique adoucissant (et fragile) en traction et élastique endommageable, pouvant subir les déformations irréversibles, en compression. Le béton est donc un matériau présentant une dissymétrie de comportement très marquée qu'il est nécessaire de parvenir à modéliser dans nos simulations. La définition d'un état limite pour le béton n'est pas unique et dépend fortement de la sollicitation. La loi de comportement proposée dans ce travail est essentiellement issue des résultats expérimentaux de la presse GIGA (Gabet, 2006 ; Vu, 2007). Plusieurs essais ont été réalisés (essais de compression simple, essais triaxiaux avec différentes pressions de confinement, essais œdométriques, etc.), parmi lesquels se trouvent ceux qui nous permettent de valider notre modèle. Le but de ce travail est de reproduire le comportement du béton sous différents types de chargement à l'aide de la simulation numérique. Il est très important que le modèle soit capable de reproduire, tout particulièrement, deux points du comportement du béton avec un coût de calcul minimum (Hentz, 2003), qui sont :

- Le comportement du béton sain, linéaire, isotrope et homogène ;
- Le comportement non-linéaire du béton, plus proche de celui d'un milieu non poreux que

d'un matériau granulaire, à pression de confinement modérée.

Le comportement global d'un matériau peut être reproduit par ce modèle en associant à chaque interaction une loi de comportement simple.

La loi d'interaction s'applique localement sur chaque contact et on cherche à reproduire la réponse à l'échelle globale. Tout d'abord, nous avons besoin de pouvoir bien distinguer les deux types d'interaction du modèle proposé ici, soit d'une part des interactions de type « liens », et d'autre part des interactions de type « contacts ». Les interactions du premier type sont cohésives, créées initialement par exemple entre les éléments de type « béton sain cohésif », et les interactions du deuxième type sont non cohésives et créées, par exemple, lorsque deux éléments initialement séparés entrent en contact au cours de la simulation. Les interactions « liens » présentent une certaine résistance à la traction. Les interactions « contacts » au contraire ne présentent aucune résistance à la traction.

2.4.1 Les interactions élastiques-plastiques

Les éléments peuvent interagir à distance ou en interpénétration selon le type d'interaction (interaction lien ou interaction contact). Considérons une interaction entre deux éléments A et B de rayon $R^{[A]}$ et $R^{[B]}$. La figure 2-4 montre l'interaction élastique entre deux sphères. Pour chaque contact, on définit un vecteur normal n_i , perpendiculaire au plan du contact et orienté de l'élément A vers l'élément B . Etant connue la position des deux éléments $x_i^{[A]}$ et $x_i^{[B]}$, nous pouvons calculer la position du point de contact $x_i^{[C]}$, avec :

$$x_i^{[C]} = x_i^{[A]} + [R^{[A]} + 1/2(D_{AB} - (R^{[A]} + R^{[B]}))]n_i \quad (2-20)$$

Où D_{AB} est la distance entre les centres des deux sphères. Nous présenterons la résolution de deux types d'interactions par la suite.

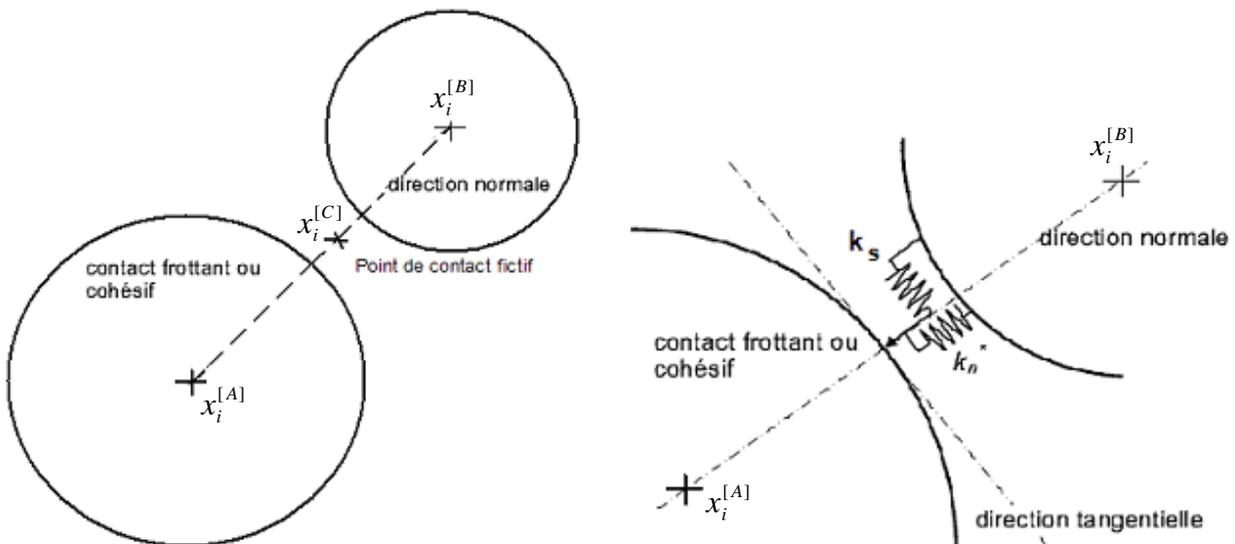


Figure 2-4 : Interaction élastique entre deux sphères

2.4.1.1 Les interactions du type lien

La figure 2-5 montre la relation force - déplacement pour l'interaction de type lien dans la composante normale. Une loi de comportement « *élasto-plastique-endommageable* » est développée et utilisée dans la présente étude. Cette loi peut être séparée en plusieurs parties. En traction, un comportement classique pour le béton est proposé, comprenant une phase d'adoucissement lorsqu'un seuil en déplacement est atteint. En compression, nous avons tenté de reproduire le comportement du béton lorsqu'un phénomène de compaction important apparaît. Deux pentes différentes sont alors introduites après le régime élastique. Par rapport à une loi de comportement habituelle appliquée à la géotechnique, dans laquelle on utilise souvent un comportement purement linéaire pour le comportement en compression, un comportement durcissant est ici présenté. En outre, la pente de déchargement peut varier selon l'importance de la déformation.

La création du lien est réalisée juste au début de la simulation lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$D_{AB} - (R^{[A]} + R^{[B]}) \geq R_{irr} (R^{[A]} + R^{[B]}) \quad (2-21)$$

Où R_{irr} est le coefficient d'interaction, qui est un nombre supérieur ou égal à zéro. Le sens de ce rayon virtuel est expliqué dans la figure 2-7. Puisque cette valeur est toujours positive, on peut créer les interactions à distance. Ainsi, le nombre d'interaction peut être ajusté en modifiant la valeur R_{irr} , quelque soit l'assemblage de l'échantillon.

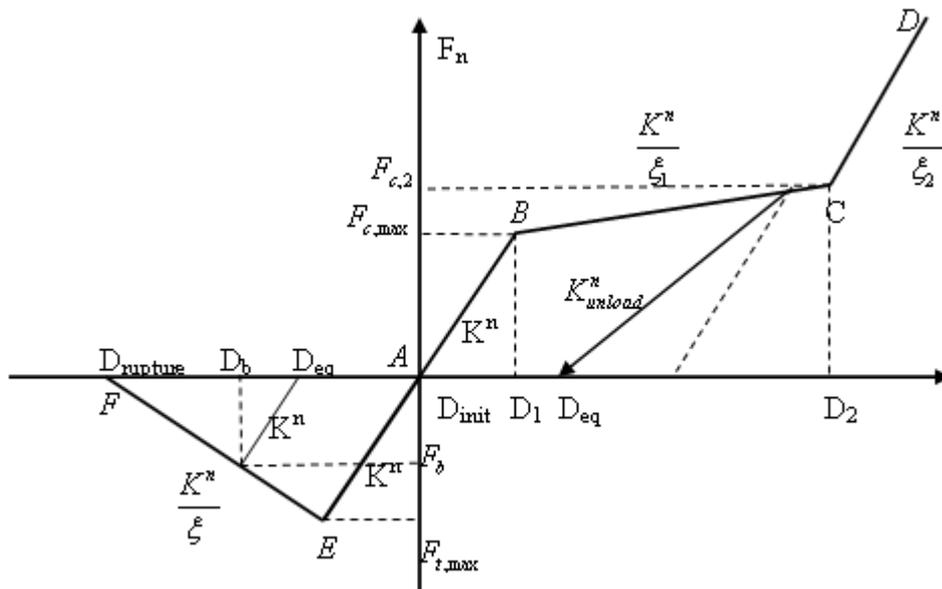


Figure 2-5 : Loi de comportement locale pour les interactions de type lien

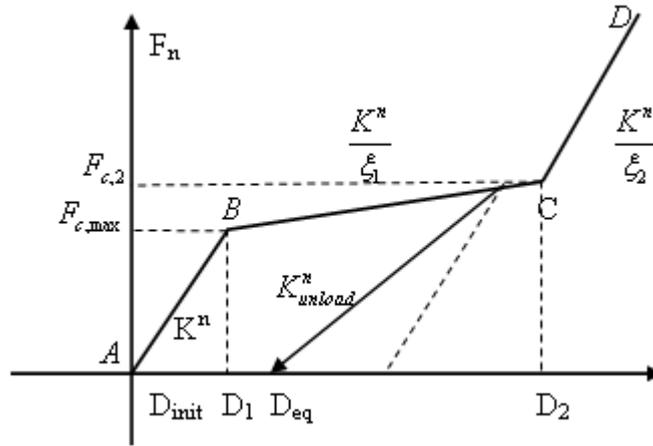


Figure 2-6 : Loi de comportement locale pour les interactions de type contact

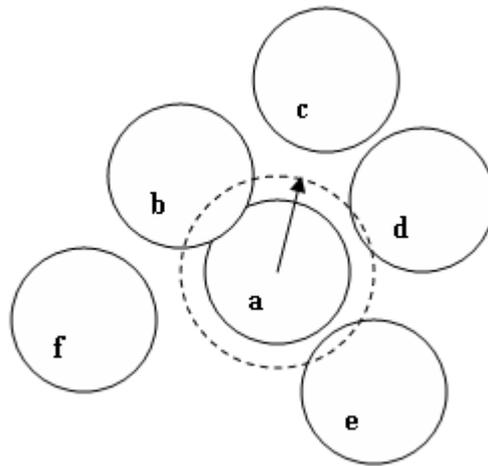


Figure 2-7 : Notion de rayon d'interaction. Contact détecté entre les ED ab, ae et ad après l'application de ce rayon d'interaction à partir de l'élément a.

Une fois que les liens sont générés, les paramètres locaux doivent être initialisés. Ces paramètres sont les suivants :

- La distance d'équilibre D_{eq} . Lorsque la distance entre le centre des deux sphères est égale à cette valeur, ils sont dans une position d'équilibre, *i.e.* la force de contact est nulle. On a :

$$D_{eq} = \|x_i^{[A]} - x_i^{[B]}\| \quad (2-22)$$

Où $x_i^{[A]}$ et $x_i^{[B]}$ sont respectivement les positions du centre des sphères A et B.

- La limite de déplacement élastique en compression (section AB de la Fig. 2-5) D_1 . Au-delà de ce déplacement entre deux sphères, l'interaction entre dans la phase de durcissement (phase 1, section BC). On a :

$$D_1 = D_{init} (1 - \epsilon_{max}) \quad (2-23)$$

Où D_{init} est la distance d'équilibre, qui est initialement égale à D_{AB} , et ϵ_{max} est la limite de déformation élastique en compression.

- La limite de déplacement en durcissement (phase 1, section BC) D_2 . Au-delà de ce déplacement entre deux sphères, l'interaction entre dans la phase durcissement 2 (zone CD) :

$$D_2 = D_{init} (1 - D_{dur} * \varepsilon_{max}) \quad (2-24)$$

Où D_{dur} est un multiplicateur pour contrôler la distance durant la phase de durcissement 1, *i.e.* la distance entre D_2 et D_1 . Cette valeur est proportionnelle à ε_{max} .

- Le seuil de la force élastique en compression $F_{c,max}$, initialisée par :

$$F_{c,max} = K^n * D_{init} * \varepsilon_{max} \quad (2-25)$$

Où K^n est la raideur élastique normale du contact qui est calculée dans l'équation 2-14.

- La limite de la force plastique correspondant à la fin de durcissement phase 1, $F_{c,2}$, initialisée par :

$$F_{c,2} = F_{c,max} + (D_1 - D_2) \frac{K^n}{\xi_1} \quad (2-26)$$

Où ξ_1 est le coefficient de la raideur permettant d'ajuster la pente de la section BC.

- La limite $F_{t,max}$ de la force en traction, donnée par :

$$F_{t,max} = K^n * D_{init} * \varepsilon_{max} * \gamma_t \quad (2-27)$$

Où γ_t représente le rapport de la limite élastique en traction sur la limite élastique en compression. Il faut noter que la valeur de la limite de déformation élastique en compression (ε_{max}) définit non seulement le commencement de la phase de durcissement mais aussi le point d'inflexion d'adoucissement en traction.

- La limite de déplacement de la bifurcation D_b . Au-delà de ce déplacement, l'interaction entre dans la zone d'adoucissement (la section EF) :

$$D_b = D_{init} (1 + \gamma_t * \varepsilon_{max}) \quad (2-28)$$

- La limite de déplacement de la rupture en traction $D_{rupture}$. Au-delà de ce déplacement, le lien (représenté par la force d'interaction) est perdu (la force s'annule). On a :

$$D_{rupture} = D_{init} + \frac{F_{t,max}}{K^n} (1 + \xi) \quad (2-29)$$

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

Où ξ est le coefficient d'adoucissement permettant d'ajuster la pente de la zone EF. Si cette valeur tend vers l'infini, le comportement linéaire sera parfaitement plastique. En revanche, plus la valeur est petite et plus le comportement en traction est fragile.

2.4.1.2 Formulation de la loi de comportement utilisée

- Si l'interaction est située dans la section élastique AB, $D_{AB} \geq D_1$.

La force normale s'écrit :

$$F_n = K^n * U_n * n_i \quad (2-30)$$

Où U_n est la distance d'interaction entre deux sphères, soit la différence entre la distance à l'équilibre actuelle D_{eq} et la distance entre les centres des sphères D_{AB} . Dans ce premier cas, l'interaction reste élastique. On a :

$$U_n = D_{eq} - D_{AB} \quad (2-31)$$

- Si l'interaction est située dans la section BC, $D_2 < D_{AB} < D_1$.

A partir de cette section, l'interaction entre dans la phase de durcissement. Dans la section BC, la force de contact est calculée de deux manières différentes selon le signe de la vitesse relative des deux éléments en contact, *i.e.* selon qu'il y a chargement ou déchargement. Lorsque les deux éléments se rapprochent (chargement), l'effort normal s'écrit :

$$F_n = (F_{c,max} + (D_1 - D_{AB}) \frac{K^n}{\xi_1}) n_i \quad (2-32)$$

Certaines valeurs doivent être réinitialisées à cette étape, comme suit :

$$D_1 = D_{AB} \quad (2-33)$$

$$D_{eq} = \frac{1}{2} (D_{AB} + \frac{F_n}{K^n} + D_{init}) \quad (2-34)$$

$$F_{c,max} = F_n \quad (2-35)$$

$$K_{unload}^n = \frac{F_n}{(D_{eq} - D_{AB})} \quad (2-36)$$

Où K_{unload} est la raideur normale lors du déchargement dans la section plastique BC.

Lorsque deux éléments s'éloignent (déchargement), l'effort normal s'écrit :

$$F_n = K_{unload}^n * U_n * n_i \quad (2-37)$$

- Si l'interaction est située dans la zone CD, $D_{AB} \leq D_2$.

La distance d'équilibre est réinitialisée, avec :

$$D_{eq} = D_{AB} + \frac{F_{c,2}}{K^n} \xi_2 \quad (2-38)$$

Où ξ_2 est le coefficient de la raideur permettant d'ajuster la pente de la zone CD. On peut ensuite calculer la force normale, donnée par :

$$F_n = (D_{eq} - D_{AB}) \frac{K_n}{\xi_2} n_i \quad (2-39)$$

L'interaction ne change plus de raideur quelque soit le déplacement de ce contact lorsque le durcissement phase 2 est atteint.

2.4.1.3 Formulation en traction

- Si l'interaction est située dans la zone élastique AE, $D_{AB} \leq D_b$:

$$F_n = K_n * U_n * n_i \quad (2-40)$$

Le comportement reste dans le régime élastique (identique à la section AB).

- Si l'interaction dépasse la limite de déplacement de la bifurcation, $D_{AB} > D_b$, la force normale peut s'écrire :

$$F_n = (D_{AB} - D_{rupture}) * \frac{K_n}{\xi} n_i \quad (2-41)$$

Où $D_{rupture}$ correspond à la distance pour laquelle le phénomène d'adoucissement en traction entraîne l'annulation de l'effort normal. Par ailleurs, certaines valeurs doivent être réinitialisées dans cette étape de chargement, comme suit :

$$D_b = D_{AB} \quad (2-42)$$

$$F_{t \max} = F_n \quad (2-43)$$

$$D_{eq} = D_{AB} - \frac{F_n}{K_n} \quad (2-44)$$

$$D_1 = D_{eq} - \frac{F_{c \max}}{K_{unload}} \quad (2-45)$$

- Si l'interaction dépasse la limite de déplacement de rupture, $D_{AB} > D_{rupture}$,

L'interaction est rompue en traction. Le lien ne supporte donc plus la force, et on a $F_n = 0$.

La procédure précédente présente la résolution d'une interaction de type lien. Ce type de lien peut être cassé lorsqu'une des deux conditions suivantes est remplie : la distance entre deux éléments est supérieure à la limite de rupture ($D_{rupture}$) et le lien est rompu en traction, ou bien l'interaction atteint le durcissement phase 2 (la section CD). En effet, imaginons par exemple que le béton ait subi un déplacement considérable en compression ; la matrice du mortier devrait alors être cassée (fissurée). Si l'on décharge à ce niveau, le béton ne résiste plus à la force en traction (il peut toujours résister à la compression). Ceci peut expliquer l'apparition de fissures dans un échantillon lors du déchargement après une sollicitation considérable. C'est la raison pour laquelle le lien est considéré comme rompu après avoir atteint la section CD. L'expression de « lien cassé » est

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

employée dans ce cas de figure afin de décrire le fait que ce lien ne prend plus en compte la force en traction, bien qu'il existe encore.

La formulation de l'interaction de type *contact* est principalement la même que celle présentée précédemment (voir la Fig. 2-6). Sachant que l'interaction de type contact ne présente pas de résistance en traction, la résolution est faite dans la boucle de compression. La résolution pour l'interaction de type contact est donc plus rapide. Il faut noter que les interactions de type liens ne sont générées qu'à l'état initial. Il n'y a pas de lien que l'on peut créer au cours de la simulation numérique. En revanche, les interactions de type *contact* sont détectées automatiquement à chaque itération selon les positions relatives des sphères. La notion de rayon d'interaction ne s'applique pas pour la détection d'interaction de type *contact*. C'est-à-dire que le contact est détecté uniquement lorsque la distance entre les centres des deux sphères est inférieure à la somme des rayons.

2.4.2 Calcul de la force tangentielle

Le calcul de la force tangentielle est détaillé dans ce paragraphe. Elle est calculée de manière incrémentale à chaque pas de temps, avec :

$$F_s(i) = F_s^{rot2} + \Delta F_s \quad (2-46)$$

Où F_s^{rot2} est l'actualisation du vecteur $F_s(i-1)$ qui prend en compte le mouvement du contact. Cette quantité est calculée en deux temps et prend en compte le changement de direction de la normale au contact. On calcule d'abord :

$$F_s^{rot1} = F_s(i-1) - F_s(i-1) \wedge n_{i-1} \wedge n_i \quad (2-47)$$

Puis la vitesse de rotation moyenne $\dot{\omega}$ selon la nouvelle normale est prise en compte :

$$F_s^{rot2} = F_s^{rot1} - F_s^{rot1} \wedge \dot{\omega} dt \quad (2-48)$$

Telle que :

$$\dot{\omega} = \frac{1}{2}(\dot{\omega}_a + \dot{\omega}_b) \quad (2-49)$$

Avec $\dot{\omega}_a$ et $\dot{\omega}_b$ sont respectivement les vitesses de rotation de l'élément a et de l'élément b .

La composante incrémentale de l'effort tangentiel est notée :

$$\Delta F_s = -k_s * \Delta U_{si} \quad (2-50)$$

Où k_s est la raideur tangentielle et ΔU_{si} est l'incrément de déplacement tangentiel. Rappelons que la valeur de ΔU_{si} est initialisée à zéro lorsqu'un contact est détecté à nouveau. Le calcul de l'incrément de déplacement tangentiel sera expliqué par la suite. Commençons par le calcul de la vitesse relative au contact V_s^c , donnée par :

$$V_s^c = V_{b/a} - (V_{b/a} \cdot n_i)n_i \quad (2-51)$$

Où $V_{b/a}$ est la vitesse de l'élément b par rapport à l'élément a, qui s'écrit :

$$V_{b/a} = V_b^{Gb} + P^\alpha G_b \wedge \dot{\omega}_b - V_a^{Ga} - P^\alpha G_a \wedge \dot{\omega}_a \quad (2-52)$$

Avec P^α le point de contact qui est calculé dans l'équation 2-8. Nous obtenons finalement l'incrément de déplacement tangentiel, donné par l'expression suivante :

$$\Delta U_{si} = V_s^c * dt \quad (2-53)$$

Etant données les valeurs de la force normale et de la force tangentielle, nous pouvons mettre à jour les forces résultantes associées à un élément pour chaque pas de temps.

2.4.3 Le glissement de type Mohr-Coulomb pour les interactions

La figure 2-8 représente la forme des fonctions de charge, avec un seuil de rupture lorsqu'une interaction de type lien est soumise à une force en traction. Cette forme de fonction est définie pour chaque interaction. Comme pour l'élasticité, on introduit une variabilité des différents seuils de rupture grâce à l'utilisation des paramètres (la cohésion et le seuil des forces en traction). Le seuil de rupture est dominé par la limite de la force en traction $F_{t,max}$, qui est définie dans l'équation (2-27). On introduit la notion de surface d'interaction, définie par :

$$S_{int} = \pi \times (\min(R^{[a]}, R^{[b]}))^2 \quad (2-54)$$

La forme de cette surface se justifie par l'analogie récurrente entre deux éléments reliés par une interaction, et deux granulats situés dans une matrice cimentaire : le lien entre les deux est susceptible de rompre au niveau de sa section la plus faible, de la même façon qu'une micro fissure se propage à partir du granulat le plus petit. Les paramètres locaux sont définis par une procédure d'identification que l'on présentera dans le chapitre suivant.

Un critère de type Coulomb est utilisé, afin de permettre au glissement de se manifester entre deux éléments. Le critère de cisaillement diffère selon le type d'interaction. Pour l'interaction lien, on écrit la force tangentielle maximale comme suit :

$$F_{s,max} = \tan(\phi_i) F_n + S_{int} \times c \quad (2-55)$$

Avec ϕ_i l'angle de frottement interne, et c la cohésion.

Pour les interactions de type *contact*, l'effort tangentiel maximal peut s'exprimer par :

$$F_{s,max} = \tan(\phi_c) F_n \quad (2-56)$$

Lorsque le critère de cisaillement est atteint, le comportement de l'interaction devient frictionnel (voir la figure 2-9).

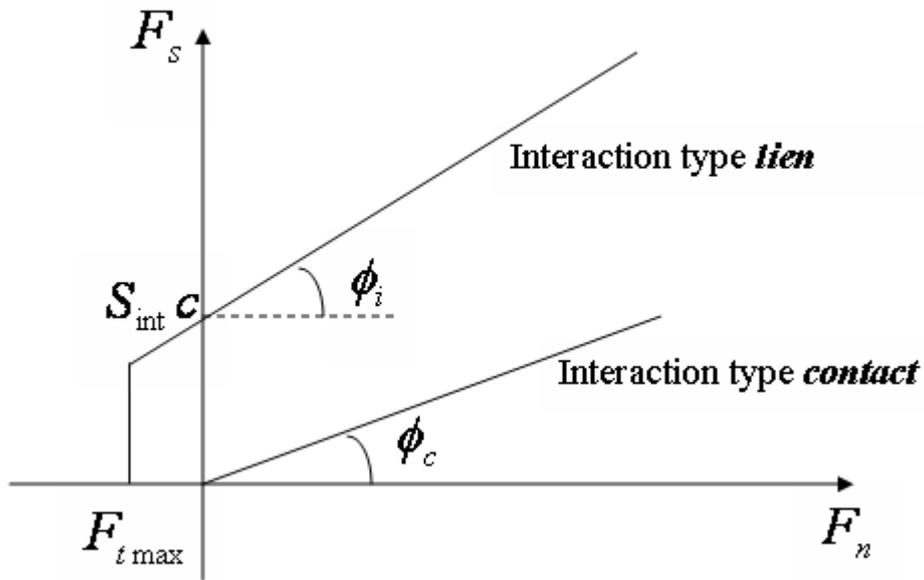


Figure 2-8 : Forme des fonctions seuil

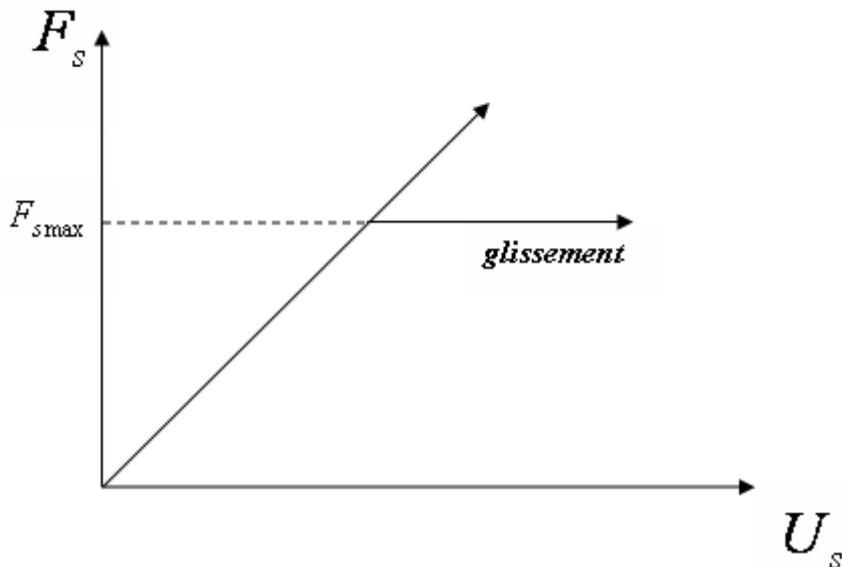


Figure 2-9 : Comportement du cisaillement d'une interaction

2.4.4 Utilisation de la loi de transfert de moment (LTM)

Ce travail propose une modélisation discrète tridimensionnelle pour simuler le comportement du béton. Comme on l'a présenté précédemment, la géométrie de chaque élément est sphérique. Les positions des sphères sont renouvelées par la loi fondamentale de la dynamique. Pendant le cycle de calcul, les efforts sont évalués à partir de la loi de comportement proposée. Les vitesses de rotation des éléments sont uniquement modifiées par les efforts tangentiels définis en chaque point de contact. Cependant, la capacité de cisaillement est toujours sous-estimée lorsque le milieu est considéré en rotation libre. Certains auteurs (Bardet, 1994 ; Sibille, 2005) ont montré dans leurs travaux que la résistance en cisaillement obtenue est inférieure à celle d'un matériau réel. Afin de mieux reproduire quantitativement le phénomène de cisaillement, nous avons besoin de prendre en compte le transfert d'un moment entre les éléments discrets. Cette loi de transfert de moment a été

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

proposée par Plassiard (Plassiard, 2007 ; Belheine et al., 2008) et est similaire à celle proposée par Iwashita et Oda (Iwashita et Oda, 1998). Signalons que la LTM est implantée dans notre modèle numérique non seulement pour mieux reproduire le phénomène de cisaillement mais aussi pour deux autres raisons. Premièrement, pour simuler les renforts métalliques représentés par des éléments discrets sphériques alignés. La présence de la LTM est donc indispensable entre les éléments d'armature lors du chargement dans la dalle en béton armé. Deuxièmement, une fois les interactions du type lien cassées, elles deviennent les interactions du type contact. Ces nouvelles interactions de type « frottantes » nécessitent la LTM pour mieux reproduire l'action du cisaillement et du roulement entre les éléments.

Le mouvement d'une sphère peut se décomposer en une translation et en une rotation. Cette dernière est contrôlée par la LTM. Les équations ci-dessous sont explicitées dans le repère global G afin qu'elles correspondent aux modifications des lois constitutives par la loi de moment. Considérons deux éléments A et B en contact. Leurs positions dans le repère G sont X_a et X_b , et leurs rotations sont décrites par ω_a et ω_b . Les incréments de vitesses de rotation à chaque pas de temps sont désignés par $d\omega_a$ et $d\omega_b$, et la normale au contact par n . Après deux pas de temps successifs, les nouvelles positions des centres (A' et B') sont définies par les vecteurs X'_a et X'_b . La direction normale et le point de contact sont donc également renouvelés. Le rayon moyen des deux éléments peut s'écrire selon l'expression suivante :

$$R = \frac{1}{2}(R_a + R_b) \tag{2-57}$$

Pour déterminer les incréments de rotation et de déplacement tangentiel, on a besoin de définir tout d'abord deux vecteurs $A'P_a$ et $B'P_b$, tels que (voir la figure 2-10) :

$$A'P_a = AP \tag{2-58}$$

$$B'P_b = BP \tag{2-59}$$

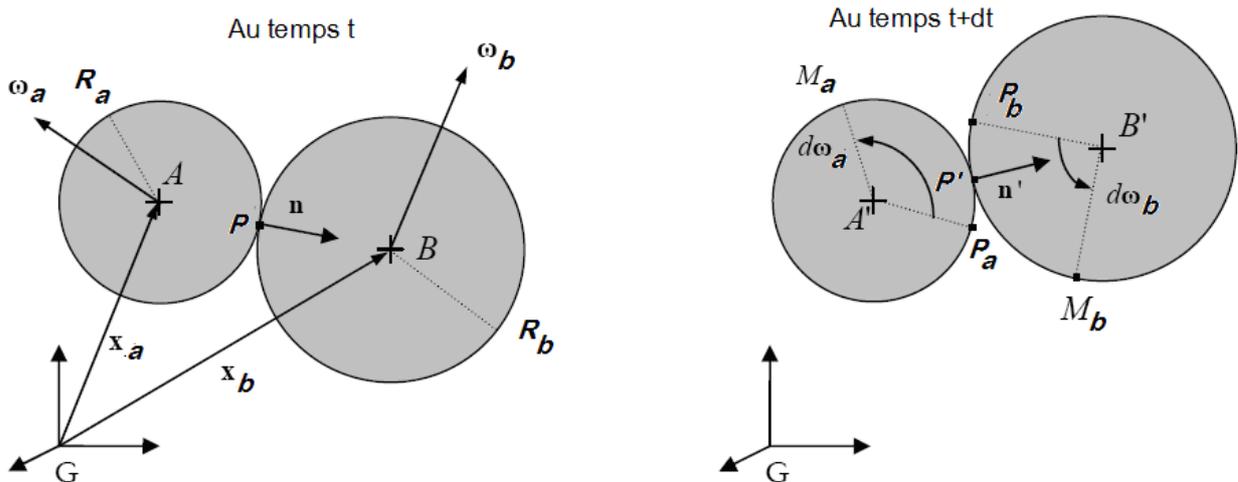


Figure 2-10 : Evolution du contact entre les sphères A et B entre deux incréments de temps (Plassiard, 2007)

Les vecteurs $P'P_a$ et $P'P_b$ sont tous les deux liés au mouvement de translation et au phénomène de glissement. On écrit :

$$P'P_a = R_a(n - n') \tag{2-60}$$

$$P'P_b = R_b(n - n') \quad (2-61)$$

On calcule ensuite les déplacements de rotation lorsque la vitesse de rotation d'une sphère ω n'est pas nulle. On note la position du point de contact P au temps t , et les nouvelles positions M_a et M_b dues à la rotation de l'élément au temps $t + dt$ sont données par :

$$P_a M_a = R_a * dt * \omega_a \wedge n \quad (2-62)$$

$$P_b M_b = R_b * dt * \omega_b \wedge n \quad (2-63)$$

En faisant la somme du déplacement en translation et en rotation, on obtient les positions relatives de M_a et M_b par rapport au nouveau point de contact P' :

$$P' M_a = P' P_a + P_a M_a = R_a((n - n') + dt * \omega_a \wedge n) \quad (2-64)$$

$$P' M_b = P' P_b + P_b M_b = R_b((n - n') + dt * \omega_b \wedge n) \quad (2-65)$$

L'incrément du vecteur de roulement se réduit à l'expression :

$$dU_r = \frac{P' M_a + P' M_b}{2} \quad (2-66)$$

A partir de l'équation précédente, on obtient l'incrément du vecteur angulaire de roulement, tel que :

$$d\theta_r = \frac{\|dU_r\|}{R} n_{d\theta} \quad (2-67)$$

Où $n_{d\theta}$ est le vecteur unitaire défini par :

$$n_{d\theta} = \frac{n' \wedge dU_r}{\|n' \wedge dU_r\|} \quad (2-68)$$

Finalement, le vecteur angulaire de roulement est obtenu par la sommation des incréments $d\theta_r$:

$$\theta_r = \sum d\theta_r \quad (2-69)$$

2.4.4.1 Calcul du moment de roulement pour les interactions

A partir de l'équation 2-68, trois vecteurs unitaires sont introduits au point de contact P : le vecteur normal n , un vecteur tangentiel t_1 , et le produit vectoriel de ces deux vecteurs, t_2 , tel que $t_2 = n \wedge t_1$. Ceci nous permet d'exprimer le moment dans le repère local L . Le vecteur angulaire de roulement peut donc s'exprimer dans le repère L sous la forme :

$$\theta_r^L = [m_{G-L}] \theta_r \quad (2-70)$$

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

Où $[m_{G_L}]$ représente la matrice de transition du repère global G dans le repère local L . Considérons qu'il n'y a pas de moment suivant la direction normale au point de contact (on néglige la torsion). La composante de θ_r^L selon la direction n est donc égale à zéro.

Une fois l'angle de rotation relative entre les deux sphères obtenu, nous pouvons calculer le moment produit par le roulement et la rotation des éléments. On introduit la raideur de rotation k_r telle que le moment élastique est défini par :

$$M_{elast} = k_r \theta_r^L \quad (2-71)$$

La LTM présentée ici doit être capable de reproduire non seulement l'élasticité mais aussi la plasticité du matériau. Pour cela, un modèle élastique parfaitement plastique a été introduit pour exprimer le comportement du moment de roulement. Pour calculer le moment plastique, Plassiard a proposé une formule qui s'écrit :

$$M_{plast} = \eta R \|F_n\| \quad (2-72)$$

Où η est un coefficient pondérateur permettant d'ajuster le seuil du moment plastique (voir la figure 2-11). Le seuil de cette valeur dépend de la force normale au contact ainsi que de la taille des éléments associés.

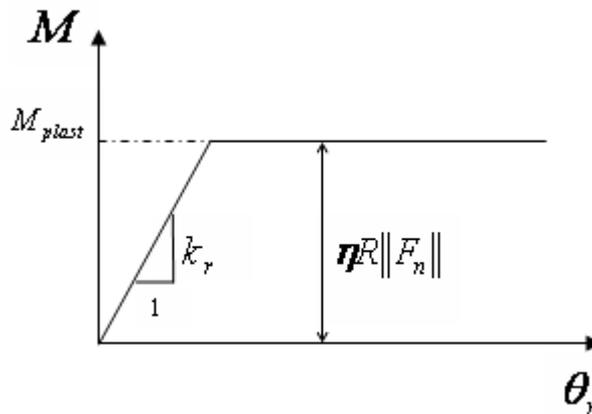


Figure 2-11 : Modèle élastique-plastique pour le moment de roulement.

2.4.4.2 Choix de la raideur k_r

Le principe de la LTM est d'empêcher le roulement entre deux sphères. C'est donc la raideur de rotation k_r qui contrôle la rotation relative entre sphères. Nous pouvons considérer deux cas extrêmes. Lorsque la valeur de k_r tend vers zéro, alors la rotation d'une sphère est considérée libre et indépendante des autres. En revanche, lorsque la valeur de k_r tend vers l'infini, la configuration des grains est proche du cas où la rotation est bloquée. Deux définitions sont proposées pour le choix de la valeur de k_r dans le travail de Plassiard. La première définition donne la raideur de rotation en fonction de la cohésion du milieu telle que :

$$k_r = \beta_r k_s R^2 \quad (2-73)$$

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

Où β_r est le coefficient de roulement qui pondère la rigidité en rotation, k_s est la raideur tangentielle du contact et R est le rayon moyen exprimé dans l'équation (2-57). La raideur de rotation est fonction de la raideur en cisaillement et de la taille des éléments concernés. Le coefficient β_r nous permet de pondérer la valeur de la raideur de rotation. Ce dernier nous donne un degré de liberté permettant de calibrer le modèle.

Une deuxième définition de cette raideur concerne l'effet d'inertie tel que présenté dans l'équation 2-74. Les éléments en contact sont supposés être collés par une sorte de cohésion. On vient de traiter les deux éléments en contact par une poutre équivalente. La méthode présentée par la suite est similaire à la méthode utilisée dans le code PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimension, Itasca, 2003). Toutes les analyses ci-après sont basées sur l'analogie d'une poutre composée par deux sphères, soit une poutre cylindrique de rayon équivalent R . Dans l'hypothèse des petites déformations, la raideur en fléchissement de la poutre est donnée par :

$$k_r = \beta_r \frac{EI_f}{R} \quad (2-74)$$

Avec E le module d'Young du matériau et I_f le moment d'inertie de la section, tel que :

$$I_f = \frac{\pi(\min(R_a, R_b))^4}{2} \quad (2-75)$$

Où $\min(R_a, R_b)$ est la valeur minimale entre R_a et R_b . Afin de valider la loi de transfert de moment, nous avons simulé une structure simple, en l'occurrence une poutre composée par des sphères rangées les unes à côté des autres. Selon les conditions aux limites, deux types de poutre ont été considérés. L'une est bi-encastée et l'autre est une poutre console. Les propriétés du matériau sont présentées dans le tableau 2-1. La gravité est appliquée pour les deux cas de configuration, ce qui implique que le chargement est dû à leur propre poids. Nous avons ensuite mesuré la flèche de la poutre lorsque la structure a atteint sa position d'équilibre. Les résultats sont tracés sur la figure 2-11 et la figure 2-12. Les valeurs mesurées par la simulation numérique sont comparables aux résultats analytiques. L'effet de l'utilisation de LTM sera discuté dans le chapitre suivant.



Figure 2-12 : les éléments alignés pour la validation de LTM.

Longueur (m)	2 m
Rayon d'une sphère (m)	0,05 m
Module d'Young (GPa)	10 GPa
Moment d'inertie	$4,9087^E-6$
Densité (kg/m^3)	1000

Tableau 2-1 : Paramètres de la poutre numérique

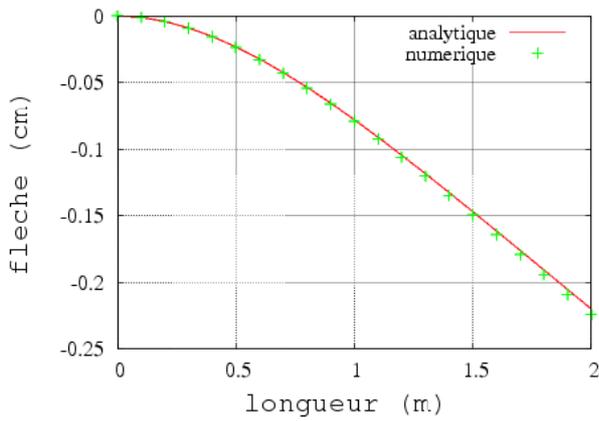


Figure 2-13 : Comparaison analytique / numérique de la flèche d'une poutre console.

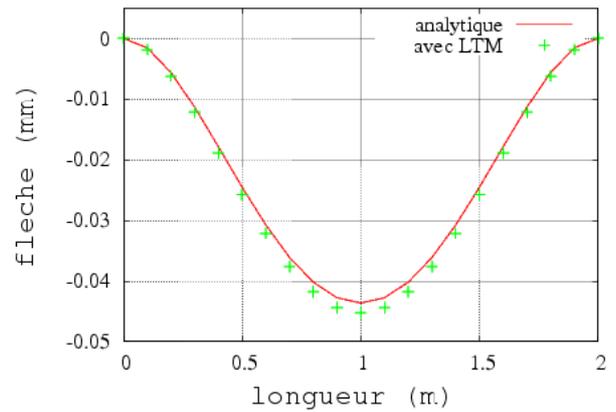


Figure 2-14 : Comparaison analytique / numérique de la flèche d'une poutre bi-encastree.

Des informations plus détaillées sur la LTM sont disponibles dans le travail de Plassiard (Plassiard, 2007).

2.4.5 Loi de comportement pour les armatures

L'armature est souvent utilisée pour renforcer une structure afin d'augmenter sa résistance en traction. Rappelons que l'objectif de ce travail est d'étudier le comportement du béton pour lequel nous avons proposé une loi de comportement assez complète. Une fois le modèle validé, l'objectif est de l'appliquer à des phénomènes d'impact. Pour ceci, nous modélisons une dalle renforcée par des couches d'armature. Il nous faut donc une loi d'interaction pour les éléments d'armature. Cette dalle renforcée par l'armature nous servira au moment de la simulation d'impact du missile qui sera présentée dans le chapitre 4.

La figure 2-16 représente l'image des éléments d'armature numérique disposés les uns à côté des autres (d'une manière alignée). Une loi de comportement élastique parfaitement plastique est proposée ici pour les interactions entre les éléments d'armature. Le seuil de la force maximale en compression ($F_{cr,max}$) peut s'écrire :

$$F_{cr,max} = K_n * D_{init} * \epsilon_{max} \quad (2-76)$$

Lorsque les efforts entre les éléments d'armature dépassent cette valeur, les interactions se plastifient alors que la force normale associée reste égale à $F_{cr,max}$. Le comportement de l'acier proposé est présenté sur la figure 2-15. Comme observé dans les métaux, le comportement en traction est identique à celui en compression, *i.e.* le seuil de la force maximale en traction ($F_{tr,max}$) est égal à la valeur de $F_{cr,max}$. Cependant, la rupture est implantée dans la traction. L'interaction (de type *lien*) est rompue lorsque la distance entre deux éléments est supérieure à la distance de rupture $D_{rupture}$, donnée par :

$$D_{rupture} = \gamma_a * \epsilon_{max} * D_{init} \quad (2-77)$$

Où γ_a est un facteur d'amplification permettant de contrôler la distance de rupture de l'armature. Le déplacement de la rupture est donc bien fonction de la taille des éléments.

Une fois l'armature introduite dans la structure numérique, trois possibilités de contact sont envisageables entre les éléments : le contact entre les éléments du béton, le contact entre les éléments de l'armature et le contact entre un élément béton et un élément armature. La loi de comportement pour les deux premiers types de contacts a déjà été présentée. Pour l'interaction « acier – béton », n'existent pas suffisamment de données dans la littérature qui nous permettent de calibrer le comportement de l'interaction acier-béton, on applique tout simplement la loi de comportement du béton dont la raideur est calculée par l'équation 2-14. (Rousseau et al., 2007).

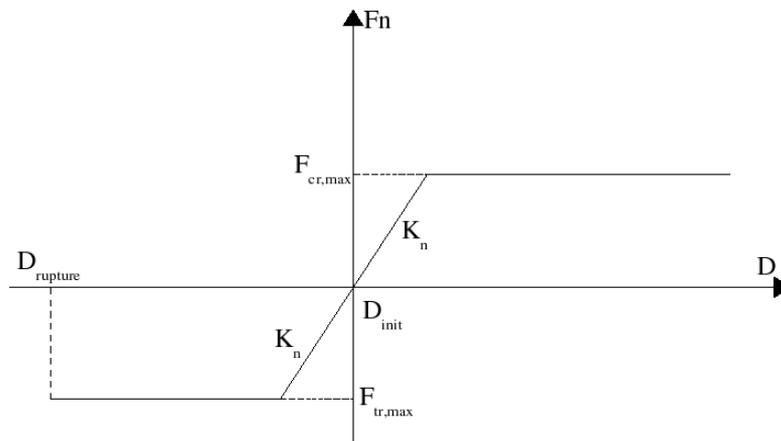


Figure 2-15 : loi de comportement locale pour les interactions entre les armatures.

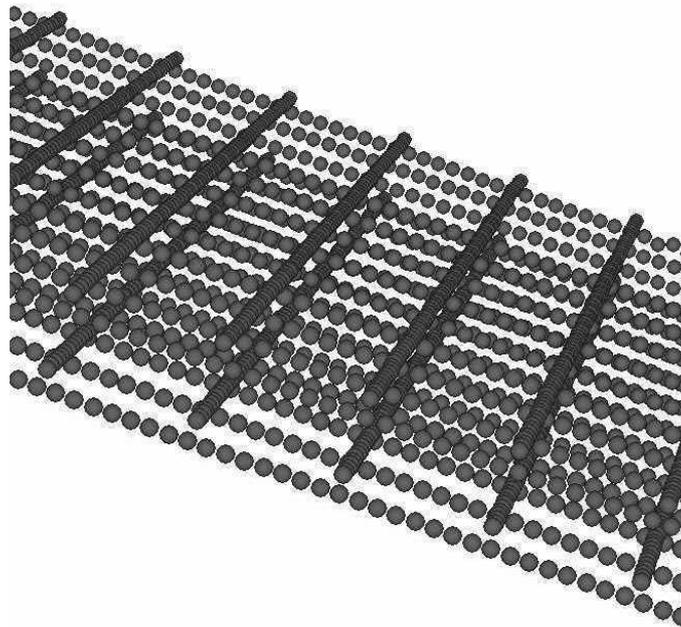
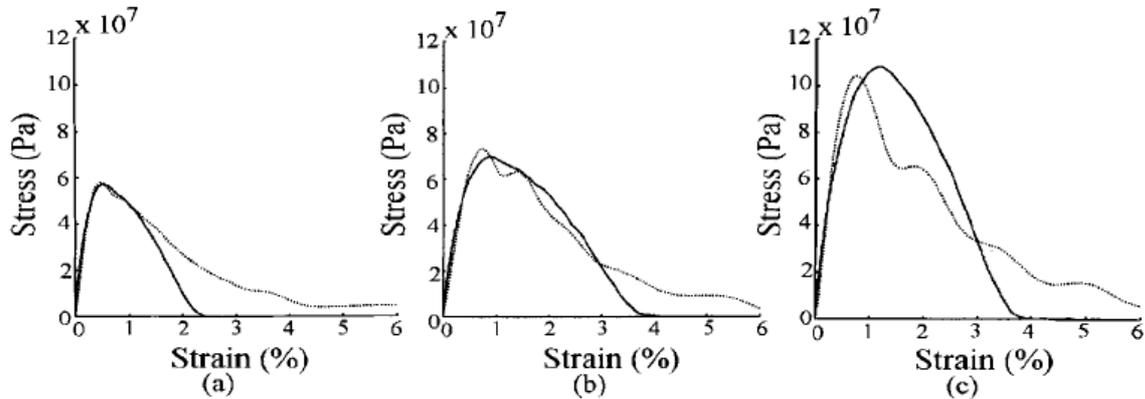


Figure 2-16 : répartitions du renforcement numérique.

2.5 Effet de vitesse sur la résistance apparente du béton

Nous l'avons vu (voir chapitre 1.1.2), le béton possède une résistance plus importante lors d'un chargement dynamique. Rossi et Toutlemonde (Rossi et Toutlemonde, 1996) ont montré dans leur travail que ce gain de résistance peut se traduire par l'effet d'inertie (Voir le chapitre 1). Donzé et al. (Donzé et al., 1999) ont effectué la simulation des barres d'Hopkinson pour trois vitesses de chargement différentes. Leur résultat est en accord avec les observations expérimentales (Voir la Fig. 2-17). Pourtant, il n'y a pas d'effet de vitesse qui a été introduit dans leur loi de comportement. Lu et Xu (Lu et Xu, 2004) ont proposé un modèle de micro-fracturation permettant d'analyser la

sensibilité du béton pour différentes vitesses de sollicitation, ils ont ainsi obtenu une bonne prédiction de la résistance du béton sous un chargement dynamique. Cependant, ils n'ont pas introduit spécifiquement un paramètre microscopique permettant d'augmenter la résistance dynamique du béton. Au vu de ces résultats, nous allons donc poser comme hypothèse que l'effet dynamique du béton est la conséquence de l'effet d'inertie, et que nous n'avons pas besoin d'introduire cet effet de vitesse dans la loi de comportement locale.



(a) 350 s^{-1} ; (b) 500 s^{-1} ; (c) 700 s^{-1} . Dotted Lines Are Experimental Curves; Solid Lines Are Numerical Curves

Figure 2-17 : Essai des Barres d'Hopkinson sur trois différentes vitesses de chargement (Donzé et al., 1999).

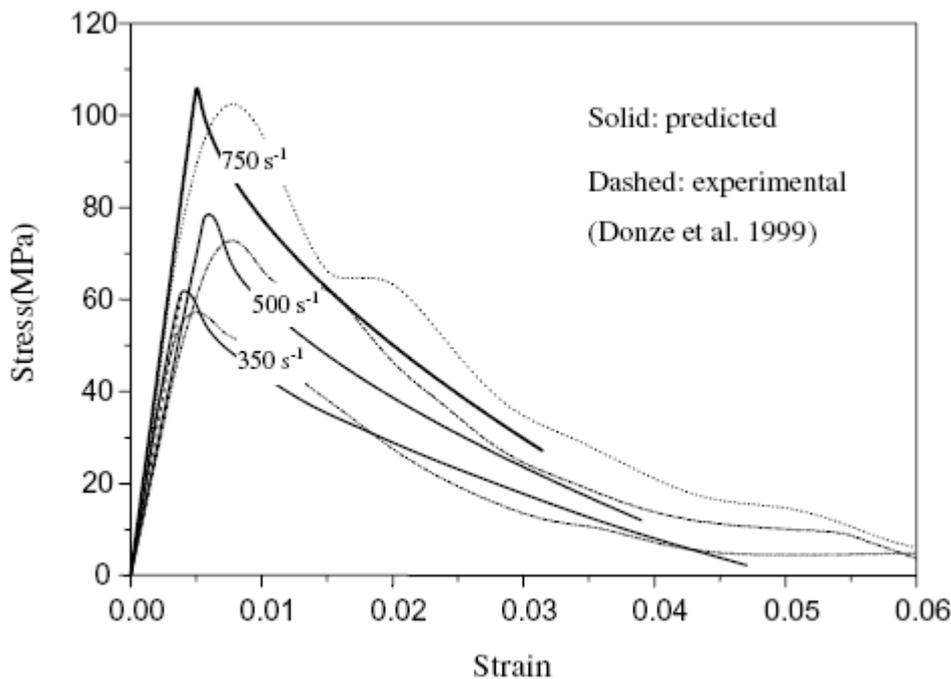


Figure 2-18 : Courbe contrainte / déformation du béton à différentes vitesses de chargement (Lu et Xu, 2004).

2.6 Conclusion

Le principe de la méthode des éléments discrets a été présenté dans la première partie de ce chapitre. La résolution des mouvements et interactions entre deux éléments, basée sur les équations fondamentales de la dynamique, a été synthétisée. Une loi de comportement « élastique plastique endommageable » est proposée pour reproduire le comportement du béton sous différents types de

Chapitre 2. Simulation des milieux cohésifs par la méthode des éléments discrets

sollicitation. Plusieurs paramètres locaux ont été introduits dans cette loi pour exprimer la relation force-déplacement d'une interaction (de type contact ou de type lien). D'abord, le déplacement entre deux éléments en compression augmente linéairement jusqu'à la limite élastique ε_{\max} . L'interaction passe ensuite dans la phase de durcissement où le module tangent va diminuer (K_n / ξ_1) et ensuite augmenter de nouveau (K_n / ξ_2) selon la grandeur de sa déformation. En traction, l'interaction se déforme linéairement jusqu'à la limite d'élasticité γ_t . Un comportement d'adoucissement apparaît et se poursuit jusqu'à la rupture ($D_{rupture}$). Un critère de glissement est introduit dans le modèle numérique avec un seuil de cisaillement calculé selon le modèle de Mohr-Coulomb ; lorsque la force tangentielle atteint le seuil de cisaillement, le glissement entre deux éléments en contact est activé. Ce critère fonctionne en parallèle avec la loi d'interaction. Le moment entre les éléments peut se transférer de l'un à l'autre lorsque le roulement d'une sphère a eu lieu. Finalement, une loi de comportement élastique parfaitement plastique est introduite pour les interactions intervenant entre les éléments de l'armature.

Dans le chapitre suivant nous discuterons du choix des valeurs à donner à tous ces paramètres, et nous présenterons les performances et limites du modèle. Nous allons ainsi passer à la validation du modèle grâce à la simulation de différents essais.

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

3.1 Introduction

Notre travail a pour but d'étudier le comportement du béton sous sollicitation dynamique. Cette étude numérique est réalisée à partir de la méthode ED exposée au chapitre 2. Tout au long de ce chapitre, nous allons décrire les différentes étapes de notre démarche. Dans un premier temps, nous verrons comment les éléments discrets sphériques sont utilisés dans notre étude et comment on peut être sûr que l'assemblage de sphères numériques soit représentatif de la structure. Nous nous interrogerons également sur l'isotropie et l'hétérogénéité du milieu granulaire malgré son caractère discontinu.

Dans un deuxième temps, nous nous intéresserons à la caractérisation des différents paramètres du modèle (voir chapitre 2.4) de la méthode ED par une procédure éprouvée. Concernant la représentativité de la structure par un empilement de sphères polydisperses, nous présenterons tout d'abord la méthode de grossissement avec laquelle les échantillons « numérique » ont été générés. Nous réaliserons des essais quasi-statiques en compression/traction simple sur ces échantillons. Ces premières simulations numériques, nous permettent de caractériser les paramètres linéaires. La calibration du modèle sera ensuite étendue au travers de simulations d'essais triaxiaux, afin de déterminer les paramètres non-linéaires de notre modèle. La procédure présentée dans ce chapitre est similaire à celle de Hentz (Hentz, 2004). Cependant, la loi de comportement proposée dans ce travail est plus complète, du fait que le durcissement sous haute compression est implémenté. C'est la raison pour laquelle nous nous intéresserons plus particulièrement à simuler des essais hydrostatiques pour des pressions de confinement élevées (jusqu'à 650 MPa).

3.2 Génération de l'échantillon numérique

La MED utilisée dans ce travail est une méthode discontinue (voir chapitre 2) différente des méthodes numériques classiquement utilisées (par exemple la méthode aux éléments finis). Les éléments discrets sont des entités sphériques indépendantes les unes des autres. Nous cherchons à produire assemblages homogènes et isotropes permettant de reproduire le comportement du béton. Dans ce paragraphe, l'effet d'empilement sera d'abord discuté et on présentera par la suite la méthode que l'on utilise pour la génération de l'échantillon numérique.

Un des paramètres primordiaux à observer lors de la génération des échantillons est l'homogénéité de la distribution des contacts entre les éléments. Supposons que l'on prenne tout d'abord un échantillon généré selon un assemblage régulier (voir la Fig. 3-1), et que l'on présente ensuite la distribution des contacts dans la figure 3-2 ; projetée dans trois plans différents (XY, XZ, YZ). On constate que les contacts sont orientés sur certaines directions privilégiées à cause de la disposition régulière des éléments. Par exemple, dans le plan xy (voir la Fig. 3-2), les contacts sont orientés prioritairement dans les directions suivantes : 0° , 90° , 180° et 270° . Malgré ce défaut, les éléments de taille unique ont été utilisés par certains auteurs dans leurs modélisations. Langston (Langston et al. 1995) a employé des sphères de type mono-disperse pour étudier l'écoulement des granulats, où le nombre de contact entre les éléments a une influence relativement moins importante par rapport au problème envisagé dans ce travail.

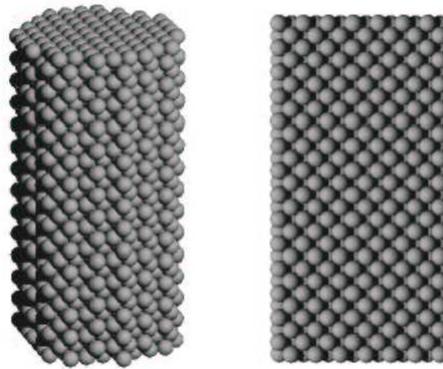


Figure 3-1 : Echantillon généré selon un assemblage régulier (Hentz, 2003).

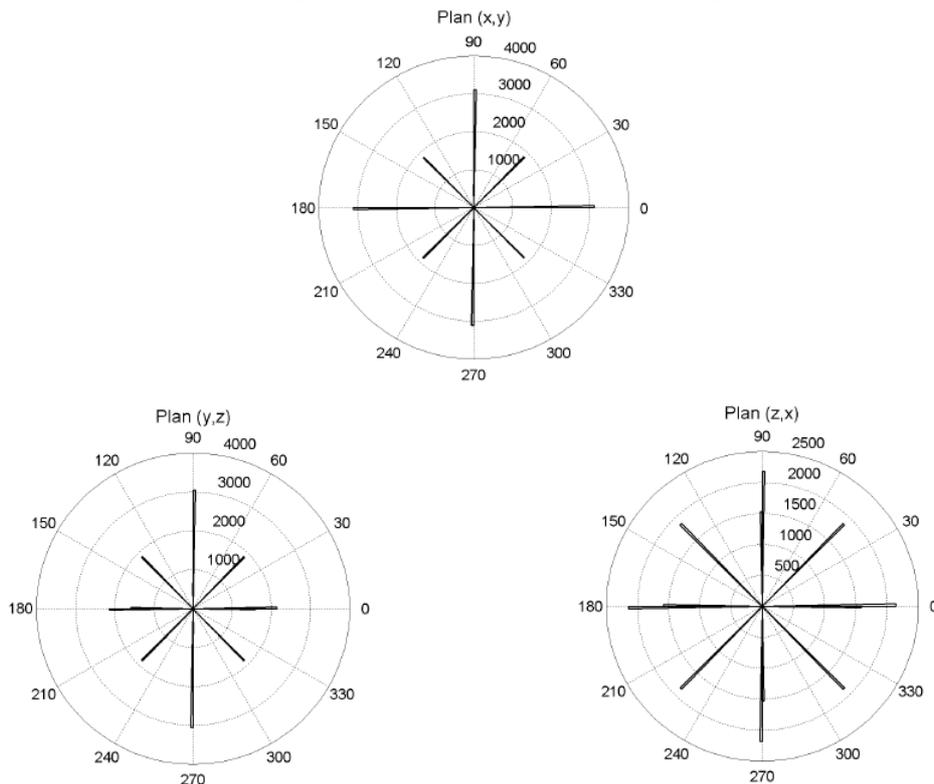


Figure 3-2 : Distribution des orientations de contact dans les différents plans (Hentz, 2003).

La méthode que l'on utilise pour générer nos échantillons est une méthode qui est la plus souvent utilisée dans le domaine ED : la méthode de grossissement (Potyondy et al. 1996). Cette méthode peut être réalisée de plusieurs façons. La procédure utilisée dans le logiciel YADE est présentée par la suite.

- 1) On génère des éléments avec une dispersion donnée dans une boîte fermée. Un parallélépipède est utilisé dans notre travail pour la forme de l'échantillon numérique. Aucun chevauchement des éléments n'est autorisé durant cette première étape, i.e. le milieu est donc très lâche (voire la Fig. 3-3). La génération de la distribution granulométrique pour chaque sphère est calculée par l'équation suivante :

$$R_e = R_{moyen} * r_{dev} * (rand - 0.5) + R_{moyen} \quad (3-1)$$

Où R_e est le rayon de l'élément après chaque tirage aléatoire, et R_{moyen} est le rayon moyen de l'ensemble des éléments à l'état initial. r_{dev} est un coefficient permettant de contrôler le

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

rapport entre le rayon maximal (R_{\max}) et le rayon minimal (R_{\min}). On obtient par exemple un rapport R_{\max}/R_{\min} de 3 pour une valeur r_{dev} de 1. $rand$ est un nombre pseudo-aléatoire entre 0 et 1. R_{moyen} peut être calculé par :

$$R_{moyen} = \frac{V_t * (1 - \rho_{init})}{\frac{4}{3} \pi N_e} \quad (3-2)$$

Où V_t est le volume total de l'échantillon, ρ_{init} est la porosité initiale et N_e le nombre total d'élément. Une valeur de la porosité initiale élevée est utilisée dans ce travail ($\rho_{init}=0.75$). Dans cette première étape, nous cherchons à fixer la dimension de la boîte, le nombre d'éléments voulu et le rapport de la dispersion (R_{\max}/R_{\min}). Notons qu'une valeur de porosité initiale élevée est utilisée ici, afin de faciliter la génération de l'élément au moment du tirage aléatoire (pour éviter le chevauchement entre un nouvel élément et un élément existant), et que cette valeur n'influence quasiment pas la valeur de la porosité finale.

- 2) On applique par la suite un confinement (σ_{iso}) aux parois. Deux méthodes sont disponibles dans YADE pour la réalisation de cette étape.
 - a) Le premier est la compression isotrope, *i.e.* on impose un incrément de déplacement sur chaque paroi de façon à ce qu'elles bougent vers le centre de la boîte. Les sphères vont être compactées progressivement grâce au mouvement des parois. Il faut noter que le volume de l'échantillon ne sera plus le même que celui de l'état initial. Les contraintes des parois (σ_p) sont mesurées à chaque itération par sommation des efforts résultant appliqués par les sphères. La génération de l'échantillon s'est arrêtée lorsque les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\sigma_p \geq \sigma_{iso} \quad (3-3.a)$$

$$C_s \geq \frac{\sum F_R}{\sum F_c} \quad (3-3.b)$$

Où F_R est la force résultante calculée sur chaque élément, F_c est la force de contact calculée sur les interactions et C_s est le critère de stabilité. L'équation (3-3.a) permet ainsi d'assurer que les contraintes mesurées aux parois sont équivalentes à la contrainte de confinement voulue. Quand à l'équation (3-3.b), elle permet de vérifier la stabilité de l'échantillon. La force résultante est théoriquement égale à zéro lorsqu'un élément est à son état d'équilibre statique. Cependant, ça ne sera jamais le cas pour ce type de simulation numérique. La valeur raisonnable pour considérer la stabilité de l'assemblage sera choisie inférieure à 0,01 (Scholtès et al., 2008). L'équation (3-3.a) est aussi le critère pour contrôler la contrainte sur les parois pour qu'elle puisse rester autour de la valeur σ_{iso} , *i.e.* on ajuste cet incrément de déplacement aux parois, au moment où la contrainte mesurée sur la paroi est très proche de la contrainte voulue. Lorsque la contrainte mesurée aux parois est égale (ou supérieure) à la contrainte souhaitée (le confinement), la position de ces parois est ajustée afin que la valeur σ_p reste proche de celle de la valeur σ_{iso} . Le détail de cet ajustement est présenté dans le paragraphe 3.5.1.

- b) La deuxième méthode est la méthode que l'on utilise dans notre travail : la méthode de grossissement des grains. On augmente le rayon des éléments d'un certain facteur, ce facteur

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

doit être suffisamment petit pour éviter l'effet dynamique et pour assurer la convergence de l'assemblage. Les sphères continuent à grossir progressivement jusqu'à ce que la contrainte de confinement atteigne la valeur souhaitée. Les rayons de l'ensemble de l'échantillon sont ensuite ajustés pour que la contrainte mesurée à la paroi soit proche de la valeur voulue. Le critère de stabilité est le même que pour la méthode précédente, donc les équations (3-3.a) et (3-3.b) doivent être également vérifiées. L'avantage de la méthode de grossissement par rapport à la méthode de « mouvement des parois » est que la dimension de l'échantillon ne varie pas. En outre, le fait de grossir les sphères donne une meilleure approche pour atteindre l'homogénéité de l'échantillon, car les contacts vont être créés d'une façon plus homogène parmi tous les éléments. En effet, les contacts sont créés progressivement de la zone extérieure vers la zone intérieure au cours de la génération de l'échantillon par le mouvement des parois. Une loi purement élastique est appliquée pour toutes les interactions pendant cet état, donc aucune déformation plastique n'est permise. L'interpénétration entre deux sphères en contact est donc petite par rapport à la taille d'élément (inférieure à 1 %). Une fois le critère de stabilité atteint, on sauvegarde les positions et les rayons des éléments, cet échantillon va ensuite nous servir pour les essais de calibration (les essais uni-axiaux et les essais triaxiaux).

Il faut noter que l'on a toujours une interpénétration entre les sphères à la fin de la procédure de la méthode de grossissement (ou de mouvement des parois), cette interpénétration produit une force de contact. Lorsque l'on recharge les positions des sphères (positions enregistrées dès la fin de la génération de l'échantillon) pour nos simulations uni-axiales (ou triaxiales), les éléments se chevauchent à l'état initial, mais les forces de contact sont annulées automatiquement grâce à l'initialisation de la distance d'équilibre (D_{init} , voir le chapitre 2). En effet, au moment de commencer les *vrais* simulations des essais triaxiaux (ou uni-axiaux), les échantillons sont bien à l'état d'équilibre quelque soit la grandeur de l'interpénétration (qui reste cependant très petite) à la fin de la phase de grossissement.

La figure 3-3 présente un échantillon dans ses états initial et final respectifs pour un ratio de taille R_{max}/R_{min} égal à 4,7 pour une dispersion (r_{dev}) de 1,3. Une fois la valeur du rapport R_{max}/R_{min} donnée, la taille relative des éléments ne va pas changer pendant la génération de l'échantillon quelque soit la méthode utilisée. Notons que la taille de l'échantillon diminue lorsque la méthode de mouvement des parois est utilisée, ainsi l'élanement désiré initialement va varier. La figure 3-3 montre un élanement initial de 2, or à la fin de la génération par la méthode de mouvement des parois on obtient une valeur d'élanement de 3.

L'évolution de l'énergie cinétique et de la porosité pendant la génération de l'échantillon est présentée ci-après sur la figure 3-4. On s'aperçoit que les deux méthodes permettent d'obtenir quasiment la même porosité à la fin de la génération (0,387 pour la méthode de mouvement des parois et 0,39 pour la méthode de grossissement). Afin d'étudier la stabilité de l'assemblage, nous avons tracé l'évolution de l'énergie cinétique au cours de la simulation numérique. On remarque que l'énergie cinétique reste (quasi) stable à $t = 0,08$ s or l'assemblage n'a pas encore atteint la stabilité d'après l'équation (3.3.b). Dans la figure 3-5, l'ensemble de sphères présentent une stabilité en terme de vitesse (l'énergie cinétique) à $t = 0,08$ s mais le coefficient de stabilité est à ce moment là encore grand (supérieur à 0,01), par conséquent la simulation continue. Lors de la génération de l'échantillon, la condition de stabilité définie par l'équation (3-3.a) doit d'abord être vérifiée quelque soit le confinement imposé. Les sphères s'arrangent ensuite entre elles jusqu'à ce que le critère de stabilité soit vérifié (l'équation (3-3.b)). Ceci explique pourquoi un palier est observé durant les derniers temps de calcul (voir les figures 3-4 et 3-5). On constate que l'utilisation du critère de la force résultante nous donne une meilleure indication de la stabilité de l'assemblage lors de la génération d'un échantillon numérique. Une étude paramétrique pour la génération de l'échantillon sera présentée par la suite.

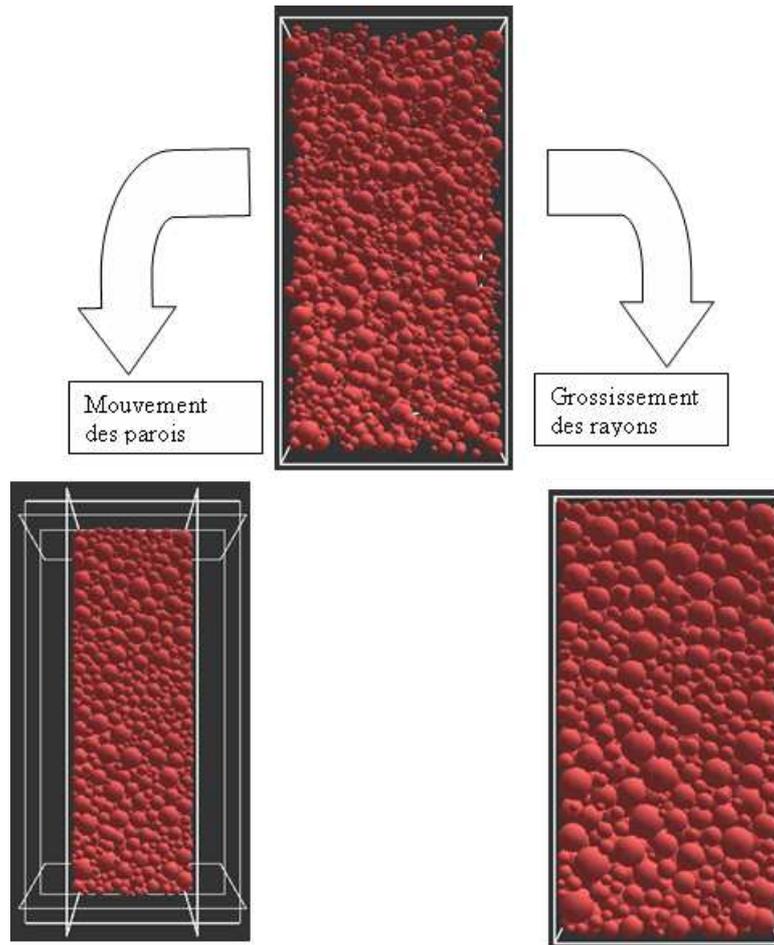


Figure 3-3 : Génération de l'échantillon avec deux méthodes différentes. L'image en haut présente l'état initial où il n'y a pas de contact entre les éléments. En bas à gauche, l'état final avec la méthode de mouvement des parois. En bas à droite, l'état final avec la méthode de grossissement.

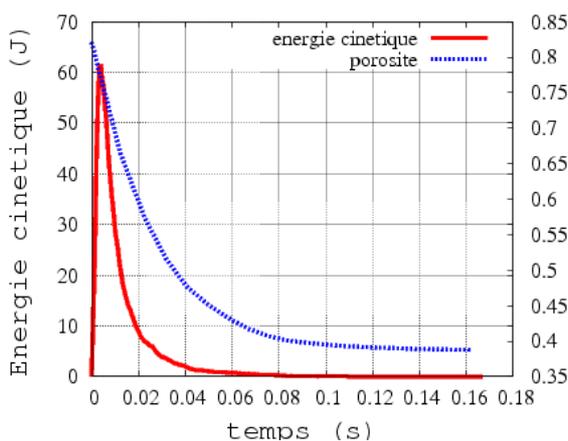


Figure 3-4 : Evolutions de l'énergie cinétique et de la porosité pendant la génération de l'échantillon par la méthode de mouvement des parois.

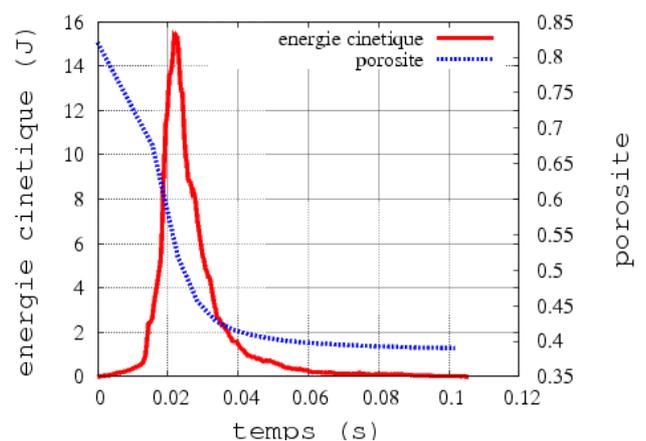


Figure 3-5 : Evolutions de l'énergie cinétique et de porosité pendant la génération de l'échantillon par la méthode de grossissement.

Comme présenté précédemment, les éléments sont positionnés de façon aléatoire par une fonction de tirage durant la première étape de la génération de l'échantillon. Chaque échantillon numérique est donc différent des autres. Afin d'étudier l'influence de cette configuration obtenue

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

dynamiquement par grossissement, nous avons généré 10 échantillons avec un volume de boîte identique. Cependant, certains paramètres devront varier pour mettre en évidence les influences de ces paramètres lors de la simulation numérique. Ces échantillons diffèrent en terme de nombre de sphères (de 2000 élément à 5000 éléments), de la valeur du rapport entre le module d'Young (E_c)

et le confinement (σ_{iso}) ($\frac{E_c}{\sigma_{iso}}$ varie de 500 à 5000) et de l'angle de frottement (ϕ). Une valeur de

l'angle de frottement de 2° est fixée pour tous les échantillons sauf pour l'échantillon E8 ($\phi=30^\circ$).

La variation de ces paramètres nous servira non seulement à étudier la génération de l'échantillon mais aussi à valider le modèle à partir des simulations des essais en compression simple. Une fois la génération de l'échantillon terminée, nous enregistrons la porosité finale. Les paramètres pour ces essais sont présentés dans le tableau 3-1.

No	nombre	E_c/σ_{iso}	Porosité (ρ_c)	$R_{max}/R_{min}(m)$	$E_{global}(GPa)$	$\sigma_{seuil}(MPa)$
E1	2000	1000	0,376	0,026/0,0055	25,44	60
E2	2400	1000	0,375	0,0246/0,0052	26,8	61,7
E3	3500	1000	0,3648	0,0217/0,0046	25,66	58,92
E4	5000	1000	0,363	0,0193/0,0041	25,16	58,69
E5	2400	1000	0,3677	0,0243/0,0052	25,77	59
E6	2400	500	0,217	0,0265/0,0056	26,69	61,39
E7	2400	500	0,2168	0,0265/0,0056	26,93	60,28
E8	3500	1000	0,4498	0,02068/0,00439	25,26	56,12
E9	3000	3000	0,387	0,02258/0,00479	25,53	61,4
E10	3000	5000	0,39	0,0225/0,00478	24,8	59

Tableau 3-1 : Paramètre utilisés pour la mise en place de la génération des échantillons

3.2.1 Relation entre la porosité et le rapport E_c/σ_{iso} durant la phase de grossissement

Comme présenté précédemment, la génération de l'échantillon numérique est effectuée grâce à la méthode de grossissement des sphères. Le fait de grossir les grains pour compacter l'échantillon s'avère nécessaire pour que l'échantillon numérique soit semblable au matériau réel étudié. Le processus de grossissement s'achève lorsque le confinement et le critère de stabilité sont vérifiés. Les valeurs de la porosité finale de chaque échantillon à la fin de la génération sont données dans le tableau 3-1. On remarque que la valeur du rapport E_c/σ_{iso} contrôle directement la valeur de la porosité finale de l'échantillon. Plus la valeur de ce rapport est importante, plus la compacité de l'échantillon est faible. Il faut noter que la contrainte de confinement sur les parois provient de la somme des forces de contact entre les grains et la paroi. Comme il y aura toujours une interpénétration entre les éléments à la fin de la génération de l'échantillon, il nous faut un rapport de E_c/σ_{iso} assez élevé pour que celle-ci reste faible. On remarque qu'avec un rapport de E_c/σ_{iso} de 500, on obtient une porosité assez faible autour de 0,21 (les échantillons E6 et E7). Cependant, un tel rapport induit des interpénétrations importantes entre les sphères à la fin de la phase de grossissement (voir la Fig. 3-6). Il est cependant possible d'annuler la force de contact en initialisant la distance d'équilibre (D_{init}). La limite des forces de contact élastiques ($F_{t,max}$ et $F_{c,max}$), pour la même taille d'élément, changerait en conséquence (Voir la Fig. 3-7). L'effet de ces interpénétrations va être discuté ultérieurement lors de la simulation d'un essai de compression simple.

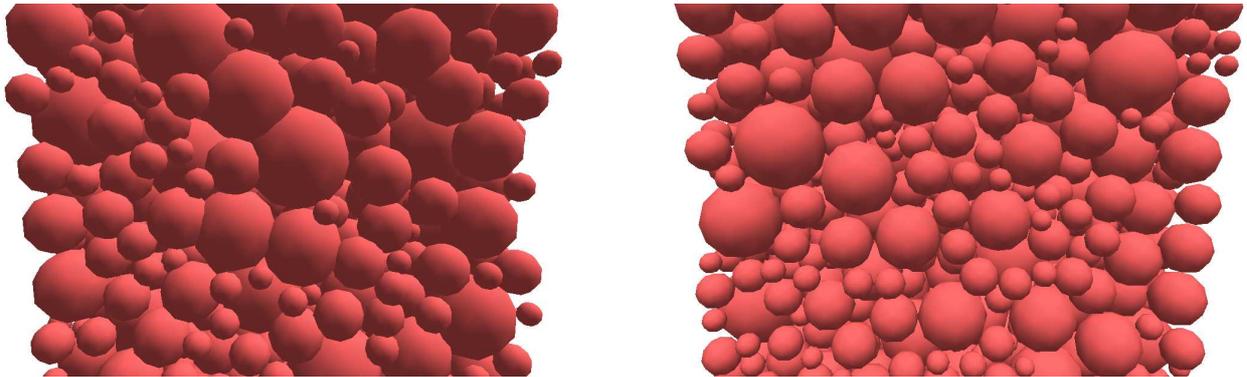


Figure 3-6 : un zoom sur les échantillons à la fin de la génération. A gauche, des interpénétrations importantes sont observées pour l'échantillon E6. A droite, les éléments restent majoritairement au contact tangent (E10).

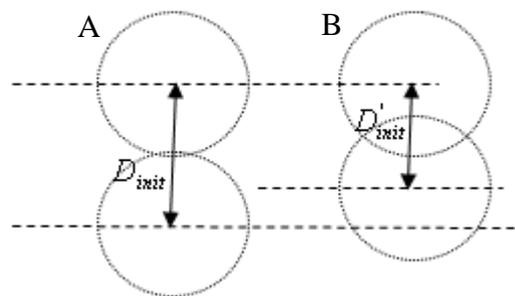


Figure 3-7 : effet du rapport E_c/σ_{iso} sur l'interpénétration des particules à la fin de la phase de génération de l'échantillon, $(E_c/\sigma_{iso})_A > (E_c/\sigma_{iso})_B$.

3.2.2 Influence de l'angle de frottement au cours de la génération de l'échantillon

Certains travaux signalent que la compacité obtenue dépend de l'angle de frottement défini entre les sphères. Quand la compacité maximale est recherchée, il semble avantageux d'effectuer la mise en place avec un angle de frottement nul (Chareyre, 2003). Pour ceci, deux empilements ont été réalisés avec deux angles de frottement différents. Comme présenté dans le tableau 3-1, l'échantillon E3 et E8 ont la même valeur de rapport E_c/σ_{iso} mais ils ont un angle de frottement (ϕ) différent tel que l'échantillon E3 a un angle de frottement de 2° et E8 un angle de frottement de 30° . L'évolution de la porosité et l'énergie cinétique sont présentées en parallèle (voir la figure 3-8). Le résultat nous montre que la porosité finale varie de 0,36 à 0,45 lorsque l'angle de frottement est varié de 2° à 30° . Notons bien que les deux échantillons finaux vérifient la même condition d'équilibre, correspondant à un coefficient de stabilité identique. On obtient un milieu plus dense avec un angle de frottement faible. A part l'échantillon E8, les autres sont générés avec un angle de frottement de 2° au cours de la simulation numérique. On aperçoit également la différence entre les deux échantillons en terme d'énergie cinétique : plus l'angle de frottement est élevé, plus l'ensemble des sphères a une énergie cinétique faible. En effet, l'augmentation de l'angle de frottement favorise en conséquence la force de cisaillement, le glissement entre les éléments est quant à lui empêché, on obtient finalement une énergie cinétique plus faible. En conséquence, lorsque l'on diminue l'angle de frottement durant la création de l'échantillon numérique, on favorise le glissement entre les grains, ainsi les sphères peuvent plus facilement occuper les espaces vides, de ce fait, on aura un milieu plus dense.

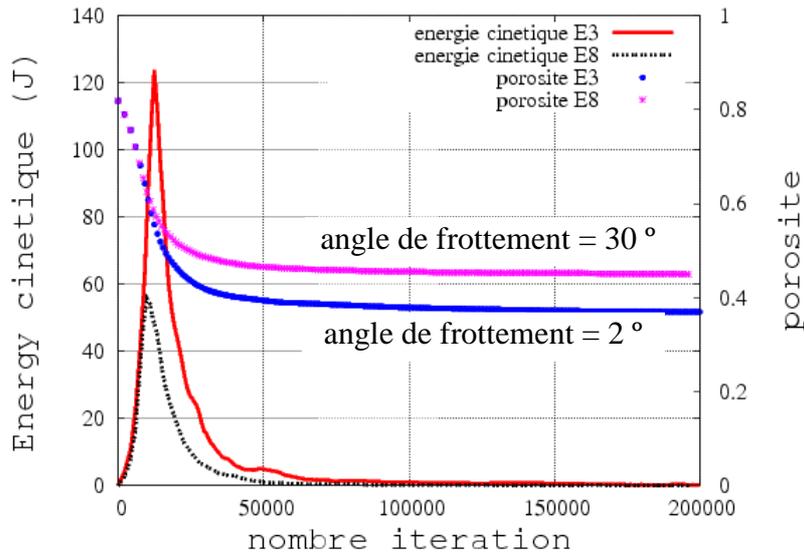


Figure 3-8 : Porosité obtenue pour deux angles de frottement différents lors de la phase de grossissement.

3.2.3 Granulométrie des échantillons numériques

La figure 3-9 donne la distribution de la taille des grains pour un échantillon de 5000 éléments (E4) et un échantillon de 2000 éléments (E1). Le rapport R_{max}/R_{min} est gardé constant pour les deux échantillons. On s’aperçoit que la dispersion de la taille des grains pour ces deux échantillons est assez similaire. La proportion en masse pour les petits grains et les gros grains est comparable. Si l’on compare le temps de calcul pour la génération des deux échantillons, la différence en temps pour les deux cas est du même ordre. On peut conclure que le temps de calcul reste raisonnable avec un nombre d’éléments qui varie de 2000 à 5000. Malgré tout, la taille réelle des granulats d’un essai expérimental est beaucoup plus petite par rapport à la taille d’une sphère numérique (voir la Fig. 3-10). Pour faire une simulation numérique avec des sphères de même taille que celles utilisées en expérimentation, il nous faudrait au moins 625000 éléments, ce qui conduirait à des temps de calcul très élevés. On peut se demander si l’effet d’échelle engendré par un plus petit nombre de sphères dans les simulations, nous empêchera de reproduire les résultats expérimentaux observés.

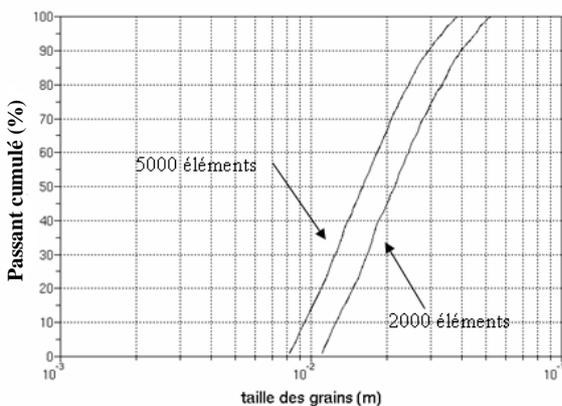


Figure 3-9 : granulométrie des échantillons numériques.

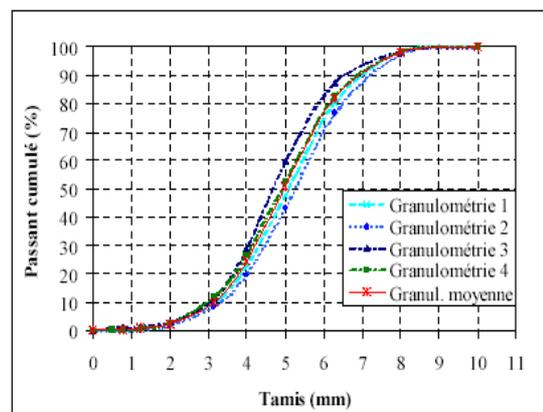


Figure 3-10 : granulométrie des échantillons expérimentaux (Vu, 2007)

3.2.4 Isotropie et homogénéité

L'échantillon numérique doit être capable de représenter le matériau de manière isotrope et homogène. Pour ce faire, nous avons vérifié la distribution de l'orientation des contacts suivant trois plans différents (le plan xy, yz et xz). La figure 3-11 donne la distribution angulaire des orientations de contact d'un échantillon après une compression isotrope. Les nombres de contact dans chaque plan sont repérés en coordonnée polaire. Par rapport à la figure 3-1 où les éléments sont disposés régulièrement, l'échantillon généré par la méthode de grossissement présente une meilleure homogénéité en termes de direction de contact. De plus, les répartitions des efforts sont également enregistrées à la fin du grossissement et sont montrées dans la figure 3-12. L'épaisseur de chaque trait est proportionnelle à la norme de la force de contact. A travers le réseau des chaînes de forces, on a une vue directe sur l'homogénéité au niveau de la distribution des grains. De plus, on a calculé directement le nombre de contact moyen sur les différentes zones de l'échantillon. Les chiffres représentent le nombre de contact moyen mesuré dans la zone associée (voir la Fig. 3-12). Ils nous montrent encore une fois que la répartition des contacts est assez homogène.

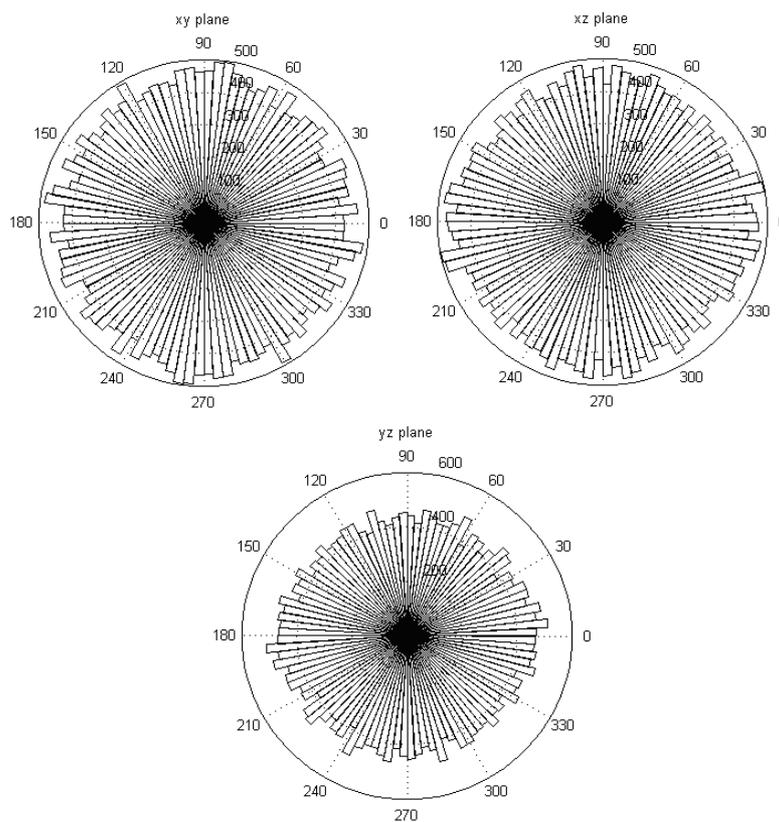


Figure 3-11 : Orientation de contact dans les plans xy, xz et yz (l'échantillon E10).

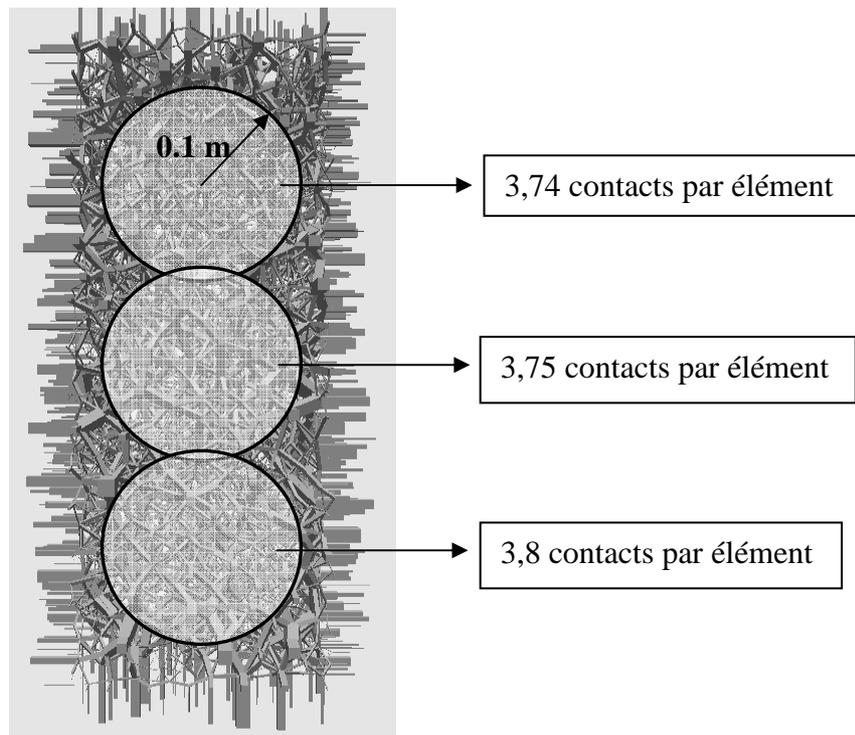


Figure 3-12 : répartition des efforts à la fin de la génération isotrope (l'échantillon E10). Le nombre de contact moyen est calculé suivant les 3 zones différentes avec une valeur de rayon d'interaction nulle.

Dans un premier temps, nous avons présenté la méthode utilisée pour générer nos échantillons numériques. Grâce au critère de stabilité, nous pouvons avoir un échantillon numérique qui présente une porosité raisonnable (de 0,36 à 0,38) et qui est constitué des chaînes de contact assez homogènes. Nous avons pu également constater que la porosité finale ne dépend pas seulement de la valeur de E_c/σ_{iso} mais aussi de l'angle de frottement. Il vaut mieux utiliser une valeur de E_c/σ_{iso} élevée pour éviter d'avoir de fortes interpénétrations entre les éléments discrets à la fin de la génération et un angle de frottement faible pour favoriser une plus grande compacité des échantillons. Il faut noter que la dispersion peut également avoir une influence sur la porosité de l'échantillon (Liu et Yuan, 2000). La dispersion n'est pas étudiée dans ce travail pour la calibration du modèle.

Pour mieux comprendre le comportement de chaque échantillon lors de la sollicitation statique/dynamique, nous allons leur appliquer un chargement en compression simple. La configuration de ces essais est présentée dans le paragraphe suivant.

3.3 Calibration des paramètres locaux

Passons maintenant à la calibration des paramètres locaux de la loi de comportement présentée dans le chapitre 2. Plusieurs paramètres sont introduits dans cette loi pour mieux décrire le comportement du béton sous différentes sollicitations. Il faut noter que les paramètres sont définis à l'échelle locale, alors que l'on cherche à caractériser la réponse globale de l'échantillon pour comparer avec les résultats expérimentaux. Le processus de la calibration de ces paramètres peut être séparé en deux parties : les essais de traction/compression simple nous serviront à calibrer le comportement adoucissant et le comportement en cisaillement, alors que pour la compaction du béton, nous avons effectué dans la deuxième partie des essais triaxiaux sous haute pression de confinement (jusqu'à 650 MPa).

3.3.1 La mesure des valeurs lors de la simulation d'essai uni-axial

Un échantillon parallélépipédique de 0,25 m en largeur, 0,25 m en profondeur et 0,60 m en hauteur (voir la Fig. 3-14) est utilisé dans le cadre de nos simulations numériques. Le chargement des efforts est appliqué grâce à un incrément de déplacement axial imposé. Pour se faire, on prend une couche de 5 cm dans la partie supérieure de l'échantillon et on applique la vitesse de déformation souhaitée aux éléments appartenant à cette couche. En revanche, une autre couche d'éléments de 5 cm est bloquée dans la partie inférieure de l'échantillon afin de vérifier la condition quasi-statique. Ce qui nous donne en réalité un élanement de 2 (0,5 m sur 0,25 m), si l'on enlève les deux couches d'éléments avec lesquelles on pilote. L'incrément de déplacement Δ_d est calculé en introduisant le taux de déformation ($\dot{\epsilon}$) :

$$\Delta_d = H * \dot{\epsilon} * \Delta t \quad (3-4)$$

Où H est la hauteur de l'échantillon et Δt est le pas de temps. Comme montré dans la figure 3-13, le taux de déformation est appliqué progressivement en partant d'une valeur nulle 0 ($t = 0$) jusqu' à la valeur souhaitée ($t = t_1$).

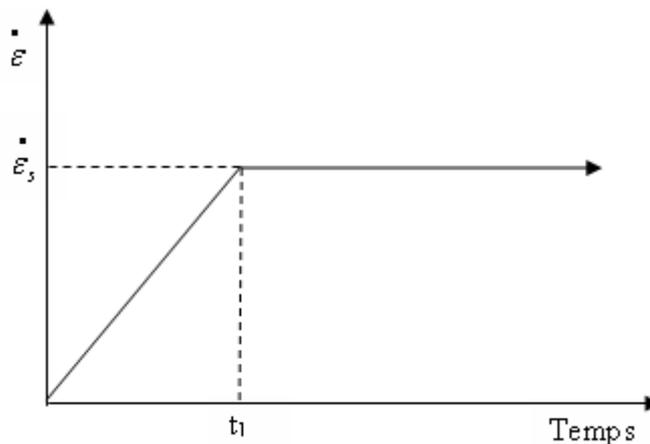


Figure 3-13 : L'évolution du taux de déplacement pour un essai uniaxial.

La vitesse de chargement est choisie suffisamment petite afin d'éviter les effets dynamiques. Malgré cela, cette vitesse numérique n'est pas comparable à ce qui est réalisé lors d'un essai expérimental (qui est souvent de l'ordre de quelques mm s^{-1}). Nous ne sommes pas obligés d'appliquer une vitesse de chargement aussi faible que dans le cas expérimental, dès lors que la réponse numérique converge vers une valeur constante. Un coefficient d'équilibre est utilisé pour vérifier la condition quasi-statique lors de la simulation d'un essai uni-axial. Ce coefficient d'équilibre a été utilisé par Hentz (Hentz, 2003) et est défini par :

$$C_{eq} = 100 \frac{\sum F_{haut} + \sum F_{bas}}{\sum F_{haut}} \quad (3-5)$$

Où $\sum F_{haut}$ et $\sum F_{bas}$ sont les efforts mesurés dans les couches d'éléments supérieures et inférieures (les couches marquées dans la Fig. 3-14). Le coefficient C_{eq} est exprimé en pourcent, l'échantillon est à l'équilibre lorsque $C_{eq} = 0$.

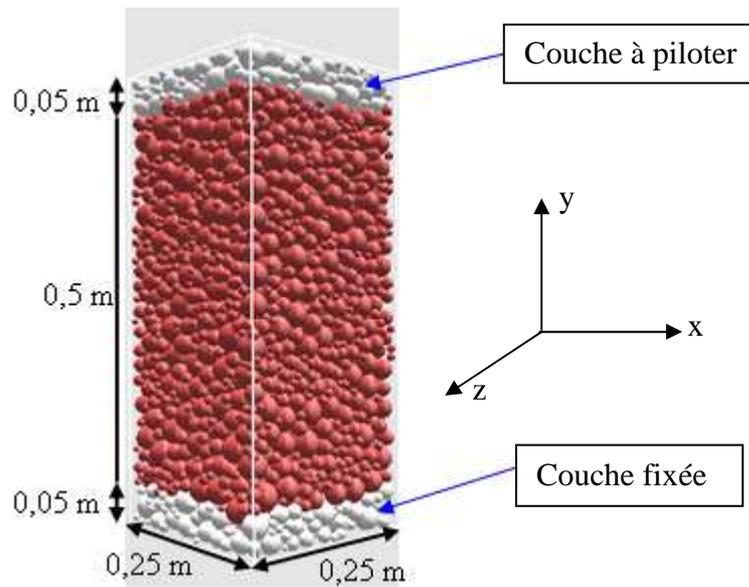


Figure 3-14 : configuration d'un essai traction/compression simple.

L'évolution de la contrainte est mesurée directement sur la couche d'éléments qui pilote le déplacement. On note σ_y la contrainte verticale telle que :

$$\sigma_y = \frac{\sum F_{haut}}{A_{xz}} \quad (3-6)$$

Où A_{xz} est la surface de la section xz . Certains auteurs utilisent la formule d'homogénéisation des contraintes (Webber, 1966) lors d'une simulation ED. Cette formule peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = \frac{\sum_{contact} F_i l_j}{V} \quad (3-7)$$

Où σ_{ij} est le tenseur de contrainte, on note σ_{11} , σ_{22} et σ_{33} , les contraintes principales correspondant aux trois axes x , y et z respectivement. F_i est composante selon la direction i de la force de contact et l_j est le vecteur branche reliant le centre des deux sphères en contact. V représente le volume de l'échantillon.

La déformation est obtenue d'après le déplacement relatif des éléments. Pour la déformation verticale (ε_y), on calcule le déplacement de la couche pilotée (voir la Fig. 3-14) par :

$$\varepsilon_y = \frac{\sum \Delta_d}{H} \quad (3-8)$$

Rappelons que la hauteur initiale de l'échantillon est de 0,5 m (on ne compte pas les couches supérieures et inférieures) et qu'elle est gardée constante pendant le calcul de la déformation de l'échantillon. Les déformations latérales (ε_x et ε_z) sont calculées par l'équation suivante à partir des positions des éléments situés aux pourtours de l'échantillon:

$$\varepsilon_x = \frac{\max(p_x^i + r_i) - \min(p_x^j - r_j) - L_x}{L_x} \quad (3-9)$$

Avec p_x^k et r_k respectivement la position selon la direction x et le rayon du $k^{ième}$ élément, L_x correspondant à la largeur de l'échantillon. Le même calcul est utilisé pour calculer ε_z .

La figure 3-15 montre les courbes contrainte/déformation d'un essai de compression simple obtenues selon deux méthodes différentes de mesure de contraintes (les équations 3.6 et 3.7). Pour assurer l'homogénéité de la répartition des efforts, une loi de comportement purement élastique est utilisée durant cette simulation. L'amortissement est fixé à 0.3. On s'aperçoit que les valeurs des contraintes issues des deux méthodes de mesures sont quasiment identiques (différence inférieure à 2 %). La mesure des contraintes par les couches d'éléments est en accord avec la formule d'homogénéisation de Love. Le coefficient d'équilibre est également enregistré pendant cet essai numérique. On peut voir la condition quasi-statique lors de la simulation est vérifiée pour un taux de déplacement de $0,1 \text{ s}^{-1}$ (voir la Fig. 3-16).

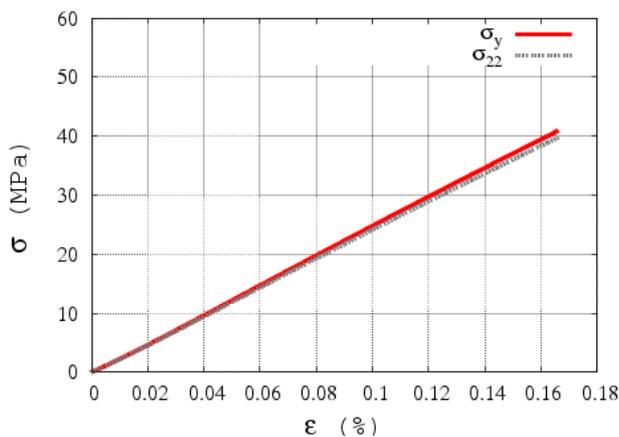


Figure 3-15: Courbe contrainte/déformation d'un essai en compression simple avec deux méthodes de mesure de contrainte axiale. σ_y et σ_{22} représente respectivement les calculs par les Eq (3-6) et (3-7).

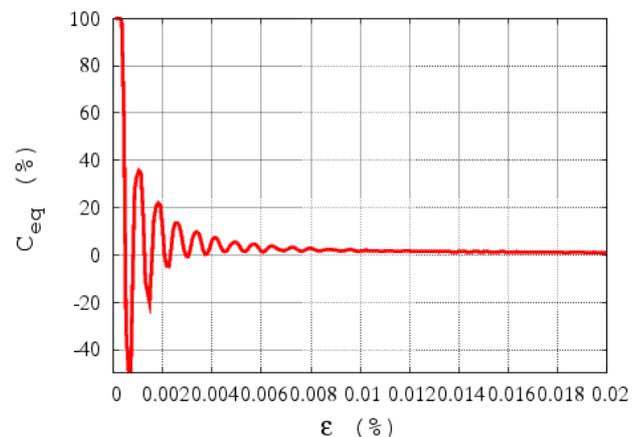


Figure 3-16 : Coefficient d'équilibre pour un taux de déplacement $\dot{\varepsilon} = 0,1$.

3.3.2 Relation nombre de contact - module élastique

La première étude réalisée sur les simulations de compression simple concerne la relation entre le module élastique et le nombre de coordination moyen sur l'ensemble des éléments. En effet, la réponse élastique de l'échantillon numérique est fortement liée au réseau de contacts. On s'intéresse donc à l'influence du nombre de contacts sur la valeur du module d'Young lors de sollicitations statiques. Pour se faire, nous avons effectué des essais de compression simple sur les échantillons E3, E6, E8 E9 et E10 qui diffèrent en fonction de leur porosité initiale. Avant la simulation de chaque essai, nous avons d'abord ajusté la valeur du rayon d'interaction (R_{irr} , présenté au chapitre 2) afin que le nombre de contacts moyen varie de 7 à 14 sur tous les échantillons. Pour calculer le nombre de coordination, on considère une zone au milieu de l'échantillon en ignorant les éléments situés aux bords de l'échantillon. On compte ensuite le nombre total de contacts qui sont situés à l'intérieur de la zone. On obtient finalement le nombre de contacts moyen en divisant le nombre de contacts total par le nombre d'éléments contenus à l'intérieur de la zone associée. Le fait de ne pas

prendre en compte les effets de bord permet d'avoir un nombre de coordination moyen relativement homogène puisque les éléments situés sur les bords ont moins de contacts. Cette méthode est présentée schématiquement dans la Fig. 3-17 où une couche d'éléments d'épaisseur H_e est illustrée. On vient enlever les éléments e a. cette couche d'épaisseur $H_e = R_{max}$ pour calculer le nombre de coordination. Le calcul du nombre de contacts doit être strictement respecté pour éviter le décalage indésirable sur la réponse du modèle. Si l'on effectue, par exemple, un calcul de contact sur l'échantillon E10 (avec R_{irr} de 0,3), on obtient un nombre de contact de 10,38 par la méthode présentée ici, or une moyenne de contacts de 9,18 est retrouvée lorsque l'ensemble des éléments sont considérés pour le calcul.

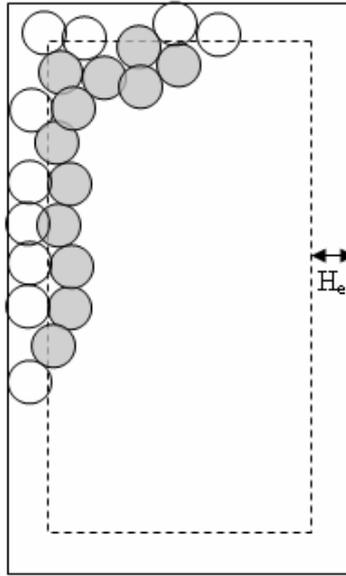


Figure 3-17 : Calcul du nombre de contacts moyen dans un échantillon. La zone concernée comprend les éléments contenus à l'intérieur de la zone en pointillés.

La Fig. 3-18 présente le module d'Young global en fonction du nombre de coordination moyen calculé pour les cinq échantillons, la même valeur du module d'Young étant fixée à l'échelle locale (le module d'Young donnée dans l'équation (2-14)), égal à 30 GPa pour toutes les simulations de compression simple. Comme attendu, plus le nombre de coordination moyen est élevé, plus le module élastique de l'échantillon est augmenté. De plus, on remarque que le module élastique est indépendant de la génération de l'échantillon. C'est-à-dire que si le nombre de coordination est gardé constant, on obtient la même valeur de module d'Young, quelque soit la porosité de l'éprouvette. Malgré tout, on s'aperçoit que la valeur du module d'Young mesurée sur l'échantillon E8 est inférieure à celle mesurée sur les autres échantillons. Finalement, on s'aperçoit que pour avoir un module d'Young mesuré à l'échelle globale, comparable à la valeur donnée localement, il faut un nombre de contact moyen de 12,5. En effet, si le nombre de contacts est égal à 12,5, on peut très bien reproduire le module élastique d'un matériau à partir de la valeur donnée d'une interaction locale, on obtient $E_{local} = E_{global}$.

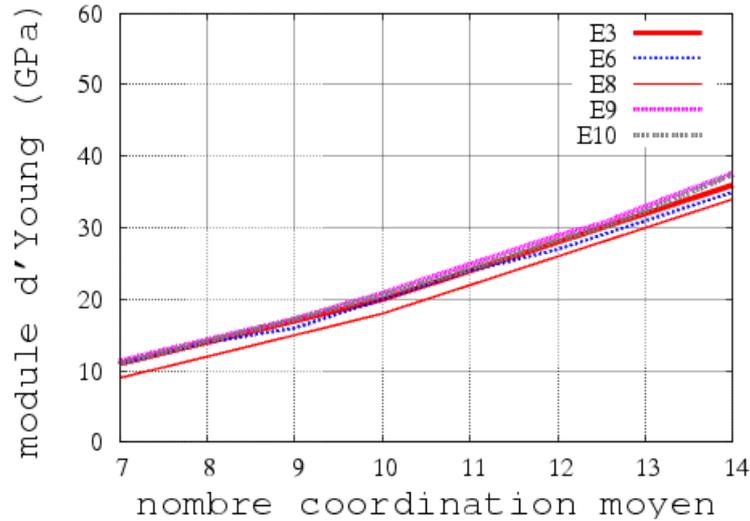


Figure 3-18 : module d'Young en fonction de nombre coordination

Sachant que le module élastique dépend d'abord de la valeur de raideur locale (K^n), nous pouvons raisonnablement supposer que la raideur d'une interaction peut être contrôlée par le module d'Young et la taille des grains : $K^n = f(E, R)$. Comme mentionnée précédemment, la procédure de la calibration présentée ici est similaire à celle de Hentz (Hentz, 2003), même s'il a proposé un nombre de contacts moyen légèrement différent (12) pour le calage du module d'Young. On s'intéresse à la définition de la raideur locale utilisée par Hentz :

$$K^n = E \frac{S_{int}}{D_{int}} \frac{1 + \alpha}{\beta(1 + \nu) + \gamma(1 - \alpha\nu)} \quad (3-10)$$

Où D_{int} et S_{int} sont définis la même façon que dans les équations (2-23) et (2-54) respectivement. α , β et γ sont les coefficients à calibrer. ν est le coefficient de Poisson. On compare ensuite cette expression avec l'équation (2-14) qui définit la raideur du contact de notre modèle. Si l'on simplifie ces relations en s'intéressant à l'interaction entre deux éléments de taille identique, avec les valeurs de α , β et γ recommandées par Hentz, nous pouvons réécrire les équations (2-14) et (3-10) par les équations (3.11a) et (3.11b) respectivement:

$$K^n = 1 * E_{local} * R \quad (3-11.a)$$

$$K^n = 1.4759 * E_{local} * R \quad (3-11.b)$$

On constate que la raideur locale de la formule de Hentz (équation (3-11b)) est plus rigide par rapport à la formule proposée dans notre travail (équation (3-11a)). C'est la raison pour laquelle le modèle de Hentz a besoin d'un nombre de contacts moyen moins important (12 contacts) pour reproduire le module d'élastique d'un matériau lors d'une simulation numérique. Or nous avons besoin d'un nombre de contacts moyen de 12,5 pour reproduire le même comportement élastique. Sachant que l'on peut également introduire un coefficient de rigidité dans l'équation (3.11.a) pour pondérer la valeur de la raideur locale (remplacer le nombre 1 par une autre valeur) si l'on désire avoir un nombre de contacts moyen différent de 12,5. Ainsi, si la raideur locale est pondérée par un coefficient supérieur à un, un nombre de contact moyen inférieur à 12,5 serait nécessaire pour obtenir la même valeur de rigidité globale.

Nous contrôlons maintenant la valeur du module d'Young en faisant varier le nombre de contacts entre les éléments. Pour terminer l'étude paramétrique sur la génération de l'échantillon, on va

effectuer des simulations d'essais de compression simple sur les échantillons présentés dans le tableau 3-1. On est obligé d'ajuster la valeur de R_{irr} pour que le nombre de contacts moyen soit le même (12,5) pour tous les échantillons. Les mêmes jeux de paramètres ont été ensuite appliqués sur tous les échantillons lors des différents essais. Les courbes contrainte/déformation de ces simulations de compression simple sont présentées dans la Fig. 3-19, ainsi, la valeur du module d'Young et le seuil de rupture sont relevés dans le tableau 3-1. On confirme que le module élastique est indépendant de la génération de l'échantillon, de même que le seuil de rupture si le nombre de contact est gardé constant (décalage entre les valeurs mesurées : 8,58 % pour le module d'Young et 9,9 % pour le seuil de rupture). Rappelons que les échantillons E6 et E7 ont une porosité faible à cause d'un faible rapport E_c/σ_{iso} lors de la génération des échantillons. Ce qui produit de grandes interpénétrations entre les éléments et que une distance d'équilibre (D_{init}) diminue comme montré dans la Fig. 3-6. Nous obtenons pourtant quasiment le même pic de contrainte pour l'ensemble des échantillons. Ceci grâce à la notion de rayon d'interaction qui nous permet d'avoir le même nombre de contact quelque soit la porosité de l'échantillon. En conclusion, le fait d'avoir un échantillon avec des grandes interpénétrations n'a pas d'influence sur la réponse d'un essai en compression simple, si le nombre de contact est gardé constant. Toutefois, on ne garantit pas cet effet pour la simulation d'un essai triaxial.

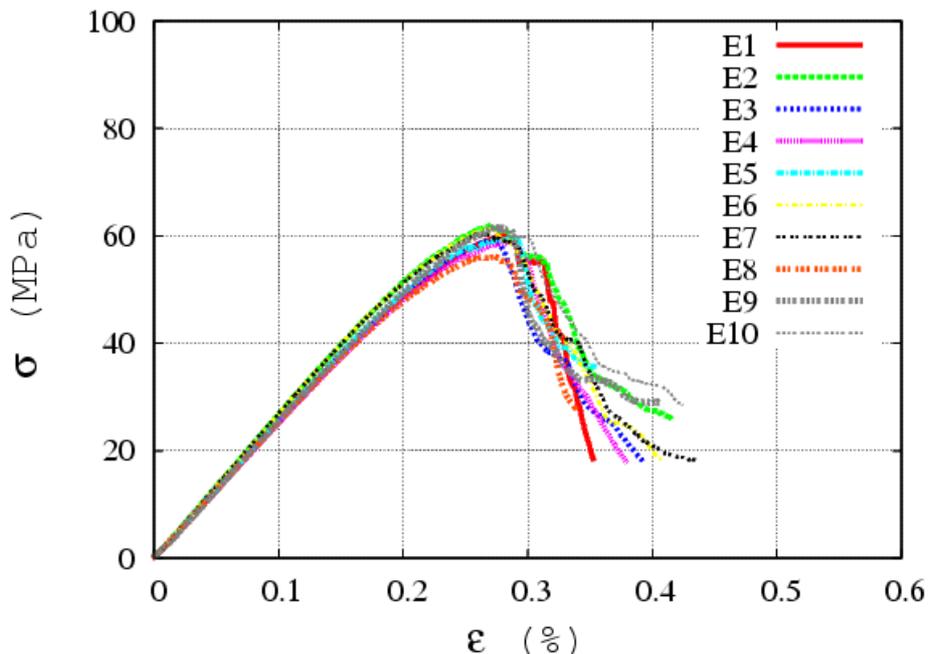


Figure 3-19 : courbe contrainte-déformation d'un essai compression simple pour les différents échantillons.

En conclusion, le nombre de coordination influe directement sur le comportement élastique d'un matériau. Une fois que le nombre de coordination fixé à la valeur voulue quelque soit la porosité de l'échantillon, la valeur du module élastique souhaitée peut être reproduite. De plus, grâce à l'intervention du rayon d'interaction, nous pouvons gérer les contacts de type lien à distance, ainsi le nombre de coordination peut être contrôlé (théoriquement, le maximum des nombres moyens de contact dans un assemblage de granulat homogène est environ 7 sans utiliser le rayon virtuel (Liu et Yuan, 2000 ; Jerier et al., 2008). Après l'analyse entre la relation du nombre de coordination et le module élastique, on montre que pour obtenir la même valeur de module d'Young entre la transition de l'échelle locale à la réponse globale, le nombre de contacts moyen doit être réglé à 12,5. Ce nombre de contacts semble suffisant pour représenter un matériau cohésif.

On présente par la suite l'influence des paramètres du modèle à travers la simulation d'essais uniaxiaux.

3.3.3 Influence de la vitesse de sollicitation

Les figures 3-20 et 3-21 présentent les courbes contrainte/déformation obtenues pour différentes vitesses de sollicitation appliquées à la couche supérieure de l'échantillon. Trois taux de déformations différents sont utilisés pour la simulation d'un essai en compression simple: $\dot{\epsilon} = 0,03 \text{ s}^{-1}$, $0,1 \text{ s}^{-1}$ et $0,4 \text{ s}^{-1}$. Pour l'essai de traction simple, le taux de déformation varie de $0,01 \text{ s}^{-1}$ à $0,1 \text{ s}^{-1}$. On s'aperçoit que la vitesse de sollicitation n'influence pas l'essai de traction simple pour différentes valeurs de taux de déformation, car la même valeur de résistance en traction est obtenue avec deux taux de déformations différents. Mais une oscillation plus évidente est remarquée sur la courbe contrainte/déformation pour un taux de déformation de $0,1 \text{ s}^{-1}$. La même tendance à osciller a été retrouvée pour les essais de compression simple. Lorsque le taux de déformation est inférieur à $0,1 \text{ s}^{-1}$, nous n'avons pas eu de différence sur la valeur du seuil de rupture. En revanche, si le taux de déformation est augmenté jusqu'à $0,4 \text{ s}^{-1}$, le seuil est légèrement augmenté par rapport aux deux autres cas (voir la Fig. 3-21). Dans les deux cas, le taux de déformation n'influence pas la valeur du module tangent. Pour assurer que la variation du taux de déformation n'entraîne pas de changement sur la réponse numérique, nous pouvons vérifier la valeur du coefficient d'équilibre. Comme illustré dans la figure 3-22, plus le chargement est rapide, plus ce coefficient oscille. Malgré tout, les trois courbes tendent vers l'équilibre après un certain nombre d'itérations. Notons que la condition de quasi staticité est vérifiée lorsque le coefficient d'équilibre est inférieur à 10 %. Après cette première étape, les valeurs de $\dot{\epsilon}$ sont fixées à 0,1 et à 0,01 pour notre simulation en compression simple et en traction simple respectivement. Sachant que les valeurs de la vitesse de sollicitation utilisées sont très petites par rapport à la valeur nécessaire pour montrer l'évidence de l'effet de dynamique ($\dot{\epsilon} \geq 10$), l'effet de vitesse à l'échelle dynamique n'est pas étudié dans le cadre de ce travail de calibration.

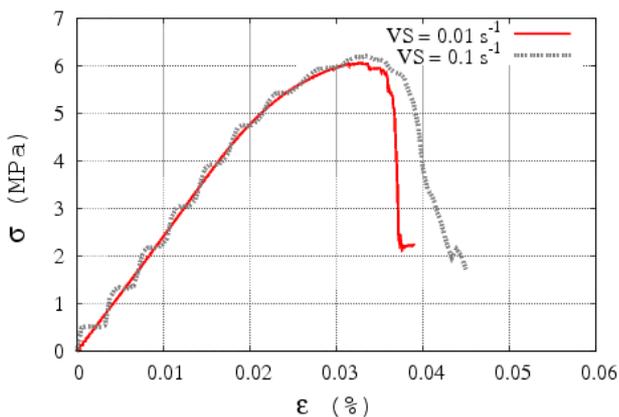


Figure 3-20 : Courbe contrainte/déformation d'un essai en traction simple pour deux taux de sollicitation différents (VS représente le taux de déformation).

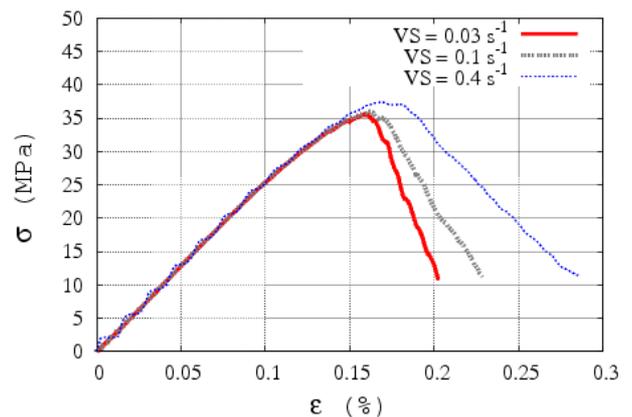


Figure 3-21 : Courbe contrainte/déformation d'un essai en compression simple pour trois taux de sollicitation différents.

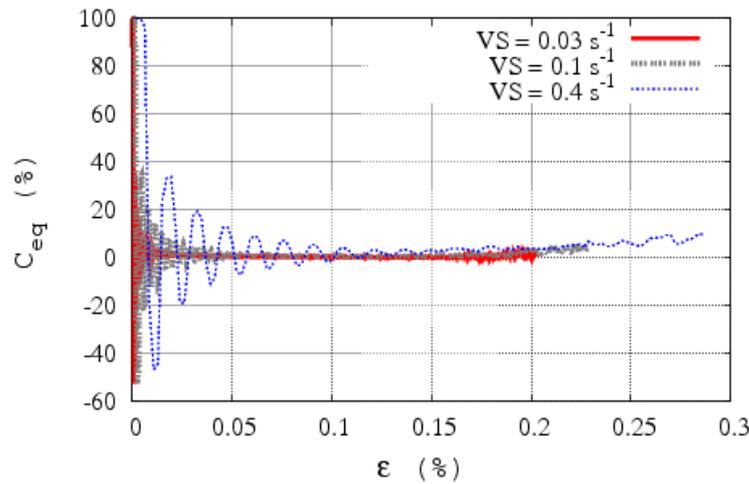


Figure 3-22 : Coefficient d'équilibre lors d'une compression simple à différentes vitesses de sollicitation.

3.3.4 Influence de l'amortissement

Le coefficient d'amortissement de type Cundall a été introduit dans le modèle pour tenir compte de la dissipation de l'énergie cinétique au cours de la simulation (voir le chapitre 2). L'amortissement de Cundall est un amortissement numérique qui présente peu de sens physique, mais qui a l'avantage de fournir un temps de calcul raisonnable pour une étude quasi-statique. Les figures 3-23 et 3-24 montrent la courbe contrainte/déformation d'un essai uni-axial quasi-statique pour deux valeurs différentes de l'amortissement. On s'aperçoit que la valeur du pic et le module tangent sont inchangés quelle que soit la valeur de l'amortissement numérique. On peut donc conclure que l'amortissement de Cundall n'a pas d'influence sur la valeur du pic des contraintes lors d'un essai quasi-statique. En revanche, si l'on augmente le taux de déformation à $0,4 \text{ s}^{-1}$, une diminution du pic de la contrainte est observée lorsque la valeur du coefficient d'amortissement est plus importante (voir la figure 3-25). Cette dernière figure nous montre que pour un chargement rapide, on ne converge plus à la même valeur du seuil de rupture à cause de l'effet d'inertie. Le fait d'utiliser un amortissement important sert à dissiper plus d'énergie cinétique, le seuil de rupture est donc diminué.

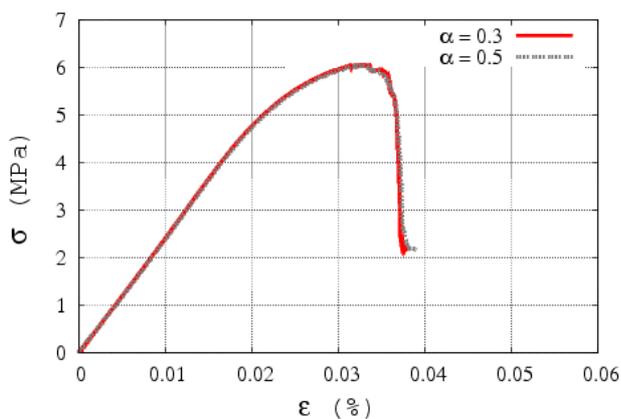


Figure 3-23 : Courbe contrainte/déformation d'un essai traction simple pour deux valeurs différentes de l'amortissement ($VS = 0,1$).

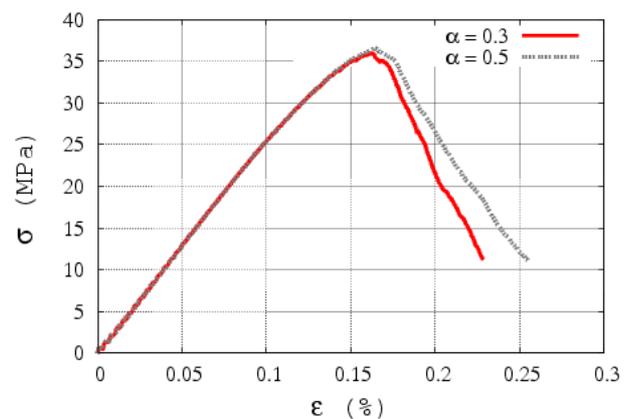


Figure 3-24 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple pour deux valeurs différentes de l'amortissement ($VS = 0,1$).

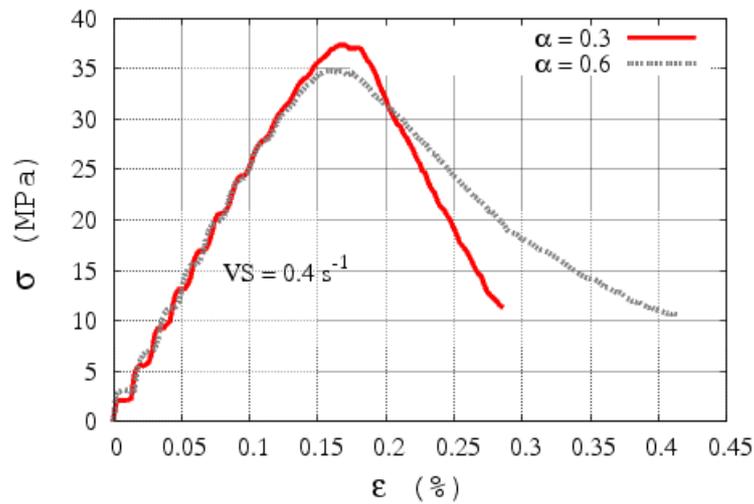


Figure 3-25 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple dynamique ($VS = 0,4 \text{ s}^{-1}$) pour deux valeurs différentes de l'amortissement.

3.3.5 Influence du paramètre d'adoucissement

Une loi élastique - adoucissante est introduite pour les interactions de type lien en phase de traction. A l'aide du coefficient ξ , la pente d'adoucissement post-pic peut être ajustée (voir l'équation 2-41). Plus ξ est important, plus la loi représente un comportement ductile. Autrement dit, si ξ tend vers l'infini, le comportement sera élastique parfaitement plastique. Pour $\xi = 0$, nous aurions un comportement fragile. Les figures 3-26 et 3-27 montrent les courbes contrainte/déformation d'un essai de compression/traction simple pour deux valeurs différentes de l'adoucissement. Comme attendu, l'augmentation de l'adoucissement augmente la valeur du pic pour les deux types d'essai. Par ailleurs, la valeur du module tangent est inchangée quelque soit la valeur du coefficient d'adoucissement. On trouve un comportement plus fragile pour une valeur d'adoucissement plus petite. Nous pouvons conclure que si la variation du coefficient d'adoucissement n'a pas d'influence sur le module tangent, le seuil de rupture sera par contre changé. Plus ce coefficient augmente, plus la résistance du matériau est importante.

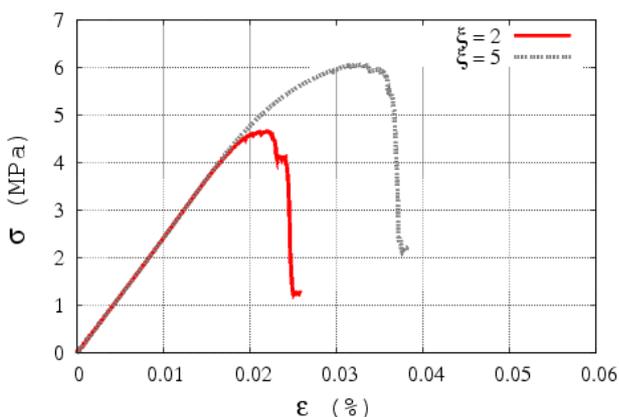


Figure 3-26 : Courbe contrainte/déformation d'un essai traction simple pour deux valeurs différentes de l'adoucissement.

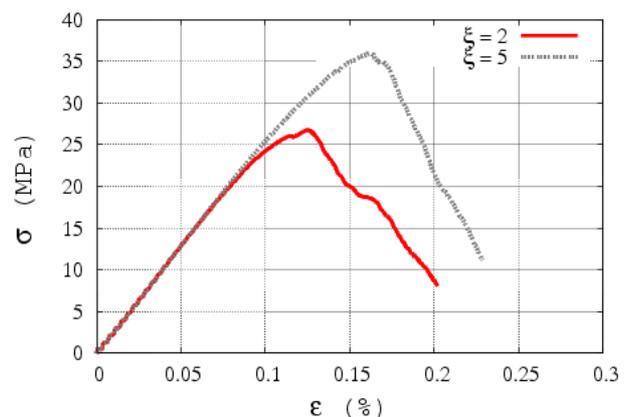


Figure 3-27 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple pour deux valeurs différentes de l'adoucissement.

3.3.6 Influence de la limite élastique en traction

Rappelons que l'interaction de type lien peut supporter une force de traction, le seuil élastique étant contrôlé par le coefficient γ_t . Au delà de cette déformation, l'interaction commence à s'adoucir. Les figures 3-28 et 3-29 montrent les courbes contrainte/déformation d'essai uni-axial pour deux valeurs différentes de la limite élastique en traction. On observe que l'augmentation de γ_t ne change pas la forme de la courbe mais entraîne un changement considérable sur la valeur du pic lors des simulations des essais uni-axiaux. Pour une variation de γ_t de 0,05 à 0,1, le seuil de rupture passe de 6 MPa à 11.9 MPa lors d'un essai traction simple, et de 35 MPa à 58 MPa pour l'essai de compression simple. On s'aperçoit, d'après ces résultats, que la valeur du pic augmente proportionnellement à la valeur de γ_t . Grâce à cette relation linéaire, le pic d'un essai uni-axial sera calibré avec la valeur de la limite de déformation élastique en traction.

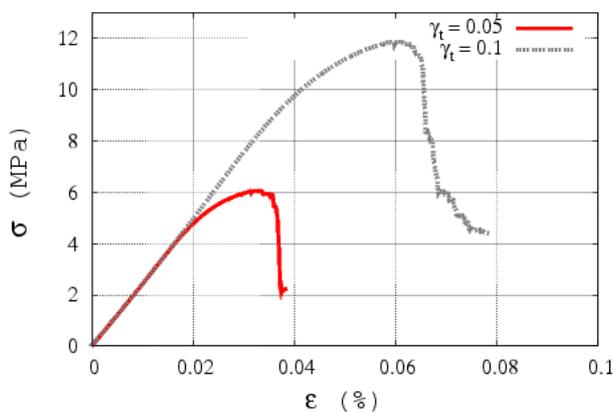


Figure 3-28 : Courbe contrainte/déformation d'un essai traction simple pour deux valeurs différentes du seuil de limite en traction.

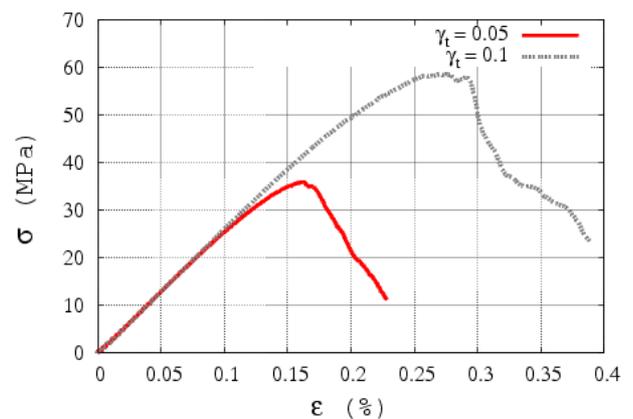


Figure 3-29 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple pour deux valeurs différentes du seuil de limite en traction.

3.3.7 Influence de la cohésion et de l'angle de frottement

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé dans le modèle afin de contrôler le glissement entre les grains (Voir la figure 2-8). Les figures 3-30 et 3-31 montrent les courbes contrainte/déformation d'essai uniaxial pour deux valeurs de la cohésion $C = 4$ MPa et $C = 6$ MPa. Concernant la figure 3-32 et la figure 3-33, elles montrent l'influence de l'angle de frottement interne pour les mêmes essais. On observe que la cohésion et l'angle de frottement n'ont quasiment aucune influence sur la valeur du pic, ni sur le module tangent au moment d'une simulation de traction simple. Ce qui confirme que la valeur du critère de rupture en traction ne dépend pas de la cohésion, ni de l'angle de frottement. En revanche, leur influence est plus marquée lors d'un essai de compression simple. Plus la valeur de la cohésion ou de l'angle de frottement est importante, plus le seuil de rupture en compression est élevé. Lorsque l'angle de frottement (ou la cohésion) est augmenté le seuil de glissement va être augmenté en conséquence. Le phénomène de glissement paraît moins évident en traction, puisque une interaction en traction pourrait être cassée avant qu'elle atteigne la valeur du seuil de glissement. Nous ne trouvons donc pas de différence sur les courbes en traction quelque soit la valeur de C (ou ϕ). En revanche, le chemin de chargement lors d'un essai de compression simple favorise d'avantage le glissement entre les grains par rapport à un essai de traction simple. Le pic d'un essai de compression simple est dans ce cas de figure augmenté.

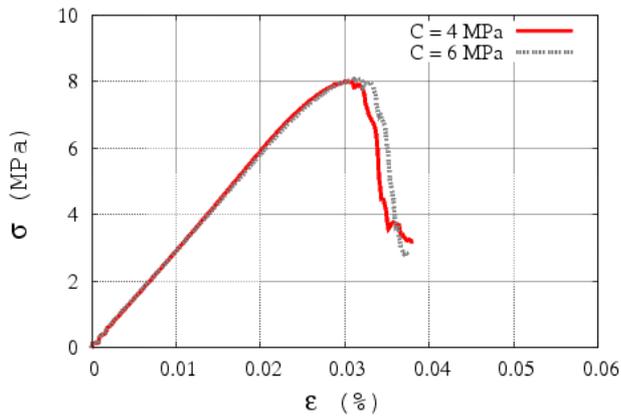


Figure 3-30 : Courbe contrainte/déformation d'un essai traction simple pour deux valeurs différentes de la cohésion

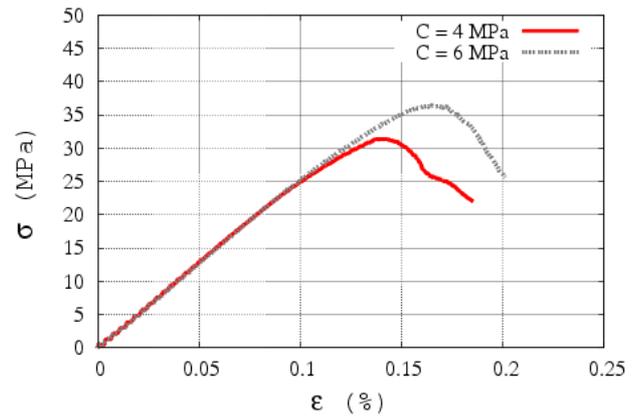


Figure 3-31 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple pour deux valeurs différentes de la cohésion

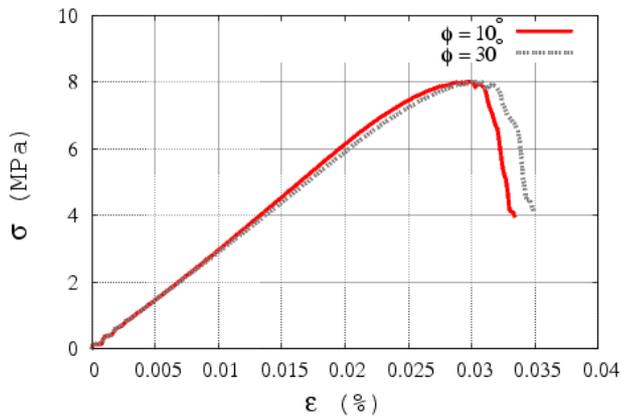


Figure 3-32 : Courbe contrainte/déformation d'un essai traction simple pour deux valeurs différentes de l'angle de frottement interne.

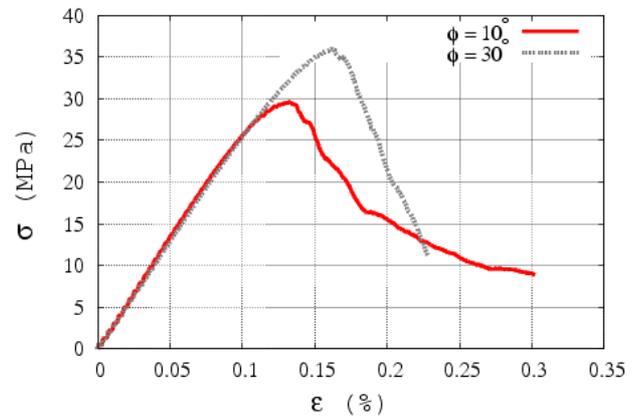


Figure 3-33 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple pour deux valeurs différentes de l'angle de frottement interne.

Certains auteurs (Plassiard, 2007 ; Belheine et al, 2008) indiquent que l'angle de frottement interne est le paramètre critique influençant la phase de dilatance d'un matériau non-cohésif. Autrement dit, lorsque l'on diminue le seuil de glissement, on favorise la dilatance sous un confinement donné. Pour un matériau cohésif, le seuil de glissement, $F_{s,max}$, est influencé par la cohésion ainsi que par l'angle de frottement. La dilatance est donc plus compliquée à calibrer. Dans cet optique, nous avons commencé par mesurer le rapport de la déformation latérale (ε_x) sur la déformation axiale (ε_y) au cours d'une simulation de compression simple en faisant varier les différents paramètres (particulièrement sur C et ϕ). Les figures 3-34 présentent la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et la déformation latérale pour deux valeurs différentes de l'angle de frottement. Le même type d'essai réalisé avec deux valeurs différentes de cohésion est présenté sur la figure 3-35. Les valeurs du rapport $\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}$ mesurées sont également montrées dans le tableau 3-2. On s'aperçoit

que pour deux angles de frottements différents, le rapport $\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}$ diffère légèrement. En revanche, sa variation est plus marquée pour deux valeurs différentes de la cohésion. En générale, plus on

augmente le seuil de glissement, plus la valeur du $\frac{\epsilon_x}{\epsilon_y}$ est diminuée. Sachant que ce rapport représente la valeur du coefficient de Poisson dans le régime élastique, nous trouvons un rapport de $\frac{\epsilon_x}{\epsilon_y}$ maximal pour une petite valeur de la cohésion ($c = 1$). Dans ce dernier cas de figure, il est bien évident que certaines interactions atteignent déjà le seuil d'adoucissement, le milieu n'est plus considéré comme élastique. Or dans les deux autres cas, les interactions restent toujours en régime élastique. Nous pouvons raisonnablement supposer que la cohésion a un effet majeur (devant l'angle de frottement) permettant de contrôler le cisaillement.

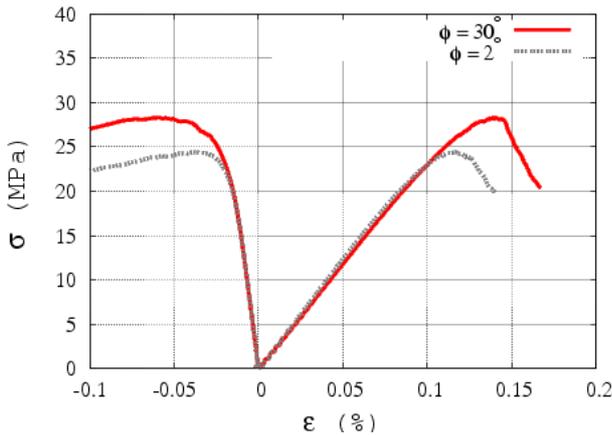


Figure 3-34 : Courbe contrainte axial en fonction de la déformation axiale et latérale pour différentes valeurs de l'angle de frottement d'interne.

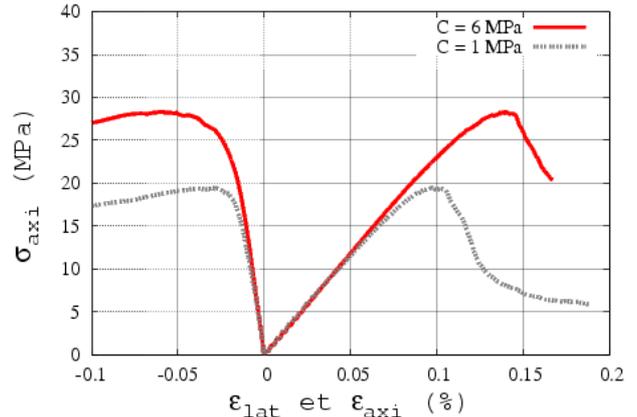


Figure 3-35 : Courbe contrainte axial en fonction de la déformation axiale et latérale pour différentes valeurs de la cohésion.

Angle de frottement interne, ϕ	30°	30°	2°
c (MPa)	6	1	6
ϵ_x/ϵ_y	0,163	0,194	0,17

Tableau 3-2 : coefficient de poisson mesuré à partir d'un essai uni-axial simple pour différentes valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

3.3.8 Rôle de LTM au cours de la simulation compression/traction uni-axiale

Issue du travail de Plassiard (Plassiard, 2007), la loi de transfert de moment a été introduite dans notre modèle numérique. Afin d'étudier l'influence de la LTM lors d'essai uni-axial, nous avons comparé deux essais numériques : un pour lequel la LTM est prise en compte et l'autre non. Le résultat est montré sur les figures 3-36 et 3-37. Comme attendu, la simulation prenant en compte la LTM nous a mené à un seuil de rupture plus important. L'effet de la LTM est moindre lors d'un essai de traction simple. Lorsque la rotation entre deux éléments est empêchée par la LTM, on rigidifie le matériau en rajoutant un ressort de rotation, la résistance est donc augmentée. Comme montré sur la figure 2-11, le moment transféré entre deux éléments augmente linéairement et se plastifie lorsque sa limite plastique est atteinte. La rigidité de M_{elast} et la valeur de M_{plast} peuvent être ajustées respectivement selon les grandeurs de k_r et η . On peut raisonnablement penser que l'augmentation du pic lors d'un essai de compression simple dépend de la valeur de k_r . Si k_r tend vers l'infini, la rotation d'une sphère est complètement bloquée, le seuil de la rupture en sera ainsi

d'autant plus augmenté. En revanche, les rotations des sphères sont libres lorsque k_r tends vers zéro (Plassiard, 2007).

Comparons maintenant l'effet de la LTM et l'effet du glissement de Coulomb lors d'un essai uni-axial. Etant donné que la LTM contrôle le roulement et que le critère de Coulomb contrôle le glissement entre les grains, ces deux effets empêchent le mouvement des grains, et ils favorisent la résistance du matériau. Nous avons trouvé que dans les deux cas : la contrainte maximale augmente pour un essai de compression simple mais pas pour un essai de traction. Il semblerait que le critère de Coulomb avec présence de cohésion peut contrôler la résistance en cisaillement. Lorsque les interactions de type lien sont cassées et qu'elles deviennent des interactions de type contact, la LTM contrôle alors le phénomène de cisaillement. Selon Plassiard (Plassiard, 2007), la LTM joue un rôle important pour calibrer le comportement volumique lorsque la dilatance apparaît. En conséquence, l'utilisation de la LTM nous permet de mieux reproduire le cisaillement.

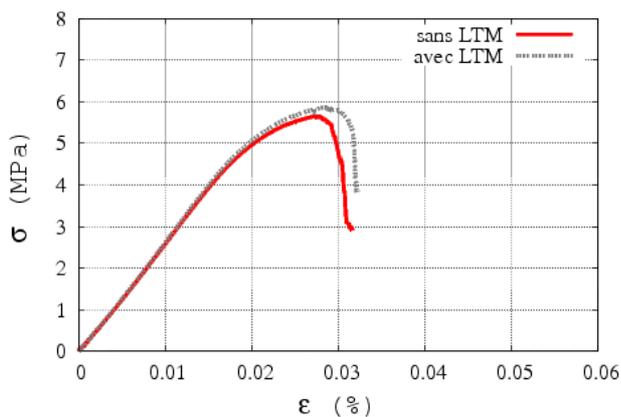


Figure 3-36 : Courbe contrainte/déformation d'essais de traction simple : influence de la LTM.

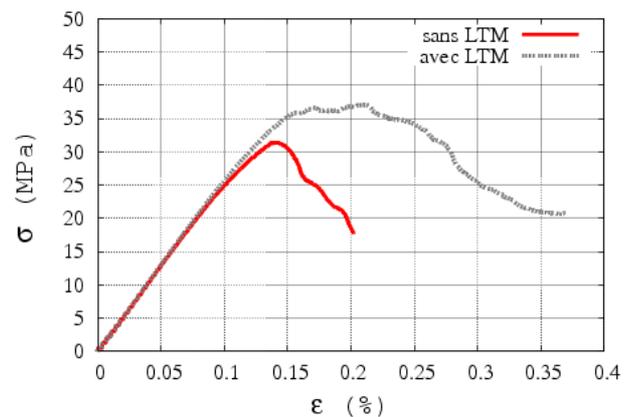


Figure 3-37 : Courbe contrainte/déformation d'essais compression simple : influence de la LTM.

3.4 Procédure d'identification des paramètres du modèle

Dans un premier temps, on a présenté la méthode de grossissement pour générer nos échantillons numériques. Un tirage aléatoire est utilisé lors de la création des sphères : chaque échantillon est donc unique. Pour un volume donné, dix échantillons ont été créés de manière à ce que le nombre d'éléments varie de 2000 à 5000. L'influence de la procédure de génération (l'assemblage) est d'abord étudiée. Nous avons vérifié l'effet de certains paramètres (ϕ , E_c/σ_{iso}) sur la création de l'échantillon. Pour avoir un échantillon homogène avec une porosité raisonnable, il nous faut vérifier les conditions suivantes: a. l'angle de frottement doit être petit, b. le rapport de E_c/σ_{iso} doit être supérieur à 2000, c. le coefficient de stabilité doit être suffisamment petit ($C_s \leq 0,01$, voir l'équation 3-3b).

Une fois les échantillons générés, nous avons effectué des simulations d'essais uni-axiaux pour calibrer les paramètres locaux. L'influence de ces paramètres a été étudié au moment de la simulation numérique. Le tableau 3-3 montre le récapitulatif de l'influence des paramètres. Les paramètres étudiés sont le nombre de contact moyen (N_c), la cohésion (c), l'angle de frottement (ϕ), le coefficient d'adoucissement (ξ) et le seuil d'élastique en traction (γ_t). On propose par la suite une procédure pour identifier les paramètres du modèle et pour déterminer les valeurs du module d'Young (E), le seuil de la résistance en traction (σ_t) et le seuil de la résistance en

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

compression (σ_c). Le coefficient de Poisson est choisi selon les relations micro-macro établies dans des travaux précédents (Donzé et al., 1999), cette valeur est choisie directement selon le rapport de K^n / k^s (Voir la Fig. 2-3):

- i. Nous choisissons d'abord la valeur du rayon d'interaction pour que le nombre de contact moyen soit égal à 12,5. La valeur du module d'Young est ensuite fixée à l'échelle macroscopique à partir des courbes contrainte/déformation.
- ii. Nous simulons ensuite un essai de traction uni-axiale quasi statique. Les valeurs de ξ et γ_t sont ajustées par itération pour obtenir la valeur de σ_t souhaitée.
- iii. La valeur de σ_c est déterminé finalement grâce à la simulation d'un essai compression simple. Dans cette étape, la valeur de l'angle de frottement est fixée à 30° , la valeur de c sera également déterminée par itération.

	Compression simple		Traction simple	
	E	σ	E	σ
N_c	√	√	√	√
c	-	√	-	-
ϕ	-	√	-	-
ξ	-	√	-	√
γ_t	-	√	-	√

Tableau 3-3 : Récapitulatif de l'influence des paramètres sur les essais uni-axiaux

3.4.1 Comparaison entre le résultat numérique – expérimental d'un essai compression simple

Une fois les études paramétriques sur les essais uni-axiaux effectuées, nous pouvons simuler un essai complet pour valider notre modèle. Nous allons présenter l'essai expérimental de la presse Schenck réalisé par Vu (Vu, 2007). Cet essai de compression simple a été effectué sur un échantillon de béton A307_sec, de 142,85 mm de longueur et de 70,27 mm de diamètre. D'après la procédure de calibration que l'on a proposée dans la section précédente, on doit commencer par la recherche de la valeur du rayon d'interaction afin d'obtenir un nombre de contact de 12,5. Le module d'Young est ensuite fixé à la valeur macroscopique de façon à obtenir une valeur du module tangent de 26 GPa. Les autres paramètres sont ensuite calibrés par rapport à la courbe expérimentale. Les valeurs des paramètres du modèle utilisés pour reproduire cet essai de compression simple sont présentées dans le tableau 3-4. Le résultat est montré ci-après dans la figure 3-38. On observe que la courbe numérique donne une bonne correspondance par rapport à la courbe expérimentale, le module d'Young et la valeur du pic sont correctement reproduits par notre modèle. Malgré tout, le comportement post pic n'est pas tout à fait le même que celui de l'expérimentation (le modèle numérique présente un comportement plus fragile), nous pouvons quand même dire que cette identification permet de représenter le comportement quasi-statique du béton et que les simulations quantitatives sont réalisables.

Chapitre 3. Calibration des paramètres et validation du modèle

En conclusion, avec la procédure de calibration proposée dans ce travail, nous pouvons reproduire les essais réels de compression simple par notre modèle numérique. On constate également que la réponse linéaire dépend fortement du nombre de coordination. Grâce au rayon d'interaction, le module d'Young souhaité pourrait être simulé quelque soit la porosité de l'échantillon numérique.

La calibration par la simulation des essais de compression/traction simple nous permet d'identifier certains paramètres locaux (E , c , ϕ , γ_t , etc...). Mais, pour des valeurs de confinements plus élevées où les sections BE et CE (la section BE et section CD de la Fig. 2-5) vont être sollicitées, il devient nécessaire de calibrer les coefficients ξ_1 , ξ_2 et D_{dur} . Pour cela, nous allons présenter des simulations d'essais triaxiaux à haute pression de confinement

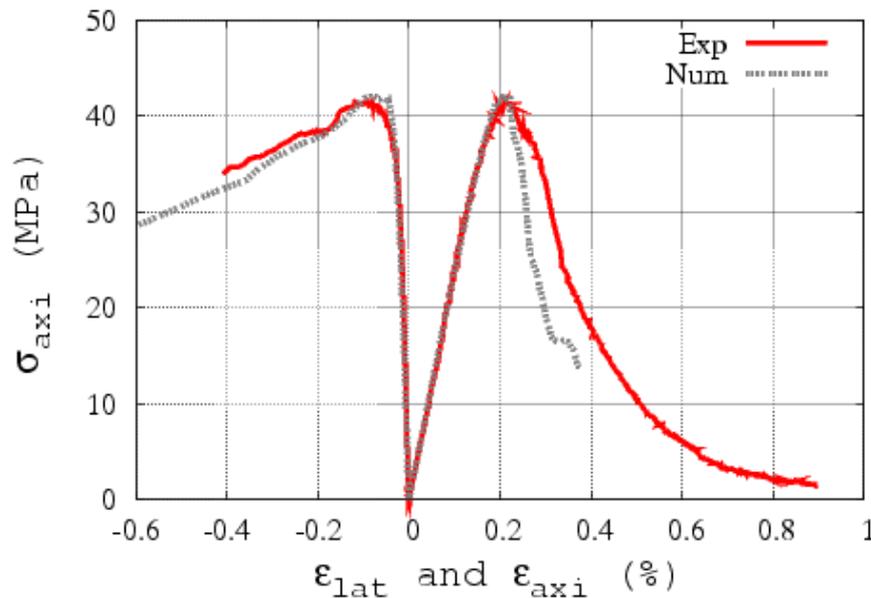


Figure 3-38 : Courbe contrainte/déformation d'un essai compression simple, comparaison entre le résultat numérique et le résultat expérimental.

<i>Module d'Young (Gpa), E</i>	26
k_n/k_s	4
<i>Nombre de coordination moyen</i>	12,5
<i>Densité (kg/m3), ρ</i>	2600
<i>Déformation élastique, ε_{max}</i>	0,002
<i>Coefficient du seuil en traction, γ_t</i>	0,1
<i>Cohésion (MPa), c</i>	4
<i>angle de frottement, φ</i>	30°
<i>coefficient d'adoucissement, ξ</i>	5
<i>coefficient d'amortissement, α</i>	0,3

Tableau 3-4 : paramètres du modèle pour un essai de compression simple (l'essai montré dans la Fig. 3-38)

3.4.2 L'étude de fissuration à l'aide de suivi des interactions

Les simulations numériques discrètes ont l'avantage de donner des informations permettant de mieux connaître l'évolution de la fissuration au cours d'un essai. D'après le chapitre 2, on sait que les interactions de type lien se comportent de manières différentes selon la valeur de la déformation. La figure 3-39 représente l'évolution des interactions lors d'un essai de compression simple. On montre sur cette figure l'évolution des liens cassés, des liens qui sont en durcissement phase 1 (section BC) et en durcissement phase 2 (section CD). La définition de ces différentes phases est expliquée dans la figure 2-5. On remarque qu'il y a très peu de liens perdus dans le régime élastique ($\sigma_y < 25\text{MPa}$). Une expansion de fissuration considérable est observée lorsque la contrainte atteint 85% de sa résistance maximale (σ_c). Entre 35 MPa et 40 MPa, on remarque une augmentation du nombre de liens cassés qui passe de 1 % à 9 %. Cette expansion de la fissuration tend à être stable lorsque la contrainte atteint 37% de σ_c dans le régime post-pic. On trouve finalement 35% de liens perdus à la fin de la simulation. Il faut noter que durant cet essai, très peu d'interactions ont atteint la phase de durcissement (2% pour la section BC et 0% pour la section CD), la plupart des interactions restent dans le régime élastique linéaire.

De manière identique, l'évolution des interactions au cours d'un essai de traction simple est illustrée sur la figure 3-40. Le nombre de liens perdus et les interactions en adoucissement (section AE) sont présentés sur cette figure. On remarque que le béton reste en régime élastique avant que la contrainte atteigne 50% de sa résistance maximale (σ_t). Puis il commence à s'adoucir, le module tangent diminue en conséquence. A partir de 90% de σ_t , le nombre de liens perdus (la fissuration) commence à augmenter. Ce nombre augmente exponentiellement au moment où la contrainte maximale est atteinte. A cause de cette expansion de la fissuration, la contrainte chute brutalement à une valeur de 28% de σ_t . En comparant ces deux essais, nous avons trouvé que : pour un essai de traction simple, la contrainte a tendance à diminuer lorsque 0,5% des interactions sont cassées, alors qu'il fallait 10% de liens cassés pour que la contrainte diminue lors d'un essai de compression. Autrement dit, dès que quelques microfissures se développent, le béton perd sa résistance en traction.

Ces résultats sont en accord avec ce qui est présenté dans le chapitre 1 sur l'évolution de fissuration au cours d'un essai uni-axial.

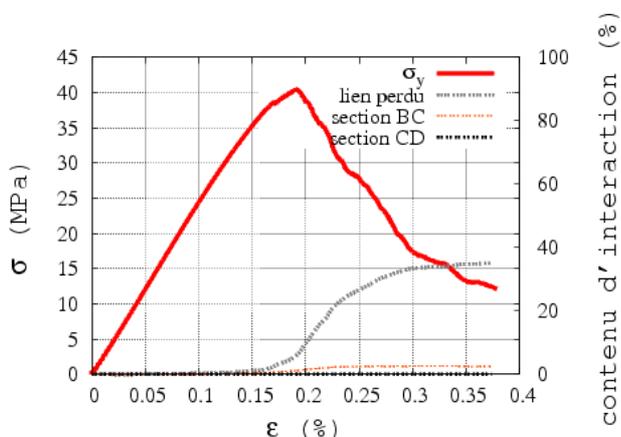


Figure 3-39 : Evolution des interactions durant un essai de compression simple.

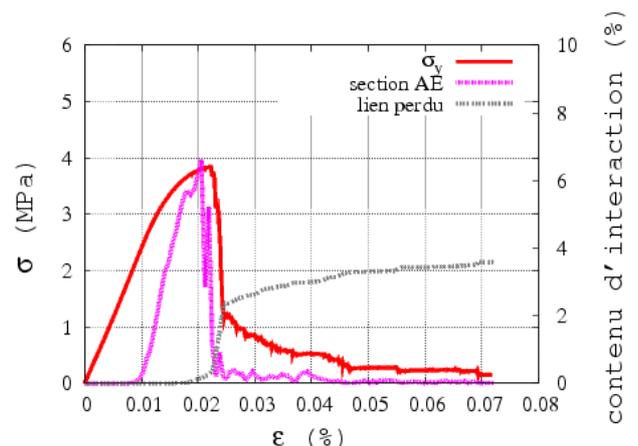


Figure 3-40 : Evolution des interactions durant un essai de traction simple.

3.4.3 Comparaison entre des essais de compression simple à résolutions différentes

Nous avons présenté au chapitre précédent l'effet de la génération de l'échantillon, puis, la simulation d'essai de compression simple a été effectuée sur plusieurs échantillons différents. Pour une même taille d'échantillon, le nombre d'éléments total varie de 2000 à 5000. Cependant, un rapport de 2,5 existe entre le nombre d'élément maximum (5000) et le nombre minimum (2000), ce qui induit un rapport de 1,357 entre le rayon moyen de ces deux échantillons. Cette dernière différence entre les deux échantillons ne nous permet pas de mettre en évidence l'effet de la discrétisation. De ce fait, nous avons réalisé des simulations supplémentaires. Deux échantillons de mêmes dimensions ont été générés. Cependant, le nombre d'élément diffère cette fois d'un facteur dix (2400 ED et 24000 ED). Le rapport entre le rayon moyen de ces deux échantillons est maintenant de 2,15. On effectue ensuite la simulation de l'essai de compression simple sur ces deux échantillons. Il faut noter que les mêmes jeux de paramètre sont utilisés pour ces deux essais. Les résultats en termes de contrainte/déformation sont montrés sur la Fig. 3-41. On observe que les deux courbes présentent quasiment la même réponse sur le régime élastique, ainsi que des valeurs du seuil de rupture assez proche. En outre, les deux échantillons montrent un comportement similaire dans le régime post pic. Cette dernière remarque peut être traduite à travers la notion de l'énergie de fracturation. Rappelons que la loi de comportement proposée dans ce travail propose un comportement adoucissant lorsque l'interaction subit un chargement en traction. On peut donc calculer l'énergie dissipée due à la fracturation en traction (G_f), *i.e.* la surface issue de la Fig. 2-5 car la loi est exprimée en force-déplacement :

$$G_f = \frac{1}{2}(1 + \xi) \frac{F_{t \max}^2}{K_n} = \frac{1}{2}(1 + \xi) * K_n (D_{init} * \varepsilon_{\max} * \gamma_t)^2 \quad (3-12)$$

D_{init} peut être exprimée par la somme des rayons des deux éléments en contact (élément *a* et *b*), $D_{init} = R_a + R_b = 2R_{Avg}$. En remplaçant cette expression dans l'équation 3-12, on obtient :

$$G_f = \frac{1}{2}(1 + \xi) * E R_{Avg} (2R_{Avg} * \varepsilon_{\max} * \gamma_t)^2 \quad (3-13)$$

Tandis que les valeurs de E , ε_{\max} et γ_t sont indépendantes de la taille des éléments discrets, ceci nous conduit finalement à la relation suivante :

$$G_f \propto R_{Avg}^3 \quad (3-14)$$

L'énergie dissipée par la force d'interaction locale dépend donc du rayon des sphères. Lorsque l'on envisage un assemblage de sphère de volume constant, l'énergie dissipée doit être constante quelque soit la dispersion des éléments ($\sum_i G_{f_i} = const$). C'est ce que l'on a observé sur la Fig. 3-41 où la différence entre les deux courbes est négligeable.

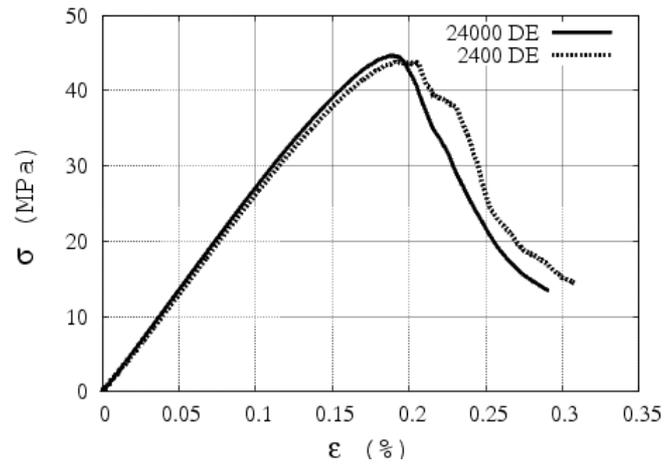


Figure 3-41: courbe contrainte/déformation d'un essai de compression simple sur deux échantillons de discrétisation différente.

L'endommagement de ces deux échantillons est présenté dans la Fig. 3-42 pour une simulation de compression simple. On s'aperçoit que la localisation de l'endommagement est plus marquée pour l'échantillon de 24000 ED grâce à sa discrétisation raffinée. Cette dernière simulation nous confirme qu'il y a un effet de discrétisation limité dans notre modèle numérique.

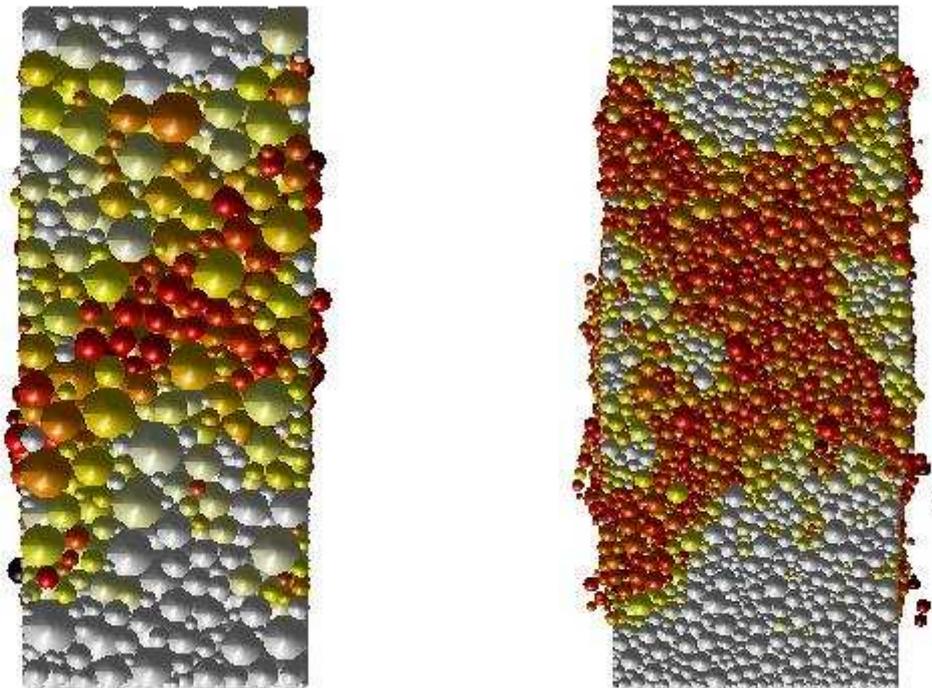


Figure 3-42: Visualisation de l'endommagement lors d'un essai de compression simple. A gauche, 2400 ED, à droite, 24000 ED. L'endommagement est présenté en fonction du couleur. Plus la couleur est foncée, plus l'élément associé a perdu de liens.

3.5 Simulation d'essais triaxiaux

Nous présentons ici la simulation d'essais triaxiaux. Dans un premier temps, la procédure de l'essai de simulation numérique sera montrée. Les résultats de ces essais où le confinement varie de 50 à 650 MPa seront finalement comparés aux essais expérimentaux menés sur la presse GIGA (Gabet, 2006).

3.5.1 Réalisation d'un essai triaxial numérique

L'échantillon numérique pour la simulation d'un essai triaxial est généré de la même façon que les essais précédents (les essais uni-axiaux). La dimension de l'échantillon est fixée à 0,25 m x 0,5 m x 0,25 m (un élanement de 2). La procédure principale d'une simulation triaxiale peut être séparée en deux phases, la phase hydrostatique et la phase déviatoire.

La figure 3-43 montre la configuration d'un essai triaxial. Le chargement est appliqué cette fois sur les 6 parois autour de l'échantillon (or pour un essai de compression simple, le chargement est appliqué en pilotant la couche d'élément). Dans la phase hydrostatique, nous imposons un incrément de déplacement (Δd) sur les six parois jusqu'à ce que la contrainte ait atteint la valeur souhaitée (la contrainte isotrope, σ_{iso}). L'incrément de déplacement est donné par :

$$\Delta d = \min\left(\frac{\sum F^p - \sigma_{iso} * A_p}{\sum k_n^p}, V_{mp}\right) * D_a \quad (3-15)$$

Où F^p est la force résultante mesurée sur la paroi, A_p est la surface de la paroi et k_n^p est la raideur du contact entre les éléments et la paroi associée. On propose deux façons pour calculer l'incrément de déplacement. (1), il peut être calculé en fonction de sa contrainte actuelle, i.e. on calcule la différence entre la force actuelle et la force souhaitée et on la divise par k_n^p pour obtenir le déplacement nécessaire. (2), nous pouvons tout simplement imposer cet incrément par une valeur constante, V_{mp} . L'intérêt d'imposer cet incrément permet d'éviter l'effet dynamique au début de la simulation (surtout durant la phase hydrostatique). Un coefficient, D_a , est imposé pour contrôler l'incrément de paroi.

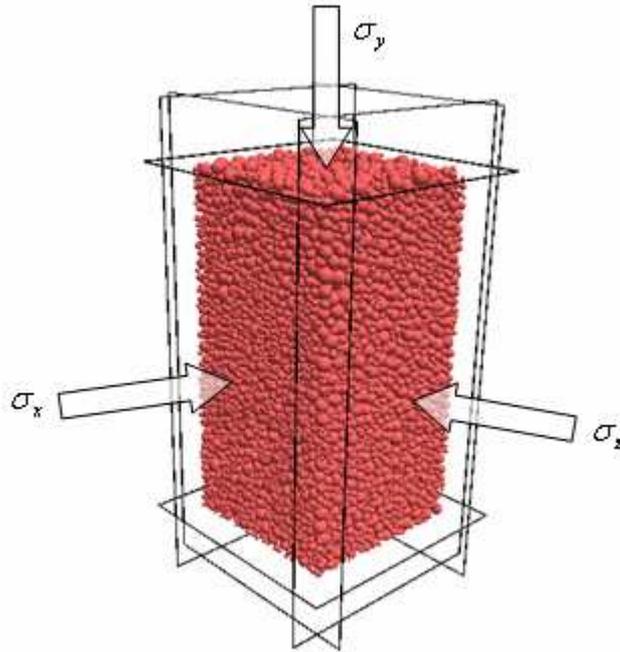


Figure 3-43 : Configuration d'un essai triaxial, les contraintes sont contrôlées par les 6 parois autour de l'échantillon.

L'idée de cette première procédure permet d'imposer un confinement isotrope sur toutes les parois, nous présentons actuellement la réalisation d'un chargement hydrostatique. La phase de chargement hydrostatique s'arrête lorsque les conditions suivantes sont vérifiées : a. les six parois ont atteint la contrainte isotrope, et b. l'ensemble des sphères sont à l'état d'équilibre. Ces deux conditions sont identiques aux équations (3-3.a) et (3-3.b) que nous avons utilisé au moment de la génération de l'échantillon (voir chapitre 3.2).

Passons à la phase déviatoire : nous appliquons maintenant la contrainte déviatorique suivant la direction verticale (l'axe y) d'une façon similaire à celle d'un essai de compression simple (voir l'équation (3-4)). Pour les parois latérales, on ajuste leur position pour que la contrainte mesurée sur ces parois puisse rester autour de la valeur σ_{iso} . Pour ce faire, on reprend l'équation (3-15) où l'incrément de déplacement des parois est calculé. Durant la phase déviatoire, les positions des parois latérales sont contrôlées par le premier terme de l'équation (3-15), les parois avancent si $\sum F^p < \sigma_p A_p$, en revanche, elles reculent si $\sum F^p \geq \sigma_p A_p$.

Il faut noter que l'éprouvette est maintenue latéralement par les membranes au moment de l'essai expérimental (voir la Fig. 3-44), la pression de confinement est ensuite appliquée autour du groupe de solides (échantillon + membranes). Cependant, les parois rigides ont été simulées afin de permettre d'appliquer le chargement hydrostatique. Le fait de remplacer les membranes souples par les parois rigides peut induire probablement des différences sur la mesure de contrainte lors d'une haute pression de confinement.

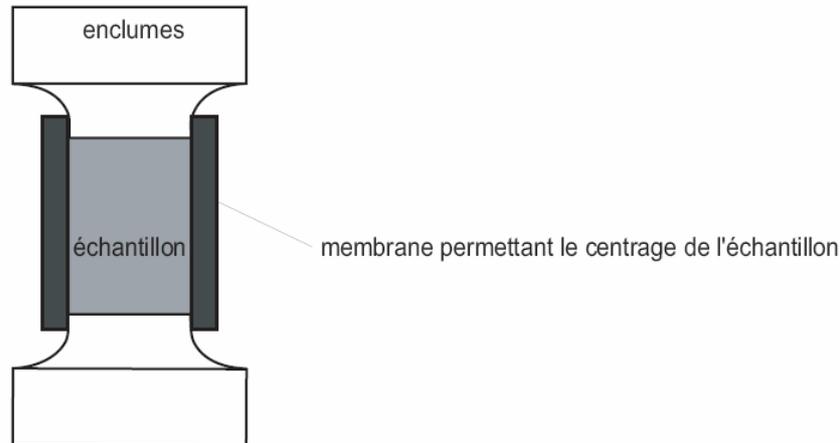


Figure 3-44 : Configuration d'un essai d'expérimentale où l'éprouvette est maintenue par plusieurs couches de membranes (Gabet, 2006).

3.5.2 Simulation de l'essai hydrostatique à 650 MPa de confinement

Rappelons que les simulations des essais triaxiaux sont effectuées pour calibrer les paramètres non-linéaires de la composante en compression de la loi de comportement proposée, en particulier pour les coefficients ξ_1 , ξ_2 et D_{dur} qui expriment le comportement de durcissement à haute compacité. Nous présentons tout d'abord les essais expérimentaux effectués au laboratoire 3S-R. A l'aide de la presse GIGA, le confinement et la contrainte axiale peuvent atteindre le giga Pascal lors d'un essai expérimental. Des essais triaxiaux ont été réalisés par Gabet (Gabet, 2006) sous des pressions de confinement variant de 50 MPa jusqu'à 650 MPa. Pour la simulation numérique, nous commençons par le cas de figure où le confinement à été appliqué jusqu'à 650 MPa.

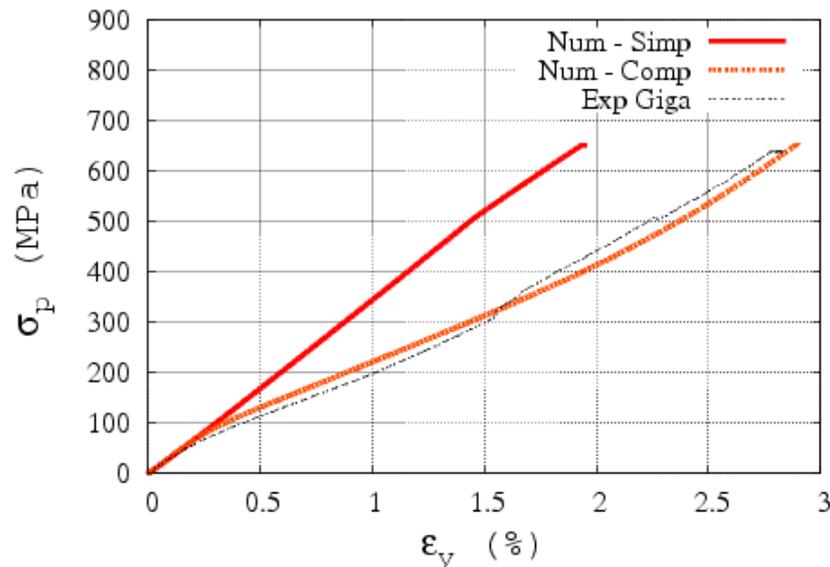


Figure 3-45 : Courbe contrainte/déformation d'un essai hydrostatique sous 650 MPa de confinement. La ligne pleine et la ligne pointillée épaisse représentent respectivement les résultats de la loi simplifiée (élastique linéaire en compression) et la loi complète. La ligne pointillée mince représente le résultat expérimental obtenu avec la presse GIGA.

Grâce à l'essai hydrostatique nous pouvons obtenir les informations sur les processus de compaction du béton. La figure 3-45 représente les courbes contrainte/déformation d'un essai hydrostatique appliqué jusqu'à 650 MPa. Deux types de loi de comportement ont été utilisés au cours de la simulation numérique : la loi de comportement purement linéaire en compression et la loi de comportement complète proposée dans ce travail. Si l'on considère la courbe pleine où la loi simplifiée est utilisée, la contrainte de l'échantillon augmente linéairement en fonction de la déformation axiale. Ce type de loi de comportement impose une contrainte supérieure par rapport à l'observation expérimentale lorsque la déformation axiale dépasse 0,2 %. Nous constatons qu'une loi de comportement purement linéaire en compression ne peut pas reproduire le comportement du béton lors d'un tel chargement. La courbe expérimentale montre une diminution du module tangent après le régime linéaire. Ce module augmente à partir de 1% de déformation. Nous essayons de reproduire le comportement du béton sous le chargement hydrostatique en introduisant la loi de comportement proposée. La courbe en pointillés épais présente le résultat en utilisant la loi de comportement complète. Le résultat est cette fois là plus proche de celui de l'expérimental.

La procédure de calibration pour un essai triaxial est défini par : d'abord le choix de la valeur ξ_1 de façon à ce que la courbe puisse suivre la diminution de la raideur tangente (correspondant à la section BC de Fig. 2-5). On détermine ensuite par itérations la valeur de D_{dur} permettant d'obtenir la diminution du module tangent. On détermine finalement la valeur de ξ_2 pour que la courbe puisse reprendre l'augmentation du module tangent (correspondant à la section CD de Fig. 2-5). Ces paramètres sont finalement calibrés avec les valeurs suivantes, $\xi_1 = 2$, $\xi_2 = 1$ et $D_{dur} = 10$.

3.5.3 L'évolution des interactions pendant l'essai en hydrostatique

La figure 3-46 représente l'évolution des interactions en fonction de la déformation lors de l'essai en hydrostatique. Sur cette figure, la section AB, la section BC et la section CD représentent respectivement les interactions en linéaire, en durcissement phase 1 et en durcissement phase 2 (voir la Fig. 2-5). Comme prévu, on remarque que quasiment toutes les interactions sont en état de compression. Le nombre d'interaction élastique linéaire décroît rapidement de 100% à 10 % lorsque la déformation augmente de 0 à 0,5% (soit 120 MPa de confinement). Nous pouvons dire que le régime purement élastique devient un seul point sur la courbe contrainte/déformation lors d'un tel chargement. 10% des interactions ont atteint la section BC pour une déformation de 0,2%. Puis, cela augmente jusqu'à 85% lors d'une déformation de 0,7%. On observe également une transition évidente de l'état de durcissement phase 1 à l'état de durcissement phase 2. Pour une variation de déformation de 0,7% à 1,75%, le nombre d'interactions en section AB est passé de 85% à 30%, ce qui induit en conséquence une augmentation du nombre d'interactions en section CD (de 4% à 69%). Il est intéressant de noter que moins de 1% des interactions sont cassées en traction, on observe donc quasiment pas de fissuration durant le chargement hydrostatique. Le suivi de l'état des interactions nous permet de mieux comprendre le comportement du béton lors de différents types de chargements.

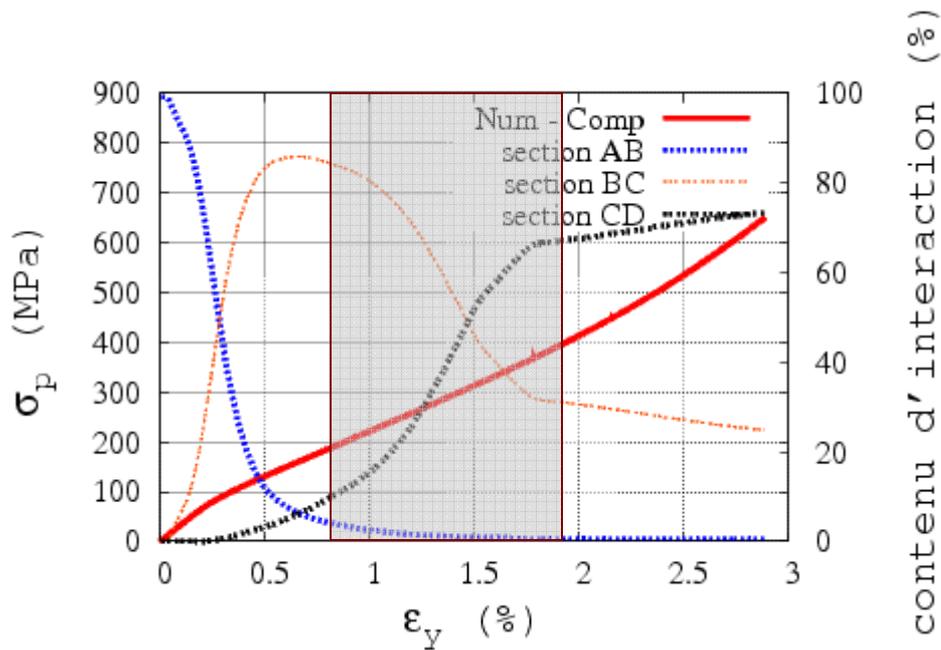


Figure 3-46 : Evolution de l'ensemble d'interaction en fonction de la déformation lors l'essai en hydrostatique, la zone foncée montre la transition de la section BC à la section CD.

3.6 Conclusion

Nous avons montré dans ce chapitre un protocole permettant de calibrer les paramètres de notre modèle numérique. Dans un premier temps, la méthode de grossissement nous permet de générer les échantillons numériques, les conditions d'isotropie et l'homogénéité sont également vérifiées dans cette étape. Pour la calibration des paramètres en compression, nous pouvons distinguer deux parties : la partie de calibration des paramètres linéaires, et l'autre partie pour calibrer les paramètres non-linéaires. Pour ce faire, la calibration est réalisée par deux types d'essais : l'essai de compression simple permet de calibrer les paramètres linéaires, et l'essai hydrostatique permet d'étudier le comportement volumique du béton lors de sa compaction, afin de calibrer les paramètres non-linéaires.

Selon les simulations des essais uniaxiaux, nous avons montré l'importance du nombre de coordination qui influence directement sur la valeur du module d'Young de l'échantillon. Puis, une étude paramétrique a été effectuée permettant de mettre en évidence l'influence des autres paramètres. Avec le protocole de calibration proposé, il est donc possible de reproduire quantitativement un essai expérimental. De plus, grâce au suivi des interactions, on trouve qu'il y en a peu qui atteignent la phase de durcissement en l'absence de confinement. Nous pouvons dire qu'il suffit d'avoir une loi de comportement purement linéaire en compression pour reproduire un essai uni-axial en quasi-statique. Quand à la simulation de l'essai hydrostatique, elle nous montre le comportement volumique du béton, particulièrement sur son comportement compactant lors d'un confinement de 650MPa.

Nous maîtrisons donc maintenant le comportement du béton. Dans le chapitre suivant, nous présenterons les simulations d'essais d'impact sur une structure en béton.

Chapitre 4. Simulation de l'impact dynamique sur une dalle en béton armé

4.1 Essais expérimentaux de CEA - EDF

A la fin des années 70, le Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) et Electricité de France (EDF) ont effectué une centaine d'essais d'impact pour étudier le comportement du béton soumis à des chargements dynamiques sévères. Ces essais ont consisté à lancer un impacteur contre des dalles en béton armé dont l'épaisseur a été choisie de façon à représenter l'épaisseur des murs de centrales nucléaires, à échelle réduite.

Ces essais expérimentaux peuvent être séparés en trois parties : (1) les essais réalisés pour le compte d'EDF au Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) à Saint Rémy les Chevreuse, en laissant tomber des projectiles d'une hauteur de 47 m sur diverses dalles de béton ; les moyens mis en œuvre étaient assez simples et ces premiers essais avaient un but exploratoire ; (2) les essais réalisés ensuite pour EDF par la direction Centrale du Génie en utilisant un canon de marine de 305 (mm) tirant sur des dalles de béton de 5 x 5 m des projectiles de 192 à 300 kg (voir la Fig. 4-1) ; et (3) les essais réalisés au Centre d'Etudes Scientifiques et Techniques d'Aquitaine (CESTA) du commissariat à l'Energie Atomique à l'aide d'un canon à air comprimé de ϕ 300 mm sur des dalles de 1,46 x 1,46 m (Berriaud et al., 1978).

Ces essais ont été développés essentiellement pour chercher à obtenir une vitesse d'impact voisine de celle qui est nécessaire pour percer la dalle. Berriaud a donc analysé ces données expérimentales et a lui-même proposé une loi empirique pour la prédiction de la vitesse balistique.

Neuf essais ont été choisis parmi tous les essais de CEA-EDF pour la simulation numérique. Une étude paramétrique a été réalisée en faisant varier des conditions d'impact tels que : la géométrie du nez du missile (plat, conique), sa vitesse d'impact (25 – 450 m/s), sa masse (20 – 300 kg), le rapport entre le diamètre du missile et l'épaisseur de la cible (0,24 – 2,9) et le taux de renfort. Les caractéristiques de ces essais sont données dans le Tab. 4-1 et le Tab. 4-2.

N° essai	m (kg)	Diamètre (m)	nez	v (m/s)	Quantité de mouvement (kg-m-s ⁻¹)	Energie cinétique (J)
D22	34	0,278	Plat	151	5,13 ^E +03	3,88 ^E +05
D24	34	0,278	Plat	102	3,47 ^E +03	1,77 ^E +05
D30	34,5	0,278	Plat	186	6,42 ^E +03	5,97 ^E +05
D27	51,6	0,3	Plat	129	6,66 ^E +03	4,29 ^E +05
D28	32,8	0,3	Plat	153	5,02 ^E +03	3,84 ^E +05
D35	31	0,3	Plat	445	1,38 ^E +04	3,07 ^E +06
D37	303	0,1	Plat	49	1,48 ^E +04	3,64 ^E +05
G3	227	0,305	Plat	90	2,04 ^E +04	9,19 ^E +05
G4	227	0,305	Conique	88	1,82 ^E +04	8,79 ^E +05

Tableau 4-1 : données relatives aux missiles utilisés dans les essais CEA-EDF

N° essai	Dalle en béton		Observé	
	Epaisseur (m)	f_c' (MPa)	Perforation (Num)	Pénétration (m) (éq. 1-11)
D22	0,208	41,5	oui	X
D24	0,208	38	non	0,05
D30	0,208	43,5	oui	X
D27	0,208	44	oui	X
D28	0,208	43,5	non	0,14
D35	0,416	38,5	non	0,285
D37	0,416	50	oui	X
G3	0,4	~40	non	Non disponible
G4	0,4	~40	non	Non disponible

Tableau 4-2 : données relatives à la dalle en béton (CEA-EDF), et résultats d'impact (Num : observation numérique).

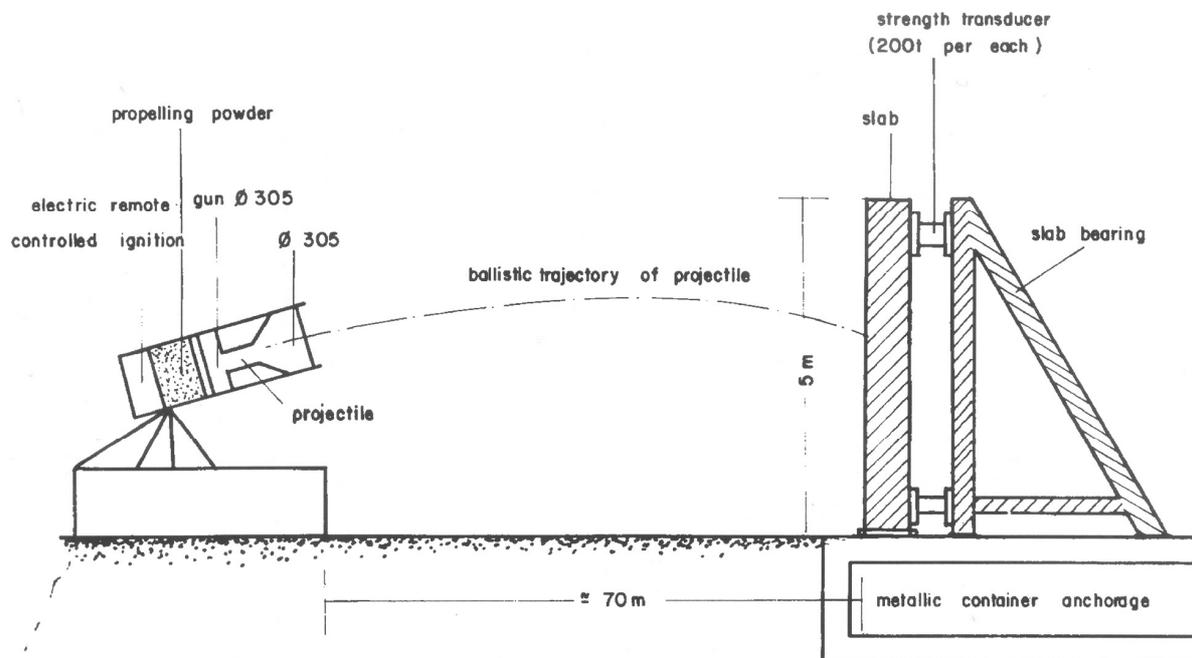


Figure 4-1 : Disposition de l'essai d'impact (Fiquet et Dacquet, 1977)

4.2 Configuration numérique

4.2.1 Les renforts

En s'appuyant sur le travail de Meguro (Meguro *et al.*, 1989) et Masuya (Masuya *et al.*, 1994), on a défini les armatures par des lignes dont les éléments sont disposés les uns à côté des autres (voir la Fig. 4-2). Le rayon est identique pour tous les éléments de renfort et la taille de ces éléments est choisie de manière à représenter le renfort numérique en vrai grandeur.

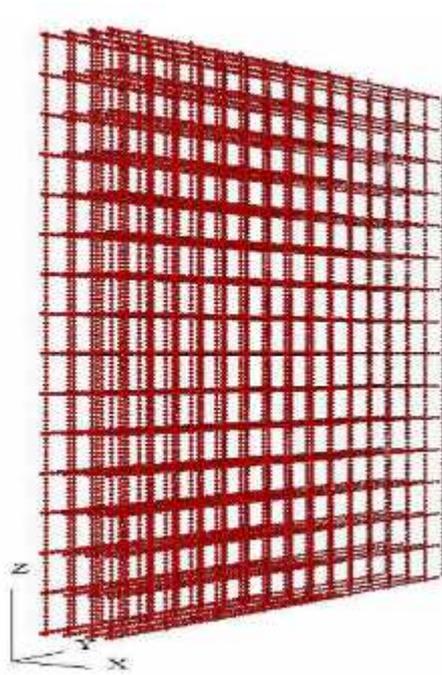


Figure 4-2 : disposition des renforts

4.2.2 La dalle en béton

La dalle est générée par la méthode du grossissement dynamique. Les paramètres locaux pour la dalle sont les mêmes que ceux utilisés pour la calibration des essais présentés précédemment. La taille des éléments du béton est choisie en fonction de la taille des renforts de telle sorte que la taille minimum de l'élément discret est imposée. La technique numérique suivante est utilisée au cours de la génération de la dalle en béton :

1. Générer six parois (élément mur) dont les dimensions correspondent à la taille de la cible souhaitée ; par exemple 1,46 m x 1,46 m x 0,208 m pour l'essai D30.
2. Générer les couches de renfort, et bloquer leurs rotations et leurs translations, c'est à dire empêcher que ces éléments ne bougent durant cette étape.
3. Générer les éléments du béton. Pendant cette étape, toutes les interactions entre les éléments du béton sont autorisées. Le cycle de calcul s'arrête lorsque le critère de stabilité est vérifié.
4. Ajouter les interactions de type « lien » entre les éléments, et supprimer les parois sur la face avant et la face arrière (qui correspondent à la direction d'impact).
5. Mettre à jour la capacité de mouvement pour les renforts.

Cette procédure est proposée principalement pour éviter d'avoir une interpénétration trop importante et indésirable entre les ED.

4.2.3 L'impacteur

L'impacteur est généré par assemblage d'éléments. Sa masse et sa vitesse initiale sont identiques à celles de la configuration expérimentale. La géométrie du nez du missile est respectée le plus possible par rapport aux observations de l'expérimentation. La rigidité locale du missile est identique à celle du renfort, car il est fabriqué en acier. Pour chaque simulation

numérique, le missile est disposé initialement juste à côté de la surface de cible (voir la Fig. 4-3).

Pour respecter la condition aux limites des essais CEA-EDF, les éléments situés à 10 cm du bord de la cible ont été bloqués. Une condition d'encastrement est donc imposée sur quatre côtés de la dalle.

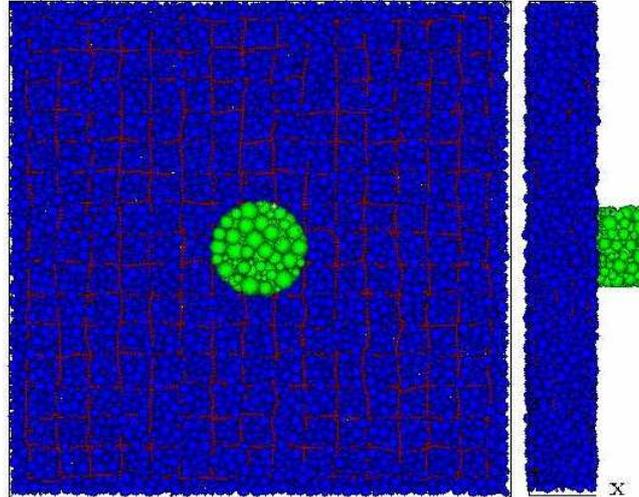


Figure 4-3 : configuration numérique de la dalle avec la vue de face (à gauche), et la vue de côté (à droite)

4.3 Simulation d'impact du missile sur la dalle mince (essais D22, D24, D30)

Les essais que l'on va présenter concernent une dalle mince soumise à un missile rigide à nez plat. Les essais D22, D24 et D30 ont été choisis pour cette simulation numérique car les missiles ont le même diamètre et la même masse, mais pas la même vitesse initiale. Les vitesses d'impact sont égales à 102 m/s, 151 m/s et 186 m/s, respectivement pour les essais D24, D22 et D30.

La configuration numérique est générée de façon à correspondre le plus possible à celle de l'essai CEA-EDF, donc la dimension de la dalle fait 1,46 m x 1,46 m en hauteur et en largeur, et 0,208 m en épaisseur. Ces dimensions imposent l'utilisation de 19403 éléments pour représenter le béton, avec des rayons maximum et minimum $R_{\max} = 0,02$ m et $R_{\min} = 0,005$ m. De plus, cette dalle a été renforcée par quatre couches d'armature espacées de la même distance que dans la dalle expérimentale. L'armature numérique est générée de la façon présentée précédemment, en gardant la même répartition que celle de la dalle expérimentale. Les quatre couches de renforts sont constituées de 17408 éléments représentant le ferrailage. Le rayon des éléments du renfort est égal à 0,005 m.

Les simulations numériques de l'impact dynamique sur la dalle mince ont été effectuées avec deux lois de comportement différentes : la loi purement élastique fragile, et la loi élasto-plastique-endommageable. Rappelons que cette loi de comportement élastique-plastique durcissante en compression et adoucissante en traction a été introduite au chapitre précédent. La loi élastique est faite en prenant la section AB et la section AE (voir la figure 2-5), donc on a une loi de comportement purement élastique en compression et élastique fragile en traction. Pour compenser le manque d'adoucissement de cette loi simplifiée, le seuil de rupture en traction a été augmenté artificiellement.

Dans un premier temps la loi simplifiée a été utilisée pour simuler les essais d'impact sur la dalle mince. La figure 4-4 montre la trajectoire du missile en fonction du temps pour trois vitesses d'impact différentes, avec l'épaisseur de la cible et les positions des armatures reportées suivant l'axe Y. Les résultats numériques correspondent assez bien aux données expérimentales. Le modèle numérique est capable de prédire les différents phénomènes d'impact comme la pénétration, l'écaillage et la perforation. Dès que la valeur de l'amortissement est bien calibrée à partir d'un de ces essais (le cas de référence, D22), le modèle peut prédire correctement la trajectoire du missile pour les deux autres cas. Les phénomènes de pénétration et d'écaillage sont observés pour l'essai D22 (151 m/s) ; une pénétration légère et la perforation complète sont observées respectivement dans l'essai D24 (102 m/s) et l'essai D30 (186 m/s). Pour l'essai D30, une vitesse résiduelle de 31 m/s a été observée après la simulation numérique, ce qui correspond bien à la valeur obtenue expérimentalement (30 m/s). La figure 4-5 montre l'image capturée après les simulations des essais d'impact. Le modèle ED est capable de représenter les phénomènes locaux lors de l'impact (ici, les images correspondent à la pénétration et à la perforation).

4.4 Utilisation de la loi complète

Après ces simulations utilisant la loi simplifiée, nous avons effectué les mêmes essais numériques (D22, D24 et D30) en utilisant cette fois une loi élastique bilinéaire endommageable dans laquelle le durcissement est considéré en compression. Les résultats sont présentés ci-après sur la figure 4-6, dans laquelle la courbe pleine, la courbe pointillée et la courbe en étoile représentent respectivement les résultats de CEA-EDF, de la loi complète et de la loi simplifiée. Comme espéré, les trajectoires prédites par la loi de comportement complète sont bien comparables aux résultats de CEA-EDF. Pour l'essai D22 et l'essai D30, on s'aperçoit que la loi complète conduit à une meilleure trajectoire prédictive du missile par rapport à la prédiction de la loi simplifiée. Quant à l'essai D24, la loi complète prédit une profondeur de pénétration (2,5 cm) inférieure à celle observée expérimentalement (5 cm). La figure 4-8 représente l'image prise à $t = 11$ ms pour l'essai D22 dont la loi de comportement complète est utilisée. Le modèle numérique nous montre que la dalle est perforée dans cette configuration d'impact. Le même résultat a été observé lors de l'essai expérimental.

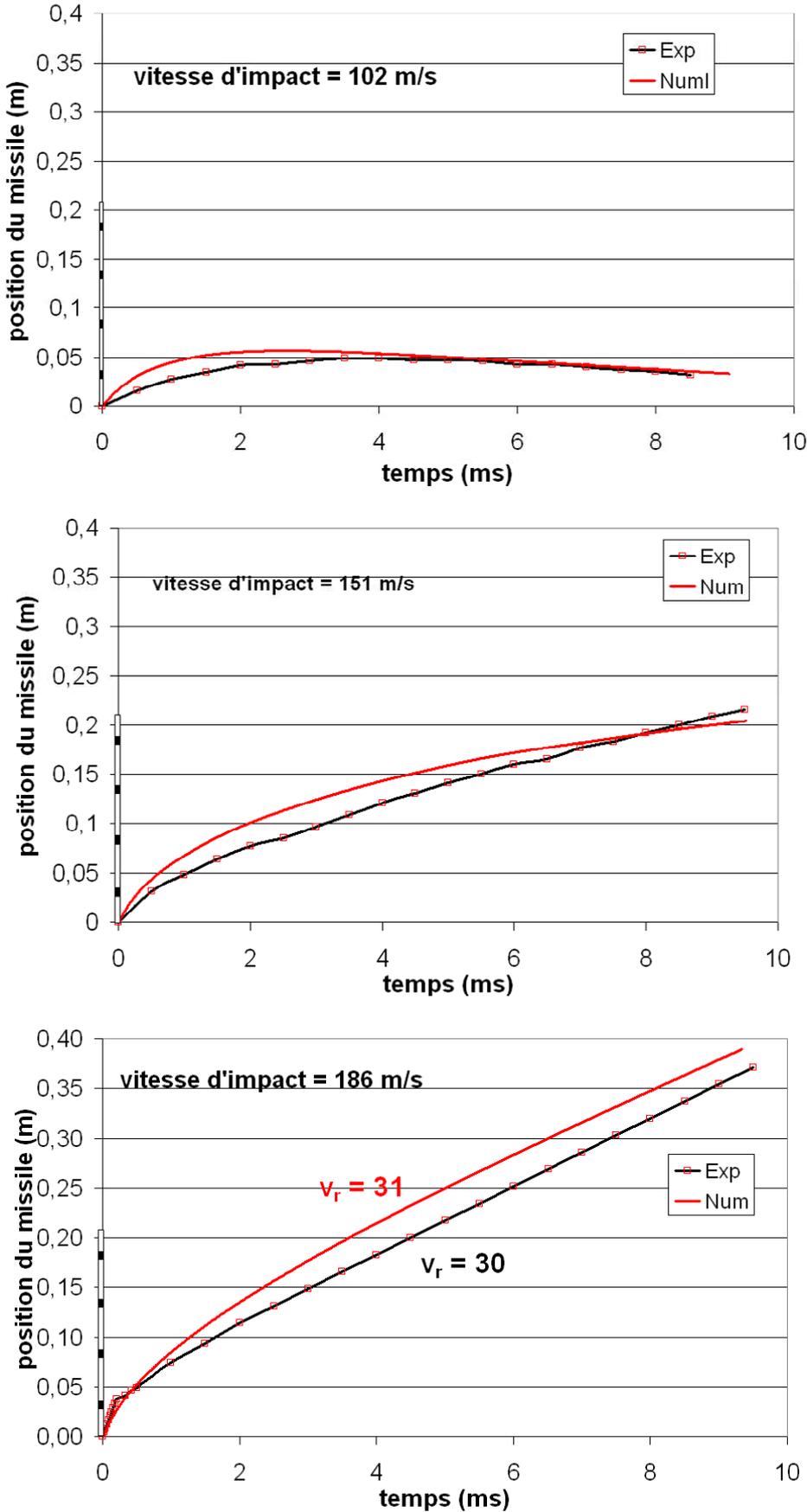


Figure 4-4 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de trajectoire du missile pour trois vitesses d'impact différentes.

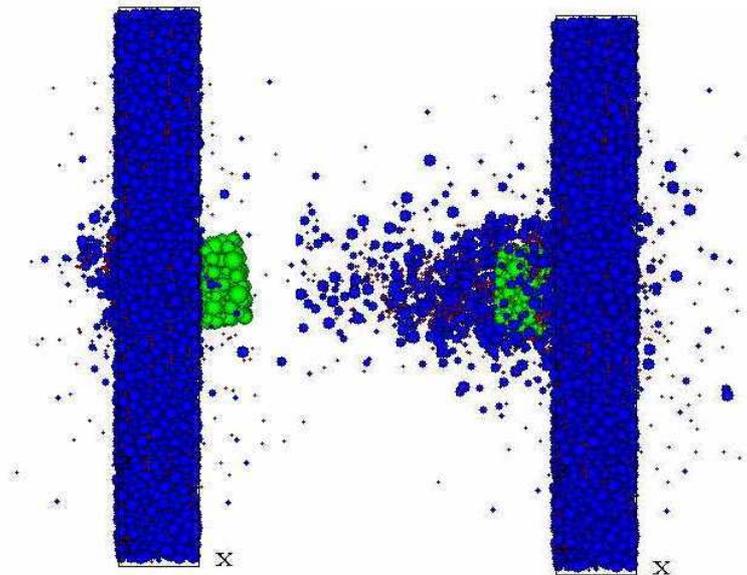


Figure 4-5 : A gauche, représentation de la pénétration simple avec une vitesse d'impact de 102 m/s (image capturée à $t = 8.4$ ms) ; à droite, le cas de la perforation avec une vitesse d'impact de 186 m/s (image capturée à $t = 9.6$ ms). Résultats obtenus avec la loi simplifiée.

Nous pouvons conclure que les deux lois de comportement - la loi simplifiée (élastique fragile) et la loi complète (durcissement en compression et adoucissement en traction) - peuvent prédire correctement la trajectoire du missile lors d'un essai d'impact dynamique sur une dalle « mince ». On peut se demander quel rôle a joué la compaction de la loi complète pendant ces simulations numériques. Pour mieux comprendre la contribution de la zone de compaction (sections BC et CD de la figure 2-5) de la loi complète pendant l'impact, nous avons enregistré l'évolution des interactions lors de la simulation numérique. Une étude de suivi de l'état de l'interaction a été faite sur l'essai D22 qui nous a servi dans ce travail comme cas de référence. La figure 4-7 représente l'état des interactions en pourcentage pour l'ensemble de la dalle, la ligne pointillée représentant les interactions qui subissent une force en traction et la ligne pleine représentant les interactions en compression. On remarque que peu d'interactions (moins de 2 %) ont atteint la zone plastique et la zone d'endurcissement alors que la plupart des interactions (50%) sont en traction. Comme l'épaisseur de la dalle est comparable au diamètre du missile, la dalle peut être considérée comme une dalle mince, et le temps de voyage des ondes entre la face de l'impact et la face arrière est donc court. La propagation des ondes peut amplifier la création de fissures en traction à l'intérieur de la dalle. C'est ce que l'on observe dans la figure 4-7, où la plupart des interactions sont en traction au début de la simulation d'impact (temps inférieur à 0,5 ms). A travers cette analyse de la répartition de la force de contact, on constate que la majorité de la compaction implique une densification de l'arrangement près de l'impacteur, tel que le nombre de la force de contact atteint la zone de durcissement reste peu.

Ce genre de réponse à un impact dynamique sur une dalle en béton armé, où peu d'interactions atteignent l'état de durcissement, est logique puisque :

1. la vitesse d'impact est relativement faible, et les ondes élastiques peuvent se propager dans la dalle ;
2. le missile est à nez plat, et l'amplitude de ces ondes élastiques peut être augmentée ;
3. l'épaisseur de la dalle (0,208) est du même ordre de grandeur que le diamètre du missile (0,278 m), et le phénomène d'écaillage peut être activé facilement.

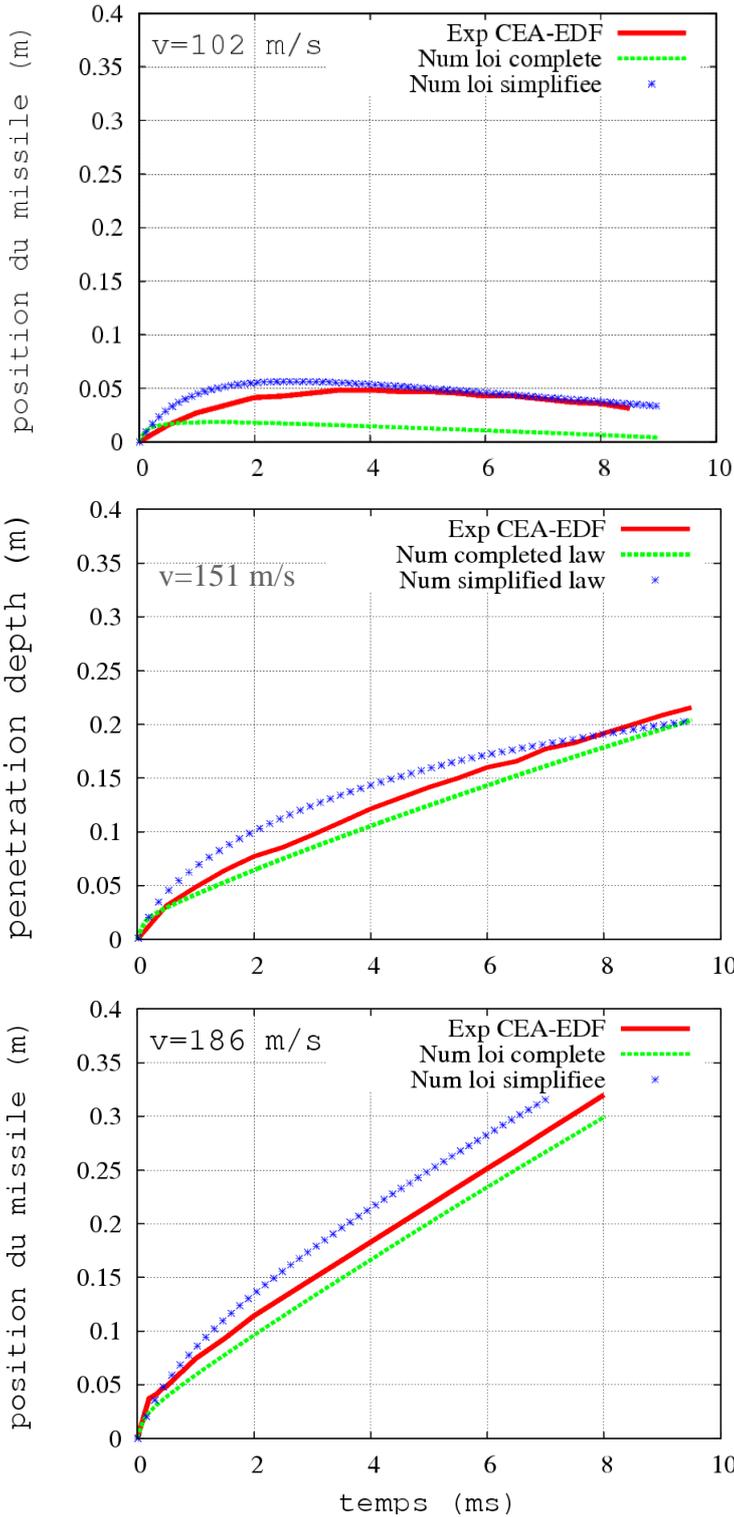


Figure 4-6 : La trajectoire du missile en fonction du temps.

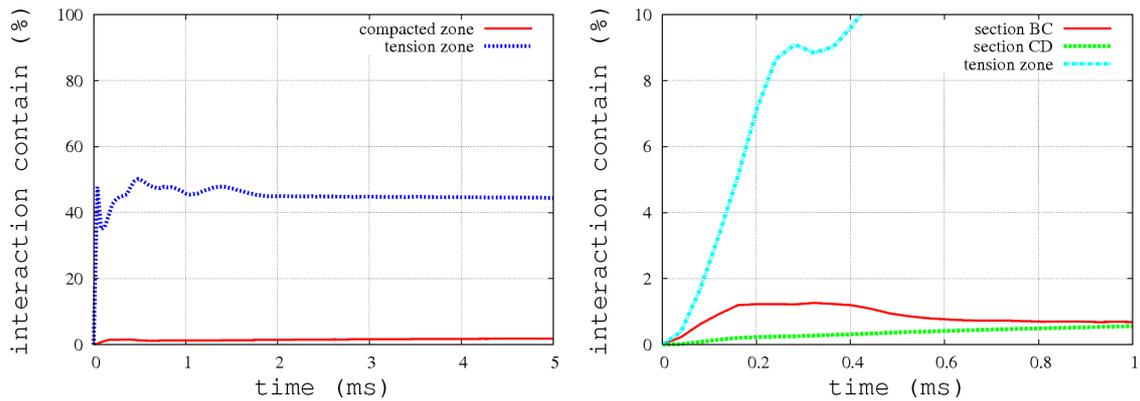


Figure 4-7 : La répartition de la force de contact en traction et en haute compaction. A gauche une vue générale et à droite une vue détaillée de la première milliseconde.

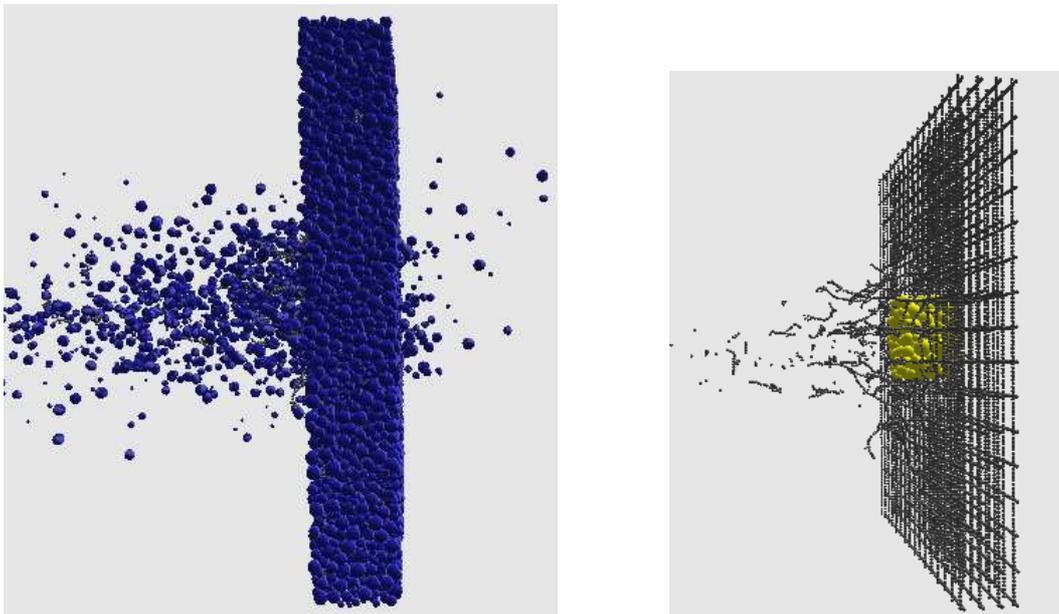


Figure 4-8 : Image capturée à $t = 11$ ms pour une vitesse d'impact de 151 m/s en utilisant la loi complète.

Comme le phénomène d'écaillage a eu lieu pendant l'impact (pour les essais D22 et D30), la zone de rupture arrière a atteint celle située à proximité du missile, créant un effet de « tunnel » qui facilite la progression du missile (Shiu et al., 2007, Magnier et Donzé, 1998).

Nous pouvons donc conclure, pour ces trois premières simulations d'impact (D22, D24 et D30), qu'il suffit d'utiliser une loi de comportement simplifiée (élastique purement fragile) pour prédire la pénétration ou la perforation suite à l'impact du missile sur une dalle mince à une vitesse faible.

4.5 Le phénomène de la compaction due à la vitesse d'impact et à la masse du missile

En nous basant sur le cas de référence montré précédemment, nous allons étudier le phénomène de la compaction avec deux simulations additionnelles, En gardant la même configuration que la simulation précédente et la même énergie cinétique du missile, la vitesse d'impact a été augmentée de 151 m/s à 500 m/s. La nouvelle trajectoire du missile est représentée dans la figure 4-9. La dalle est cette fois-ci complètement perforée par le missile.

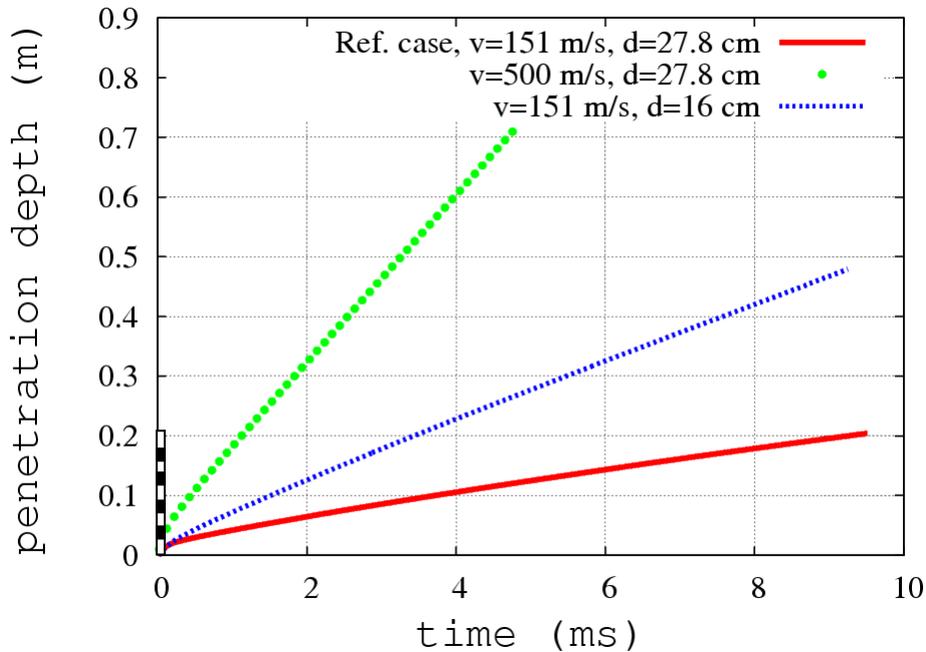


Figure 4-9 : trajectoire du missile en fonction du temps pour le cas de référence et les deux cas additionnels, $v = 500$ m/s et $d = 16$ cm. L'épaisseur de la dalle est donnée sur l'axe Y et le point noir correspond à la position des renforts.

La répartition de la zone de compacité impliquant un phénomène de durcissement à l'échelle locale pour les différentes vitesses d'impact au temps $t = 0,35$ ms sont montrées dans la figure 4-10, les points plus foncés représentant les interactions ayant atteint la section CD et les points clairs représentant les interactions sous la section BC (correspond à la Fig. 2-5). Une augmentation considérable de la zone de compacité est observée lorsque la vitesse d'impact augmente.

D'après les simulations numériques réalisées pour des vitesses d'impact plus élevées, on remarque que la zone de fracturation dans la face arrière n'a pas assez de temps pour rejoindre le secteur situé à côté du missile. Ceci introduit une compaction constante juste devant l'impacteur. De plus, l'enregistrement de la répartition des forces d'interactions montre qu'environ 7 % des interactions ont atteint la zone de durcissement alors que seulement 1,5 % des interactions avaient atteint le durcissement dans le cas d'un impact à vitesse plus faible (150 m/s).

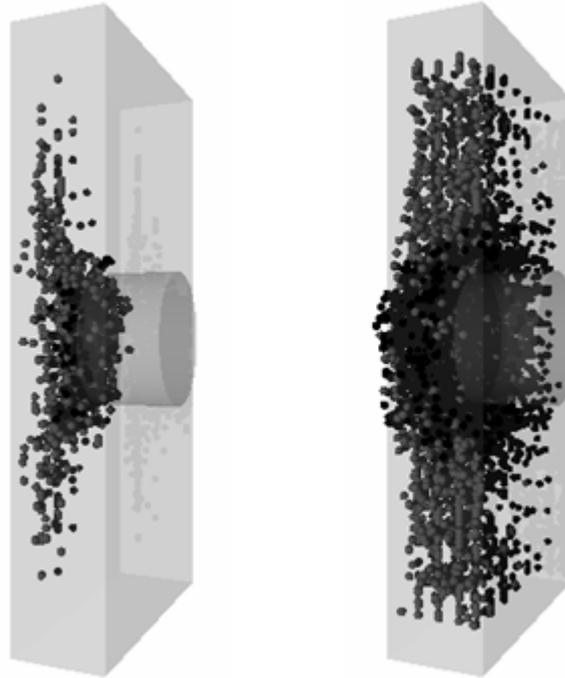


Figure 4-10: Représentation des interactions ayant atteint l'état de durcissement, à $t = 0.35$ ms après l'impact du missile, avec $v = 151$ m/s (à gauche) et $v = 500$ m/s (à droite).

Le deuxième cas supplémentaire concerne un missile de diamètre réduit. En gardant la même énergie cinétique, le diamètre est diminué de 0,278 m à 0,16 m. Pour garder la même énergie cinétique, la vitesse d'impact a été maintenue constante à 151 m/s, tandis que la densité a été augmentée.

Comme le rapport entre l'épaisseur de la dalle et le diamètre du missile a augmenté, le missile peut cette fois-ci perforer la dalle plus facilement que dans le cas de référence. On s'aperçoit également qu'aucun phénomène d'écaillage ne se produit. Les ondes élastiques générées par ce missile à petit diamètre n'ont pas eu assez de temps pour provoquer les fissurations en traction dans la face derrière. De plus, l'énergie cinétique est dépensée par la phase de compaction pendant la pénétration, de telle sorte que peu d'énergie a été dissipée par la propagation des ondes. Malgré tout, la quantité d'interactions atteignant la zone de durcissement est proche de celle du cas de référence (environ 1,41 %), mais la zone de compacité est plus localisée autour du missile (voir la Fig. 4-11).

Afin d'aller plus loin par rapport au cas de référence, deux simulations supplémentaires ont été effectuées. Pour la même énergie cinétique, la vitesse d'impact a été augmentée de 151 m/s à 500 m/s pour le premier cas. La zone de compaction a donc, comme prévu, augmenté de façon importante autour de la surface du missile. Pour réduire l'effet de l'écaillage, le diamètre du missile a été diminué de 0,278 m à 0,16 m dans le deuxième cas. Afin de maintenir la même quantité d'énergie cinétique, la densité du missile a été augmentée de façon artificielle. Ceci a eu comme conséquence le même nombre d'interaction en durcissement par rapport au cas de référence. Cependant, la répartition de ces interactions est localisée plus près de la surface du missile. De plus, la cible est complètement perforée, contrairement au cas de référence. Les essais de CEA-EDF ont été faits essentiellement pour caractériser les paramètres d'impact afin d'obtenir une loi de prédiction de la perforation. L'épaisseur de ces dalles est toujours mince par rapport au diamètre du missile. Ceci induit

une perforation facile. L'observation du phénomène de compaction reste cependant relativement faible (7% pour le cas d'une vitesse de 500 m/s et 1,41 % pour le cas d'un diamètre de 0,16 m), bien que nous ayons effectué deux simulations avec des conditions d'impact plus sévères. Il nous faut en conséquence une dalle suffisamment épaisse pour que la pénétration puisse se manifester de manière assez évidente. Avec une étude plus approfondie de la pénétration, nous souhaitons maintenant mettre en évidence la contribution de la loi complète par rapport à la loi simplifiée. Nous avons pour cela réalisé une simulation avec une dalle « épaisse », qui sera présentée dans le paragraphe suivant.

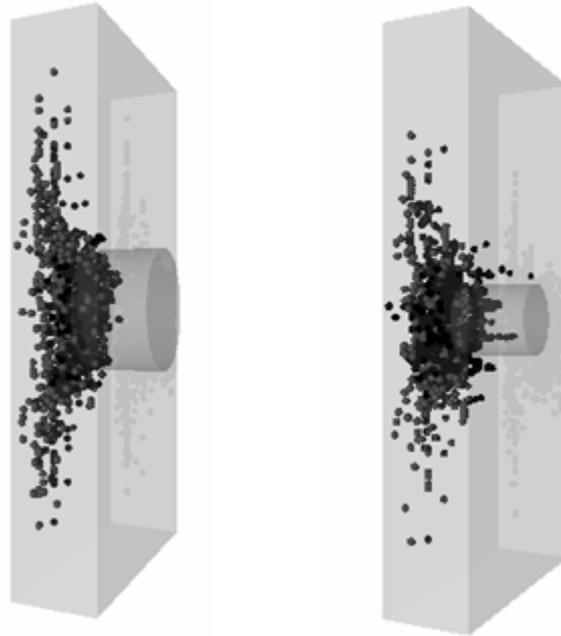


Figure 4-11 : Représentation des interactions ayant atteint l'état de durcissement, capturée à $t = 0,5$ ms après l'impact du missile, avec $D = 27,5$ cm (à gauche) et $D = 16$ cm (à droite), pour une même énergie cinétique initiale.

4.6 Impact sur la dalle épaisse

Dans les simulations précédentes, on a remarqué que l'augmentation de la vitesse d'impact favorise la compaction entre les éléments pendant l'impact, et que l'utilisation des deux types de loi de comportement - la loi simplifiée et la loi avec durcissement - permet de bien prédire la trajectoire du missile en fonction du temps lorsque l'épaisseur de la dalle est du même ordre de grandeur que le diamètre du missile (Shiu et al., 2008a). Cependant, la figure 4-9 montre que la cible a été complètement perforée avec les deux configurations les plus sévères où la vitesse d'impact et le diamètre du missile ont été modifiés par rapport au cas de référence. Cette configuration d'impact n'a pas permis de conclure sur la contribution de la compaction sur la profondeur de pénétration. Afin d'analyser le phénomène de « la pénétration simple » et de mettre en évidence la contribution de la loi de durcissement lorsque le missile progresse dans la cible en béton massif, une dalle à 0,8 m d'épaisseur a été générée et une série de tests d'impact numériques avec un diamètre de missile de 0,2 m a été ensuite effectuée sur cette dalle. Comme cette simulation est faite pour étudier la procédure de la pénétration simple, aucune armature n'a été simulée dans cette cible épaisse.

Les dimensions de la dalle épaisse sont 1,46 m x 1,46 m x 0,8 m. Elle est composée par 48000 ED, et le diamètre de ces éléments est défini aléatoirement entre 0.032 m et 0.0068 m. Avant de faire les simulations d'impact sur la dalle épaisse, une éprouvette numérique a été prélevée sur cette dalle pour le calage des paramètres locaux. Les dimensions de cette éprouvette sont 0,39 m x 0,78 m x 0,39 m, et elle comprend 3259 éléments (voir la Fig. 4-12). Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau 4-3 et sont principalement les mêmes que ceux utilisés pour les autres essais présentés auparavant. La figure 4-13 représente la courbe contrainte/déformation de l'essai de compression simple sur l'échantillon prélevé dans la dalle épaisse. Le module d'Young (E) et la résistance en compression (f_c) obtenus valent respectivement 24 GPa et 38 MPa, ces valeurs correspondent aux propriétés de la dalle des essais expérimentaux. Une fois les paramètres locaux calibrés par l'essai de compression simple, nous avons mesuré la vitesse de propagation des ondes élastiques dans la dalle. Cette mesure a été faite de la façon suivante : nous avons pris deux couches d'éléments proches de deux surfaces dans la direction d'impact, puis nous avons appliqué un chargement dynamique à la surface de la dalle par un choc de missile. Il faut noter qu'une loi de comportement purement élastique a été utilisée pour cette configuration numérique. Nous avons mesuré le temps de propagation des ondes entre les deux couches d'éléments. La vitesse de propagation des ondes élastiques obtenue est de 3800 m/s, ce qui est assez proche de la valeur théorique.

La configuration de l'impact numérique sur la dalle épaisse est la suivante : le diamètre du missile (0,2m) et la vitesse d'impact (90 m/s) sont gardés constants, et la masse du missile varie de 50 kg à 600 kg. Afin de mieux observer la contribution de la loi de durcissement pendant la procédure de pénétration du missile, les simulations numériques sont réalisées avec la loi de comportement simplifiée. L'impact numérique avec la dalle épaisse est géré numériquement pour étudier la procédure de pénétration et la compaction du béton ; il n'y a pas de résultats expérimentaux disponibles pour comparer avec notre résultat numérique. Cependant, nous avons utilisé deux lois de prédiction empirique fiables et recommandées dans la littérature (Silling et Forrestal, 2007) pour tester la validité de nos résultats: la formule de Chen et Li (Chen et Li, 2002) pour la profondeur de pénétration et la formule de Fullard (Fullard *et al.*, 1991) pour la limite de perforation. Les équations de ces formules sont présentées dans le chapitre 1 (voir l'Eq. (1-11) et l'Eq. (1-12)). Comme ces lois de prédiction prennent en compte la masse du missile, elles vont nous servir pour faire l'étude paramétrique.

La figure 4-14 montre la profondeur de pénétration du missile en fonction du temps. La zone foncée sur la droite de la figure indique les masses pour lesquelles le missile peut perforer la dalle selon la loi de Fullard (c'est une loi de prédiction améliorée par rapport à la formule de Berriau, car Fullard a pris en compte l'effet du taux de renforcement). La ligne pointillée continue correspond à la formule de Li et Chen (marquée « loi empirique » sur la figure) ; l'épaisseur de la dalle n'intervient pas dans cette formule car le maximum de pénétration du missile est calculé sur une dalle d'épaisseur infinie. La ligne pleine représente l'évolution de la profondeur de pénétration avec la loi simplifiée ; on s'aperçoit que la profondeur de pénétration est inférieure à celle prédite par la formule de Li et Chen lorsque la masse est petite (inférieure à 200 kg). De plus, cette loi simplifiée prédit la perforation avec une masse de missile juste au dessous de 600 kg (à 600 kg, le missile perce la dalle avec une vitesse résiduelle $V_r = 7$ m/s). Pourtant, avec la même condition d'impact, la formule de Fullard prédit la perforation avec une masse de 310 kg. Le résultat obtenu par la loi simplifiée est donc très différent de celui obtenu avec les deux lois empiriques. Son utilisation n'est donc pas conseillée pour prédire la pénétration et la perforation d'un missile rigide impactant une dalle épaisse.

<i>Module d'Young (Gpa), E</i>	24
<i>Nombre de coordination moyen</i>	12,5
<i>Densité (kg/m3), ρ</i>	2600
<i>Déformation élastique, ε_{\max}</i>	0,002
<i>Coefficient du seuil en traction, γ_t</i>	0,08
<i>Cohésion (MPa), c</i>	4
<i>Angle de frottement, ϕ</i>	30°
<i>Coefficient d'adoucissement, ξ</i>	5
<i>Coefficient d'amortissement, α</i>	0,3
<i>Coefficient de raideur, ξ_1</i>	0,5
<i>Coefficient de raideur, ξ_2</i>	1
<i>Distance de durcissement, D_{dur}</i>	10

Tableau 4-3 : paramètres du modèle pour le calage d'un essai compression simple.

Le rapport entre l'épaisseur de la dalle et le diamètre du missile devient important lorsque l'épaisseur de la dalle augmente et que le diamètre reste constant. Dans ce cas de figure, les éléments discrets sont forcés à subir la compaction avec durcissement pendant la procédure de pénétration. Si l'on utilise maintenant la loi de comportement avec le durcissement en compression, on observe que la profondeur de pénétration est plus proche de celle prédite par la formule de Li et Chen pour l'impact à petite masse. De plus, la masse nécessaire pour perforer la dalle est assez similaire à ce que l'on trouve par la formule de Fullard.

Nous pouvons en conclure que l'utilisation de la loi de comportement bilinéaire durcissement adoucissant nous donne les meilleurs résultats sur la prédiction de la profondeur de la pénétration et la limite de perforation.

Il est intéressant de noter que le modèle est capable de prendre en compte l'écailage pendant la transition entre la pénétration et la perforation. Les ondes élastiques sont générées lorsque le missile impacte la surface de la dalle. Ces ondes se propagent et sont réfléchies, l'écailage s'est donc formé pendant la fissuration due à la propagation de ces ondes. La profondeur de pénétration du missile est donc favorisée lorsque ce genre d'endommagement rejoint la zone de compaction due au missile. C'est ce qui est aussi observé dans notre simulation numérique. L'effet de l'endommagement dû à la propagation des ondes est assez évident pour ce cas d'impact sur la dalle épaisse lorsque la masse du missile se situe entre 200 kg et 300 kg (voir la figure 4-14).

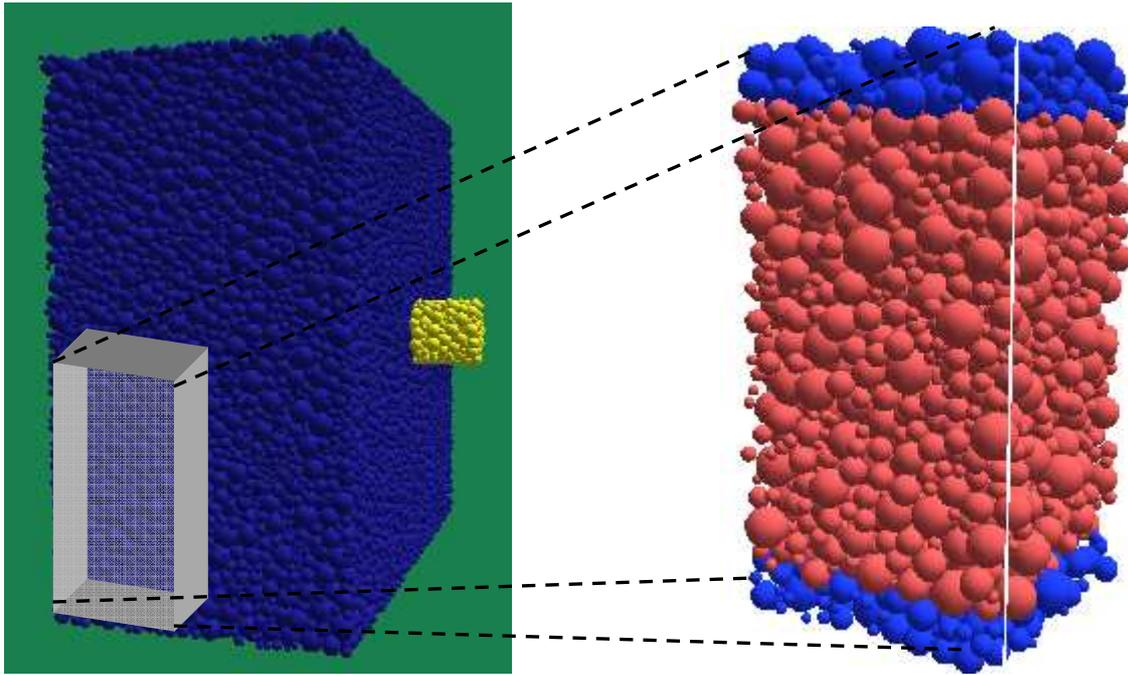


Figure 4-12 : étude d'impact avec la dalle épaisse ; un échantillon numérique a été prélevé sur la dalle pour réaliser l'essai de compression simple (à gauche).

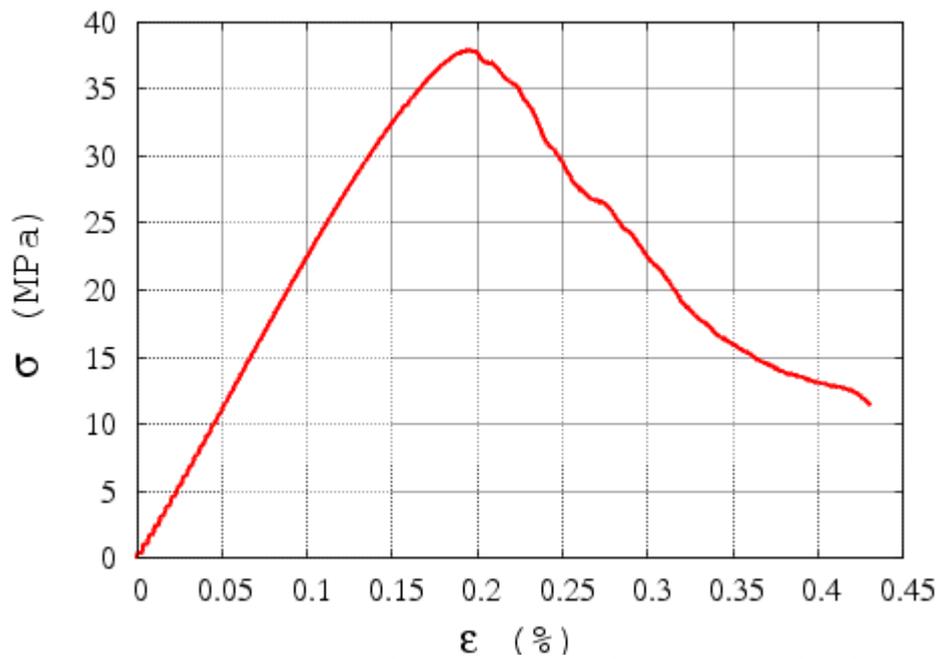


Figure 4-13 : Courbe contrainte/déformation de l'éprouvette prélevée sur la dalle épaisse.

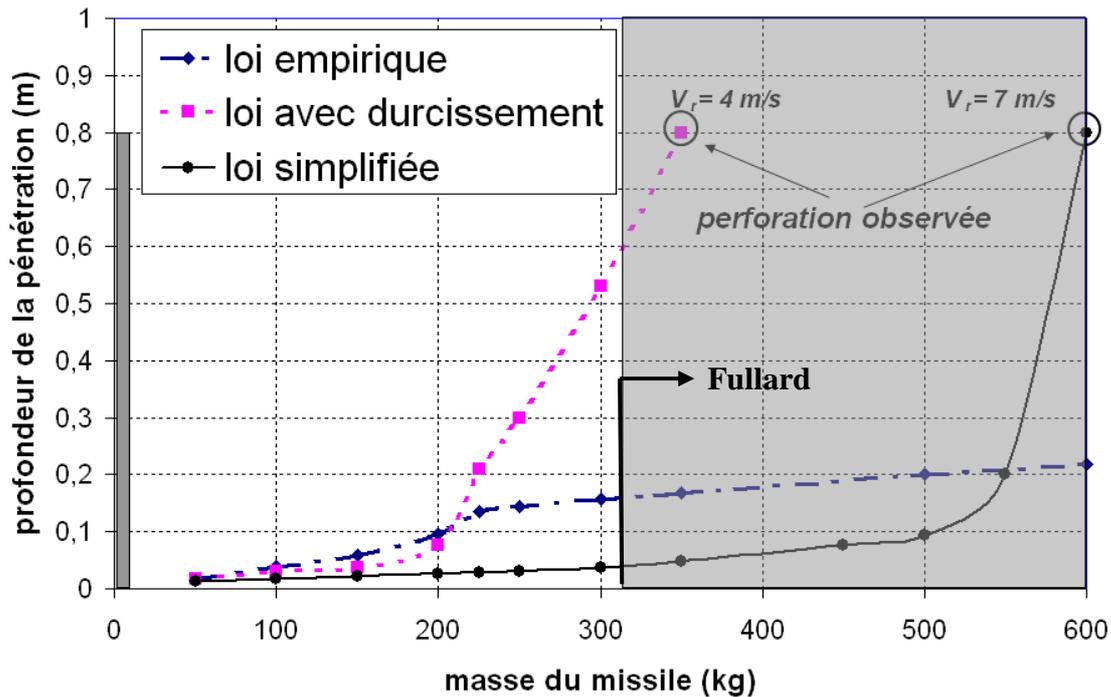


Figure 4-14 : profondeur de pénétration en fonction de la masse du missile lors des impacts sur la dalle épaisse. La zone foncée implique le régime de la perforation prédit par la formule de Fullard (lorsque la vitesse d'impact est supérieure à 310 m/s).

4.7 Etude paramétrique de l'essai d'impact

Dans la première partie de nos simulations numériques, nous avons simulé des essais CEA-EDF et les résultats numériques ont été comparés aux résultats expérimentaux ainsi qu'aux lois de prédiction pour les configurations d'impact qui n'ont pas été réalisées expérimentalement. Lors de ces différents essais, on retrouve les mêmes données pour la géométrie de la forme du nez du missile (missile à nez plat) et la dalle est renforcée de façon identique (la plupart des dalles ont un taux de renforcement à 1,45 % EWEF (Each Way Each Face)).

Durant ces dernières années, plusieurs auteurs (Frew *et al.*, 2005 ; Forrestal *et al.*, 1994 ; Warren *et al.*, 2004) ont réalisé de nouveaux essais d'impact avec un missile à nez en ogive. Certains ont repris les anciennes lois de prédiction et les ont améliorées d'après leurs nouveaux essais d'impact (Dancygier, 2000), proposant ainsi des lois de prédiction ayant une gamme d'utilisation plus large. Par exemple, Dancygier a étudié l'effet du taux de renforcement au cours de l'impact sur la dalle en béton armé et a proposé une formule pour tenir compte quantitativement de l'effet de l'armature, puis ces formules ont été implantées dans certaines lois de prédiction empiriques (Dancygier, 1997). En dépit de toutes les études citées précédemment, l'effet sur l'impact du missile de différents jeux de paramètres (diamètre, masse, forme du nez du missile, taux de renfort, etc....) est encore relativement peu étudié. Grâce à la simulation numérique, nous pouvons réaliser des études paramétriques sans la difficulté des réalisations expérimentales. Nous allons présenter dans le paragraphe suivant les simulations destinées à l'étude des paramètres d'impact, en prêtant une attention particulière à l'influence de la géométrie du nez du missile et à l'effet du taux de renforcement de la dalle.

4.7.1 Influence de la forme du nez du missile

La forme du nez du missile joue un rôle important lorsqu'un missile est lancé contre une cible en béton armé. En général, la force d'impact sur la dalle dépend de la forme du nez du missile. L'effet de la forme du nez du missile est pris en compte dans certaines lois de prédiction, surtout dans les lois de prédiction permettant de calculer la profondeur de pénétration, telles que la formule d'Ammann et Whitney, la formule de Haldar et la formule de Hughes (Adeli et Amin, 1985). Cependant, la définition de la forme du nez est différente pour chaque formule empirique. La plupart des lois empiriques sont obtenues par une régression réalisée sur les données expérimentales. Pour tenir compte de l'influence de la forme du nez, un coefficient est souvent utilisé. Par exemple, dans la formule de NDRC modifiée, le coefficient du facteur du nez prend respectivement les valeurs 0,72, 0,84, 1,0 et 1,14 pour un nez plat, émoussé, sphérique et pointu. Pourtant ces valeurs ne sont pas utilisables pour tous les cas de figure d'impact à cause de l'incertitude des données expérimentales sur la définition de la forme du nez du missile. Certains auteurs ont proposé des formules analytiques pour mieux résoudre la limite de ces coefficients. Li a proposé une fonction analytique de la forme du nez pour interpréter la force d'impact entre le missile et la cible pendant l'impact (Li, 2002), il a ensuite développé une loi de prédiction avec ce coefficient analytique de forme du nez.

Dans le cadre de nos simulations numériques, nous avons étudié l'effet de la forme du nez du missile à partir d'un missile à nez conique. Dans ce travail, une comparaison a été faite entre la formule de Li et la simulation numérique en termes de profondeur de pénétration sur différents essais (Shiu et al., 2008b). Nous avons fait varier la longueur du nez depuis zéro à une valeur de longueur souhaitée, c'est-à-dire que la forme du nez passe d'un nez plat à un nez conique pointu.

	Epaisseur de la cible (m)	Forme de nez	Vitesse d'impact (m/s)	Profondeur de pénétration (cm)
expérimental	0,4	conique	88	23
	0,4	conique	82	20
	0,4	plat	90	17~20
	0,4	conique	103	x
numérique	0,4	plat	90	17
	0,4	conique 0,1	90	14,3
	0,4	conique 0,2	90	23
	0,4	Conique 0,25	90	27
	0,8	plat	90	7,3
	0,8	conique 0,1	90	14,2
	0,8	conique 0,2	90	19,9
	0,8	conique 0,25	90	25

Tableau 4-4 : Les données pour l'étude de la forme du nez du missile.

Le tableau 4-4 montre les données expérimentales fournies par CEA-EDF. Nous remarquons que parmi tous les essais d'impact disponibles, il n'y a que trois essais qui ont une forme de nez conique. De plus, les données expérimentales de ces missiles à nez conique sont proposées pour différentes vitesses d'impact. Un missile à nez plat a été choisi pour être le cas de référence, avec une masse de 227 kg, une vitesse d'impact de 90 m/s et un diamètre de 0,305 m. Il faut noter que la vitesse d'impact pour le nez conique est légèrement différente (82 m/s et 88 m/s) de celle du cas de référence. Trois autres missiles ont été générés avec différentes longueurs de nez (0,1 m, 0,2 m, 0,25 m) en gardant la même masse, le même diamètre et la même vitesse d'impact. La configuration numérique représente le cas expérimental pour lequel l'épaisseur de la cible est de 0.4 m, avec quatre couches d'armatures disposées parallèlement aux deux surfaces libres. Tous les paramètres locaux sont identiques à ceux utilisés lors des simulations d'impact précédentes. La profondeur de pénétration obtenue en fonction des différentes longueurs de nez du missile est donnée ci-après dans le tableau 4-4. L'évaluation de la profondeur de pénétration est représentée dans la figure 4-15. Nous avons également enregistré la trajectoire du missile en fonction du temps pendant l'impact et nous l'avons représenté dans la figure 4-16.

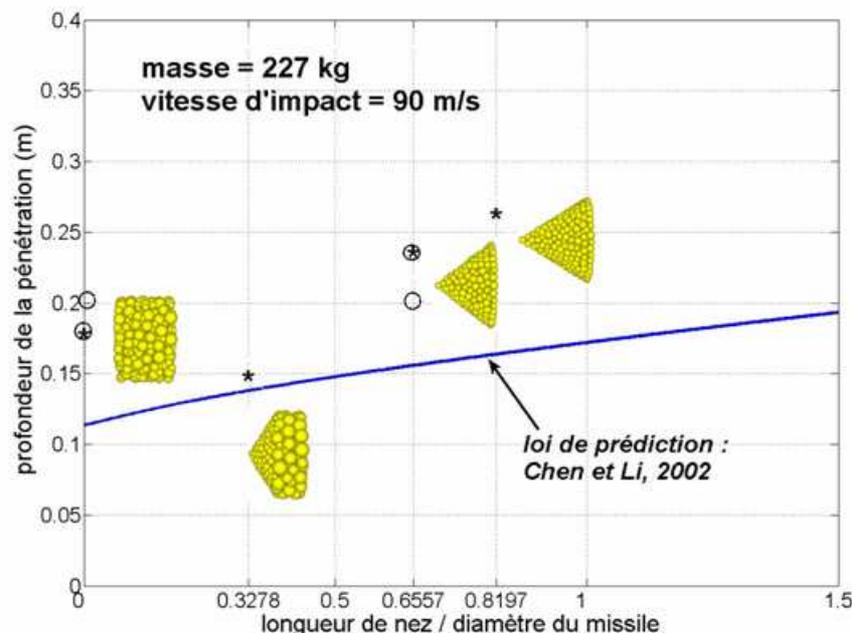


Figure 4-15 : La profondeur de pénétration en fonction de la forme du nez du missile. Les étoiles représentent les résultats de la simulation, les cercles représentent la mesure expérimentale, et la ligne pleine montre la prédiction selon la formule de Chen et Li.

Dans la figure 4-15, les résultats de la simulation numérique sont représentés par les étoiles, les cercles représentent les résultats expérimentaux, et la ligne pleine représente la prédiction de la formule de Chen et Li. Les images de chaque tête de missile figurent à côté des données correspondantes. De même que la prédiction de la formule de Chen et Li, on s'aperçoit que pour un nez conique, plus celui-ci est pointu et plus le missile peut pénétrer. Du point de vue de la consommation d'énergie cinétique, lorsque les missiles consomment la même quantité d'énergie, la capacité de pénétration est favorisée par une forme de nez plus pointue. Toutefois, notre résultat numérique montre qu'un missile à nez plat peut pénétrer plus loin qu'un missile avec un nez conique de 10 cm de longueur (voir la figure 4-15), puisque le missile à nez plat pénètre de 17 cm alors que l'autre ne pénètre que de 14.3 cm. Ceci peut être expliqué par la contribution des ondes planes, car lorsque la cible est impactée par un missile

plat, une grande partie de la force d'impact est convertie en ondes dynamiques. Or la création d'ondes est plus intense pour un missile à nez plat que pour un missile à nez conique. De plus, comme dans ce cas de figure, nous avons une épaisseur de cible du même ordre que le diamètre du missile (respectivement 0,4 m et 0,305 m), l'amplitude des ondes est suffisante pour créer par réflexion, une profonde écaillage en face arrière. Ce processus de fracturation va favoriser, quand il rejoint la zone de pénétration, la progression du missile. La figure 4-17 montre l'image capturée après impact où l'on voit l'écaillage de la face arrière, pour le cas d'un missile avec un nez plat. Par comparaison, la cible soumise à un missile avec un nez conique est moins déstructurée.

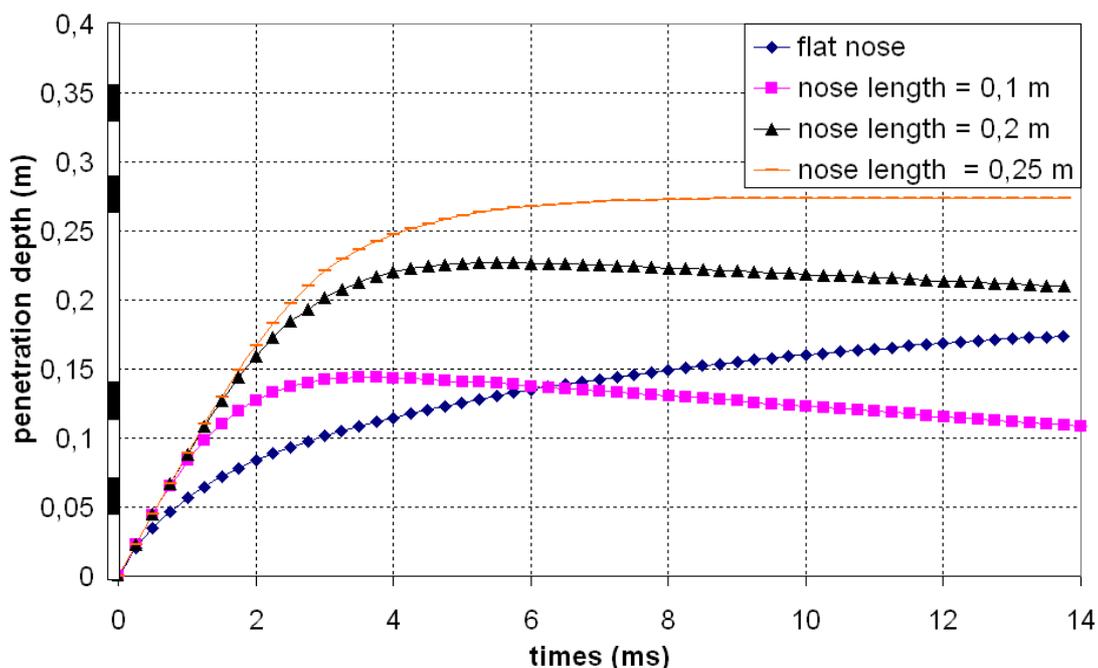


Figure 4-16 : La trajectoire du missile en fonction du temps. L'épaisseur de la dalle est représentée le long de l'axe Y, les points noirs représentent les positions de l'armature.

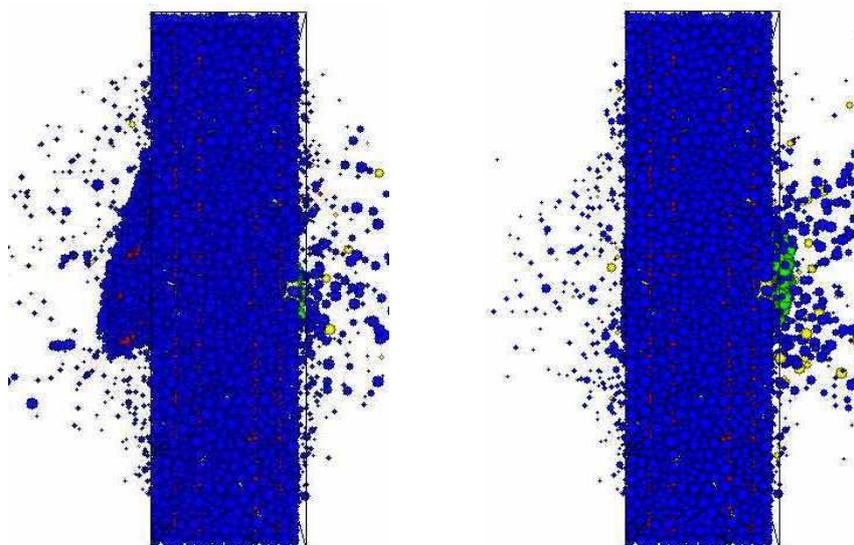


Figure 4-17 : Image capturée après impact. A gauche, le cas du missile à nez plat. A droite, le cas du missile à nez conique (0.1 m).

Pour mieux comprendre l'effet de la propagation des ondes, nous avons observé le champ de déplacement durant l'impact. La figure 4-18 montre les images du champ de déplacement pour différentes itérations. Chaque flèche représente un incrément de déplacement relatif entre le temps indiqué et le temps initial. On remarque que le missile à nez plat a généré des champs de déplacements importants dans la face arrière. Cette accumulation du champ de déplacement progressif, causé par les propagations d'ondes, a fortement endommagé la structure, ce qui se manifeste par un morceau de béton (l'écaille) qui est évacué en face arrière. Pour le missile à nez conique (0,1 m), le champ de déplacement est localisé à proximité de la surface du missile. Nous pouvons utiliser la figure 4-18 avec la figure 4-16 pour mieux voir l'effet de l'endommagement au cours de la progression du missile. Au temps $t = 3$ ms, le missile à nez conique (0,1 m) atteint sa profondeur de pénétration maximale avec 14,3 cm, puis le missile rebondi. En revanche, le missile à nez plat pénètre plus doucement au début du calcul (profondeur de pénétration égale à 10 cm à $t = 3$ ms), mais le missile peut continuer à pénétrer jusqu'à 17 cm de profondeur lorsque l'écaille s'est formée dans la face arrière.

En conséquence, si l'épaisseur d'une cible a une valeur proche du diamètre d'un missile, la loi empirique de Li n'est plus valable. Pour savoir ce qui se passera si l'on augmente l'épaisseur de la cible, nous avons effectué des essais supplémentaires avec notre modèle numérique. En gardant les mêmes paramètres locaux, une dalle de 0,8 m d'épaisseur a été générée, la dalle est maintenant deux fois plus épaisse que précédemment. Ensuite, le même type d'essai a été réalisé avec 4 missiles ayant différentes longueurs de nez. Les nouvelles profondeurs de pénétration sont représentées dans la figure 4-19. Pour la cible de plus forte épaisseur (0,8m), la profondeur de pénétration est cette fois proportionnelle à la longueur de nez du missile, plus le nez est pointu et plus le missile peut pénétrer loin. Lors de ces simulations additionnelles, l'effet de l'écaillage a disparu.

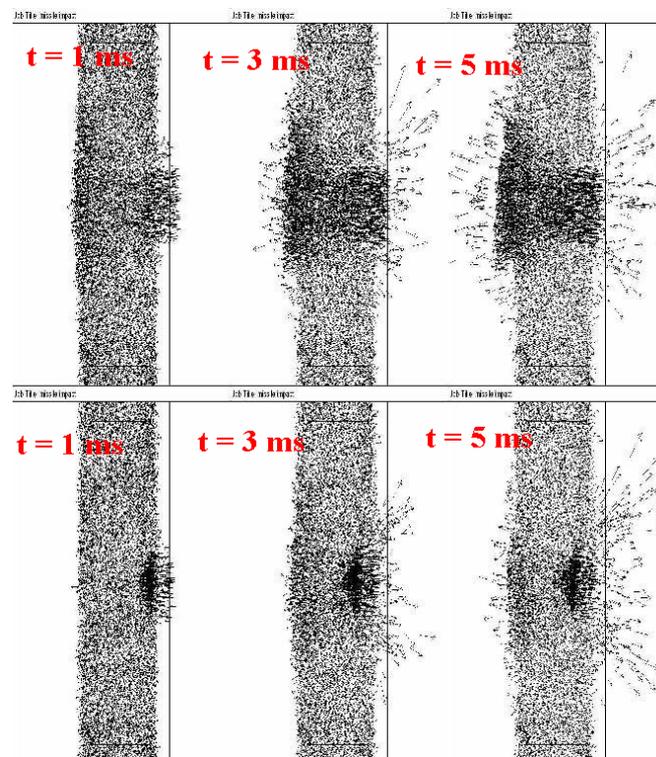


Figure 4-18 : le champ de déplacement pour différents itérations. Les images du haut représentent le cas d'un missile à nez plat. Les images du bas représentent le cas d'un missile à nez conique (0,10 m)

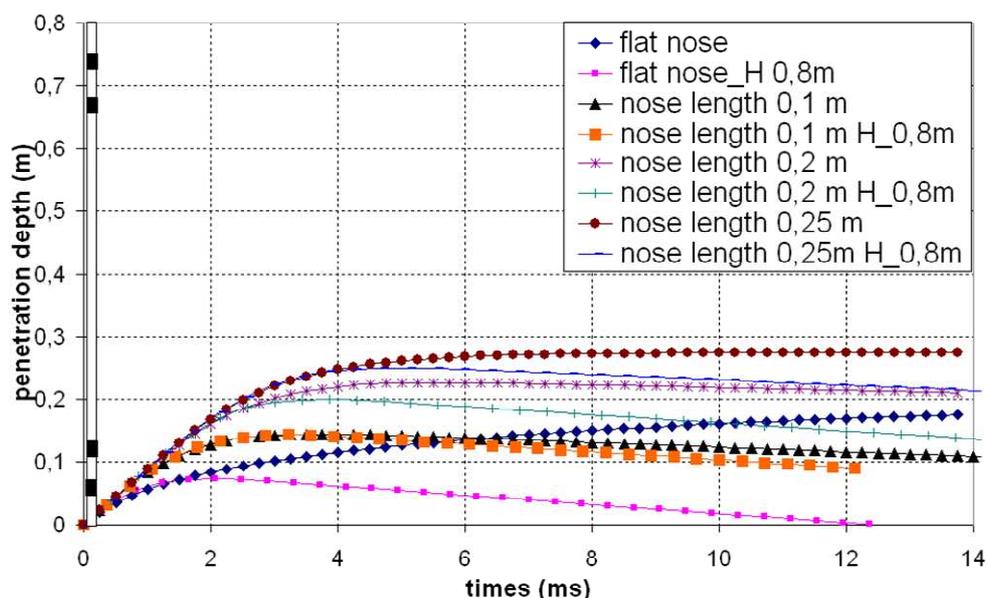


Figure 4-19 : trajectoire du missile en fonction du temps.

4.7.2 Influence du taux de renforcement

L'armature métallique est généralement utilisée pour renforcer la structure contre différents types de chargement. Pour les impacts dynamiques, on espère réduire l'endommagement local par l'utilisation de couches de renfort, surtout pour éviter la perforation sur la dalle. La loi de prédiction de la perforation considère souvent les paramètres suivant : la vitesse d'impact du missile, sa masse, sa géométrie (le diamètre et la forme de nez), et la résistance du béton. Ces lois de prédiction sont généralement valables sur une dalle renforcée normale où le taux de renforcement est entre 0,3 % et 1,5 %. Ces dalles sont peu résistantes contre la perforation (Kennedy, 1976 ; Slitter, 1980). Dans un travail ultérieur, Hughes (Hughes, 1984) a supposé que la résistance du béton en traction est le meilleur paramètre pour décrire la résistance de la dalle contre le chargement dynamique. Comme la contribution principale de l'armature dans une cible est d'augmenter la résistance en traction, il a conclu finalement que le taux de renforcement a une influence sur la résistance d'une dalle contre la perforation. Cependant, il n'y avait pas assez de résultats expérimentaux publiés pour soutenir cette proposition. Malgré cela, certains auteurs ont travaillé sur des lois de prédictions existantes et y ont implanté l'effet de l'armature pour la prédiction de la perforation (Riera, 1989 ; Fullard et al., 1991).

Parmi les lois empiriques de la littérature prédisant l'endommagement local au cours d'un essai d'impact, très peu tiennent compte de l'effet du taux de renforcement. A cause du coût de la réalisation de l'essai expérimental, cet effet est donc assez difficilement analysable à travers des données expérimentales disponibles.

Grâce à la simulation numérique, il est possible d'étudier l'influence de l'armature pendant l'impact. Nous avons repris les essais CEA-EDF pour cette étude paramétrique. Les données de la dalle et les caractéristiques du missile sont données dans le tableau 4-1 et le tableau 4-2. Il faut noter que ces dalles sont renforcées plus ou moins de la même manière, les informations de ferrailage de chaque dalle étudiée étant données dans le tableau 4-5. Les tests D22, D24, D30, D27 et D28 correspondent à la dalle D₄, les tests D35 et D37 correspondent à la dalle D₅, et la dalle G₁ est utilisée pour les tests G3 et G4. Nous avons d'abord simulé tous

les essais avec la même configuration que les tests expérimentaux. Les résultats sont comparés avec les observations de CEA-EDF pour valider le modèle numérique. Le taux de renfort de ces dalles numériques a ensuite été modifié pour étudier l'effet de l'armature pendant l'impact du missile. Le changement du taux de renfort numérique est réalisé selon la méthode suivante. Au lieu de changer le diamètre de l'armature, nous avons augmenté directement la résistance en traction du renfort de façon à obtenir le taux de renforcement voulu. L'avantage de cette procédure est d'éviter de recréer les dalles pour chaque valeur du taux de renforcement.

Comme pour l'étude de l'influence de la forme du nez du missile, la réponse de la dalle numérique pour différents taux de renfort est comparée avec une loi de prédiction empirique. Nous avons choisi la loi empirique de Fullard (Fullard *et al*, 1991) qui est une prédiction de la limite de perforation et qui tient compte du taux de renforcement de la cible. C'est une loi de prédiction qui complète la loi de prédiction de balistique limite de Berriaud (1978) dans laquelle, à l'époque, Berriaud n'avait pas inclus le taux de renfort. La description de cette loi est donnée dans le chapitre 1 (voir l'Eq. (1-10)).

Nous allons premièrement présenter les essais D22, D24 et D30. Ces essais correspondent à différents phénomènes d'impact local, la pénétration pour D24, la perforation simple pour D22 et la perforation complète pour l'essai D30. La figure 4-20 montre les courbes de l'épaisseur minimale de la dalle en fonction du taux de renfort nécessaire pour éviter la perforation. La courbe pointillée continue, la courbe pleine et la courbe pointillée discontinue représentent respectivement le résultat des essais D30, D22 et D24. L'étoile sur la figure correspond aux données expérimentales où le taux de renforcement est de 0,725 % (EWEF, Each Way Each Face) et l'épaisseur de la cible est de 0,208 m. Si la courbe est située au dessus de ce point, le missile passe à travers la cible. En revanche, si la courbe est au dessous du point référence, le missile ne peut pas traverser la cible. La figure 4-20 montre que la formule de Fullard donne la bonne prédiction pour les essais D22, D24 et D30 qui correspondent aux cas de la simple perforation (D22), de la pénétration (D24) et de la perforation complète (D30). Notre modèle numérique a obtenu le même résultat en terme de perforation (voir le tableau 4-2, marqué perforé ou non perforé). Nous avons par la suite modifié le taux de renfort de la dalle numérique et les résultats sont représentés dans la figure 4-21. Rappelons que le taux de renfort numérique est modifié artificiellement sans changement du diamètre de l'armature, ce qui est une simplification de la réalité. Dans la figure 4-21, la barre sur l'axe Y représente l'épaisseur de la cible et les points carrés noirs figurent les positions des différentes couches d'armature. La configuration de l'essai expérimental (où le taux de renfort est égal à 1,45 %) est représentée par la barre rectangulaire au milieu de la figure. Nous remarquons qu'il y a peu d'influence du taux de renforcement pour l'essai D24. Comme la profondeur de pénétration mesurée est toujours inférieure à 10 cm pour cette vitesse d'impact (102 m/s), certaines couches de renfort ne sont pas sollicitées pendant l'impact, et l'influence de l'augmentation du renfort n'est pas évidente. De plus, la formule de Fullard prédit que la cible de l'essai D24 devrait être perforée lorsque le taux de renforcement est inférieur à 0,2% (voir la figure 4-20), or la simulation numérique montre une prédiction inverse (7,5 cm de profondeur de pénétration à 0 % de renforcement). Pour l'essai D22 où la dalle est juste perforée au moment du test expérimental, on remarque que le missile ne perforé plus la dalle si le taux de renfort est supérieur à celui du cas expérimental. En revanche, la dalle de l'essai D30 est constamment perforée bien que la dalle soit renforcée à 2,75 %.

Dans ce premier cas de figure, la formule de Fullard comme la simulation numérique, sont

capables de prédire le phénomène de perforation. Pour des petites valeurs de taux de renfort, la simulation numérique tend à surestimer le seuil de perforation ainsi que la pénétration.

Type	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Ferrailage				
			poids fer (kg/m ³)	Diamètre (mm)	Nombre de nappes	Maillage (p.m.l.)	Répartition des nappes
dalle D ₄	1,46	0,208	260	8	4	15	équidistantes
dalle D ₅	1,46	0,416	260	16	4	7,5	équidistantes
dalle G ₁	5	0,4	265	16	4	8	2 nappes à proximité de chaque face

Tableau 4-5 : Caractéristiques des dalles CEA-EDF (Berriaud *et al.*, 1978)

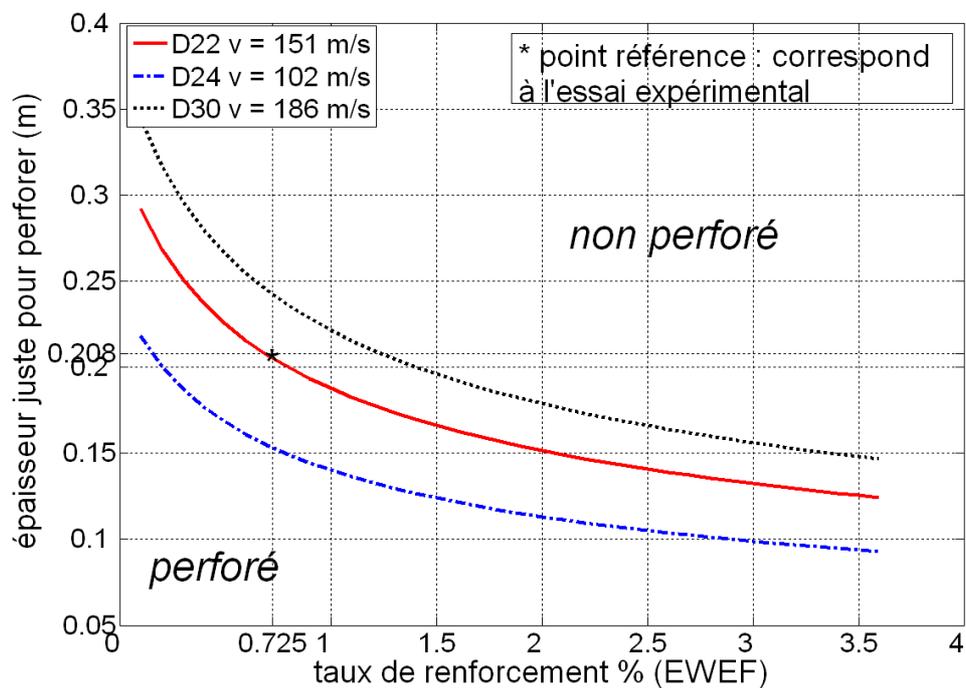


Figure 4-20 : taux de renforcement en fonction de l'épaisseur de la cible juste pour perforer, essais D22, D24, D30 (tracé par Eq. (1-10a)).

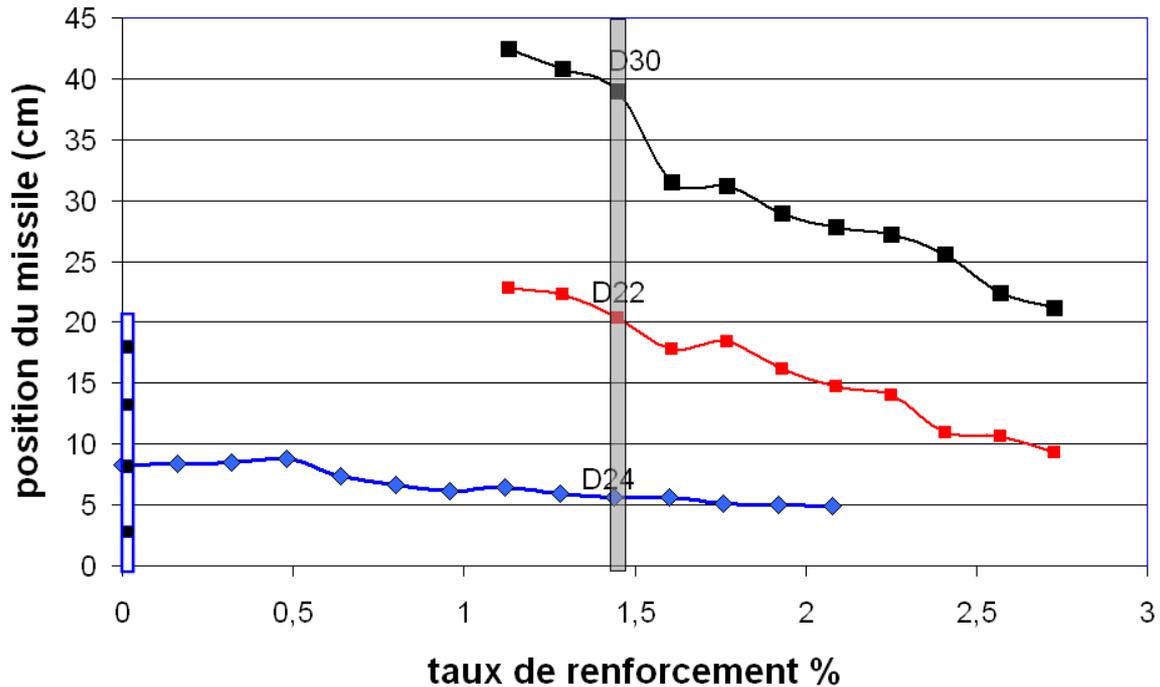


Figure 4-21 : Courbes de la position du missile à la fin de l'impact en fonction du taux de renforcement pour les essais D24 (102 m/s), D22 (151 m/s) et D30 (186 m/s). La configuration de l'essai expérimental est représentée par la barre rectangulaire avec un taux de renfort égal à 1,45 %.

Passons maintenant aux essais D22 et D28. Ces deux essais sont à comparer l'un avec l'autre car ils ont quantitativement les mêmes caractéristiques de missile, avec une masse de 34 kg et une vitesse initiale de 151 m/s pour le missile de D22, et une masse de 32.8 kg et une vitesse de 153 m/s pour D28. Cependant, la perforation a eu lieu seulement pour l'essai D22 au moment du test expérimental. La prédiction de la formule de Fullard pour ces deux essais est représentée sur la figure 4-22. Elle prédit une épaisseur minimale contre la perforation de 20.4 cm pour l'essai D22 et de 18 cm pour l'essai D28, ce qui est encore fiable par rapport à l'observation expérimentale. L'analyse de l'effet de l'armature, est ensuite réalisée par simulation numérique, le résultat est montré sur la figure 4-23. La configuration expérimentale est représentée au milieu de la figure par une barre rectangulaire. Le modèle numérique prédit la perforation pour l'essai D22 et la pénétration pour l'essai D28, comme observé au cours de l'expérimentation (le résultat est synthétisé sur le tableau 4-2). Par ailleurs, selon l'analyse du taux de renforcement, nous pouvons remarquer que pour un taux de renforcement donné, l'essai D22 a une résistance à l'impact du missile inférieure à l'essai D28. La même tendance a été retrouvée d'après la formule de Fullard (voir la figure 4-22). De plus, on s'aperçoit que pour l'essai D28, la profondeur de pénétration décroît linéairement avec l'augmentation du taux de renfort. Il faut noter que le missile parvient à 18 cm de profondeur avec un taux de renfort à 0,5 % pour l'essai D28. Le béton est déjà complètement endommagé à cette profondeur par rapport à l'épaisseur de la dalle (20,8 cm). C'est donc grâce à l'armature que la dalle peut arrêter le missile : la contribution de l'armature est bien évidente pour l'essai D28.

Pour ce deuxième cas de comparaison où les deux missiles ont le même ordre de grandeur en termes de masse et de vitesse, la prédiction de la loi de Fullard et les résultats de la simulation numérique sont cohérents avec les essais expérimentaux. D'une manière identique, le modèle

numérique montre une résistance supérieure à la perforation pour un taux de renfort faible.

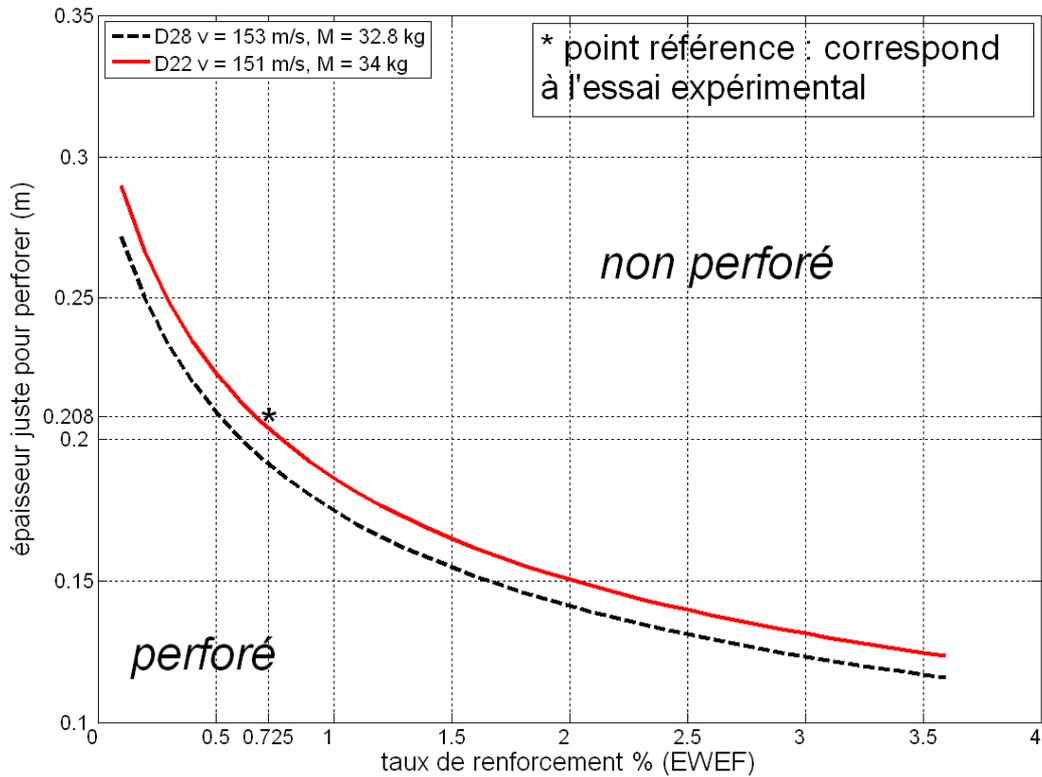


Figure 4-22 : taux de renforcement en fonction de l'épaisseur de la cible juste pour perforer, essais D22, D28 (tracé par l'Eq. (1-10a))

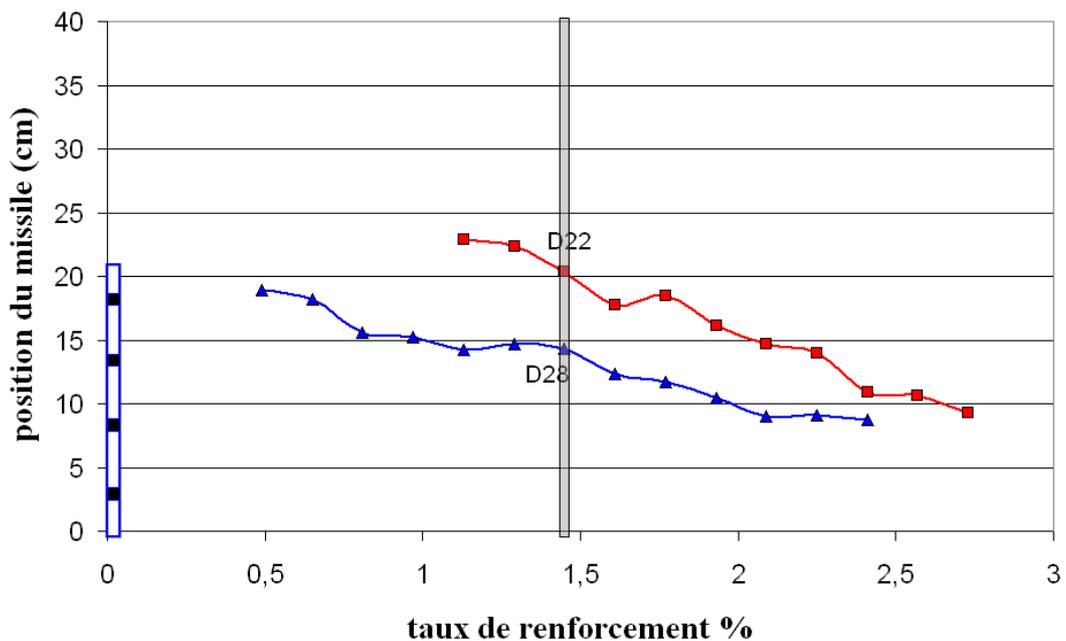


Figure 4-23 : Position du missile à la fin de l'impact avec différents taux de renforcement pour les essais D22 et D28 (numérique)

4.7.3 Energie cinétique ou quantité de mouvement

Les essais que nous allons maintenant présenter ont été simulés non seulement pour étudier l'effet de l'armature mais aussi pour mieux comprendre le critère de l'impact dynamique sur la dalle en béton armé, nous nous intéresserons au critère de la capacité de perforation du missile. Dans les différentes lois de prédiction, la caractéristique du missile qui est souvent prise en compte est son énergie cinétique, donc la vitesse est le paramètre majeur devant la masse pour perforer (ou pénétrer) la cible. Mais, dans certains cas réels, nous observons pourtant qu'un missile avec une grande masse et une petite vitesse peut être parfois plus agressif qu'un autre missile avec une petite masse et une grande vitesse. Au lieu de prendre en compte l'énergie cinétique du missile pour caractériser sa performance contre une cible, il vaut donc mieux considérer sa quantité de mouvement dans laquelle la masse et la vitesse du missile sont d'importance égale (Magnier et Donzé, 1998). Les valeurs du moment cinétique et de l'énergie cinétique du missile pour chaque essai sont données dans le tableau 4-1. En plus des essais discutés précédemment, quatre essais ont été choisis parmi les données expérimentales de CEA-EDF pour étudier la performance du missile. L'essai D27 et l'essai D28 sont comparés puisqu'ils diffèrent légèrement en termes de quantité de moment cinétique et d'énergie cinétique. A partir de la formule de Fullard, nous obtenons des résultats qui sont toujours comparables aux observations des essais expérimentaux, il n'y a que l'essai D27 qui perforé la dalle (voir la Fig. 4-24). La figure 4-25 présente les résultats numériques de l'influence du taux de renforcement sur la position du missile mesurée à la fin de l'impact. La simulation numérique nous montre que le missile de l'essai D27 a une forte capacité de pénétration par rapport à l'essai D28. De plus, à travers l'étude du taux de renforcement, le résultat numérique nous informe que la dalle de l'essai D27 peut résister à la perforation du missile lorsque le taux de renforcement est supérieur à 2,1 %. Concernant la performance de la dalle entre la pénétration (ou perforation), les résultats des essais D27 et D28 sont raisonnables puisque l'énergie cinétique et le moment cinétique du missile de D27 sont quantitativement supérieurs à ceux du missile de D28.

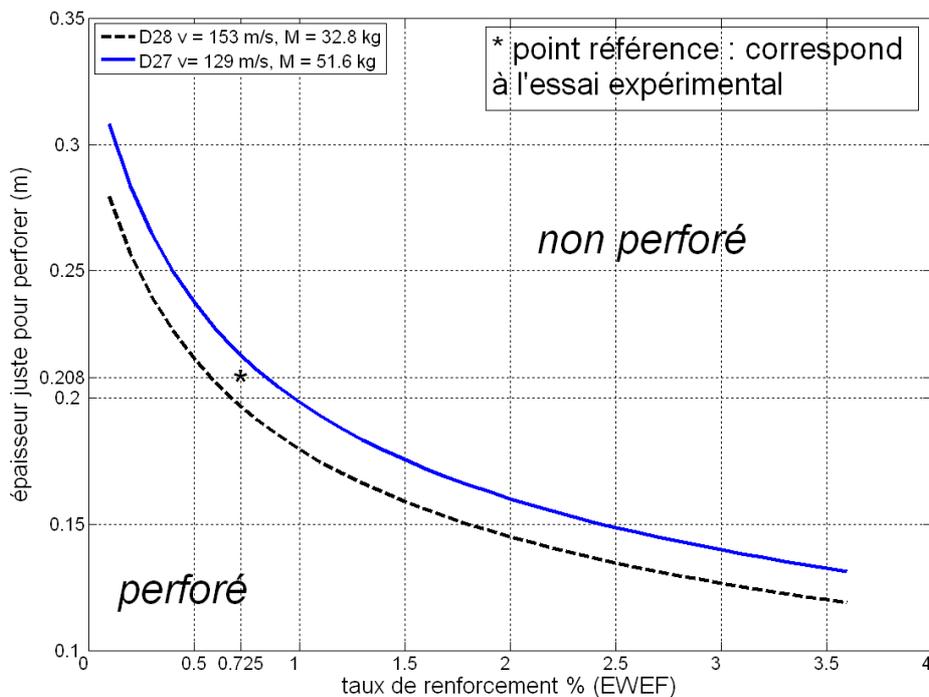


Figure 4-24 : taux de renforcement en fonction de l'épaisseur de la cible juste pour perforer, essais D27 et D28 (tracé par l'Eq. (1-10a))

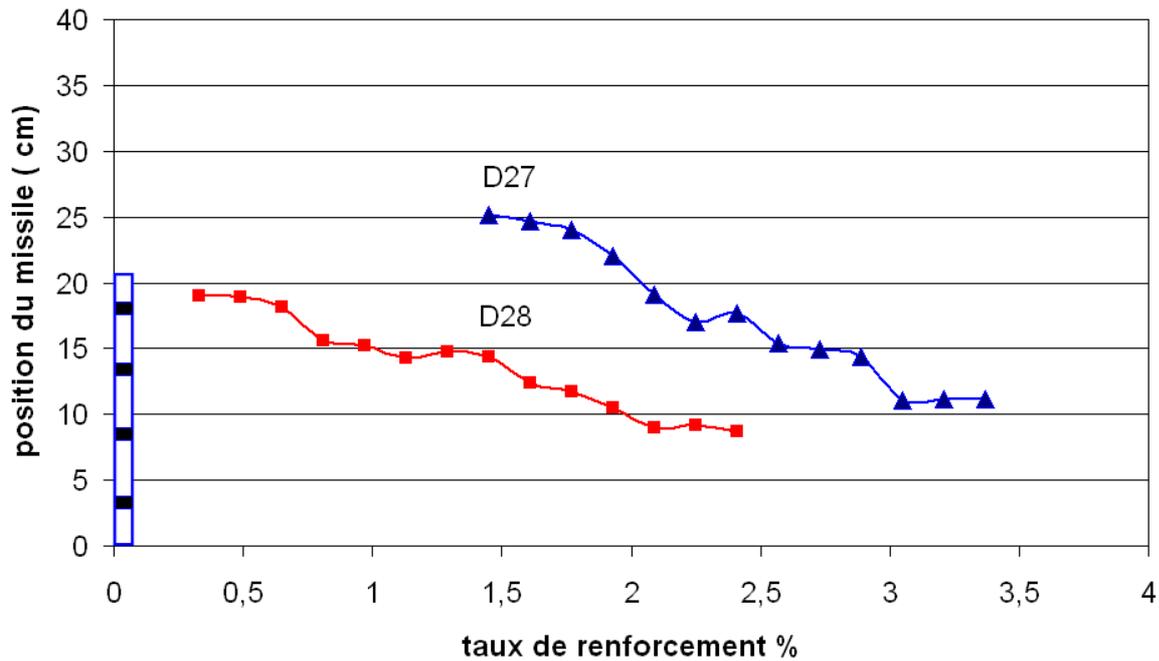


Figure 4-25 : Position du missile à la fin de l'impact pour différents taux de renforcement, essais D27 et D28 (numérique)

Les essais D35 et D37 sont deux configurations d'impact extrême. Le missile de l'essai D35 a une petite masse (31 kg) mais une vitesse d'impact importante (445 m/s) qui entraîne une grande quantité d'énergie cinétique. En revanche, la dalle de l'essai D37 est soumise à un missile de masse importante (303 kg) mais de faible vitesse initiale (49 m/s), ce qui donne une quantité de mouvement importante (voir le Tab. 4-1). L'énergie cinétique du missile de l'essai D35 est supérieure à celle de l'essai D37, en revanche la quantité de mouvement de l'essai D37 est plus importante que celle de l'essai D35. La figure 4-28 montre que dans les deux cas la cible n'est pas perforée selon la prédiction de la formule de Fullard, alors que la perforation est observée expérimentalement pour l'essai D37. Pour ces deux cas, la loi de prédiction de Fullard est mise en défaut. De plus, la formule empirique prédit une meilleure performance de la pénétration pour le missile de l'essai D35 que pour celui de l'essai D37, la vitesse d'impact contribue davantage à la pénétration que la masse du missile. Les essais expérimentaux montrent cependant l'inverse. La formule de Fullard n'est plus valable sur ces cas d'impact extrême. Passons à la simulation de notre modèle numérique. La trajectoire du missile en fonction du temps est présentée dans la figure 4-27, où l'on voit que l'essai D37 conduit à la perforation alors que l'autre missile est arrêté par la dalle. Notre modèle numérique peut toujours prédire correctement le phénomène de perforation pour ces deux cas extrêmes. L'étude du taux de renforcement a été faite également pour les essais D35 et D37. Nous observons dans la figure 4-29 que la cible de D37 est toujours perforée pour une variation du taux de renforcement de 2,3 % à 4,1 %. Pourtant, la courbe de l'essai D35 peut être séparée en deux parties selon le taux de renforcement : lorsque le taux de renforcement est inférieur à 2,7 %, la position finale du missile est dominée fortement par le taux de renforcement, *i.e.* une relation linéaire décroissante entre la profondeur de pénétration et le taux de renfort est observée dans ce régime. En revanche, pour l'autre partie, lorsque le taux de renfort est supérieur à 2.7 %, la profondeur de pénétration du missile reste quasiment la même en changeant le taux de renforcement. Cette observation est en accord avec les lois empiriques. Autrement dit, le renfort joue un rôle important lorsque le missile perforé la majeure partie de la cible. En revanche, si le missile pénètre peu la cible, l'effet de renfort

Chapitre 4. Simulation de l'impact dynamique sur une dalle en béton armé

peut être ignoré, comme remarqué dans le cas D24. C'est la raison pour laquelle le taux de renforcement est souvent considéré, dans les formules empiriques récentes, pour prédire la balistique limite mais pas pour prédire la profondeur de pénétration.

Pour ce dernier cas de figure, nous remarquons que pour une configuration d'impact extrême (masse et vitesse importantes), la formule de Fullard n'est plus valable, alors que la simulation numérique nous donne une prédiction plus correcte. Une deuxième remarque importante à noter est que la masse représente un paramètre de pénétration important.

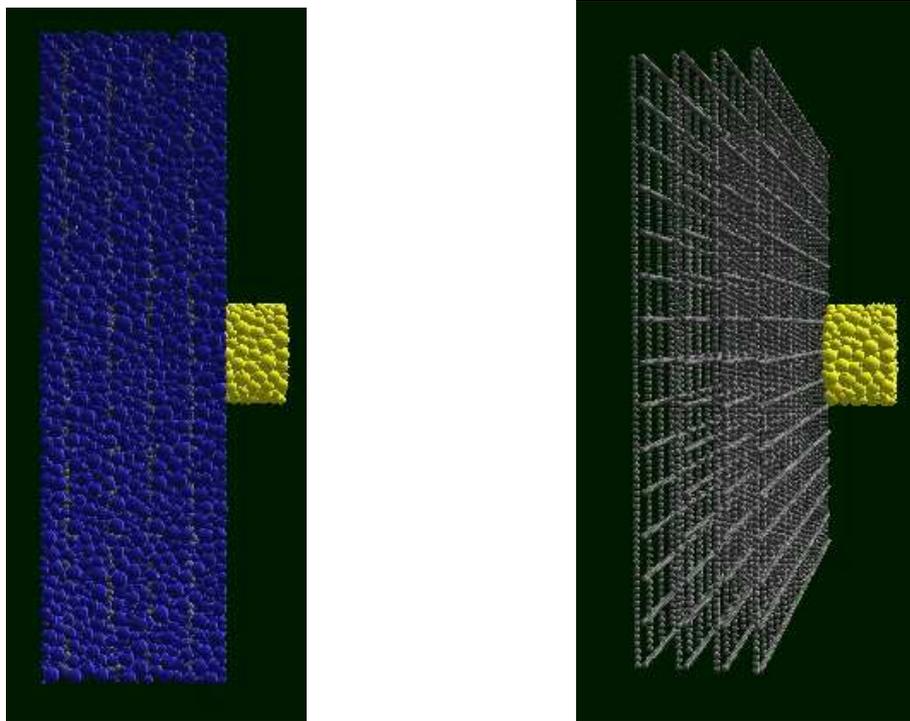


Figure 4-26 : Configuration numérique de l'essai D35

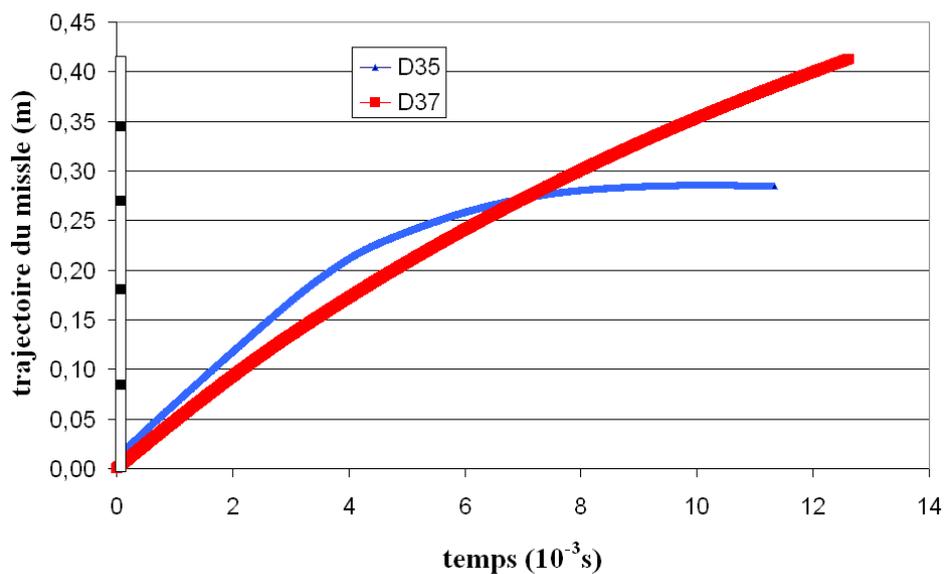


Figure 4-27 : trajectoire du missile en fonction du temps pour la simulation des essais D35 et D37.

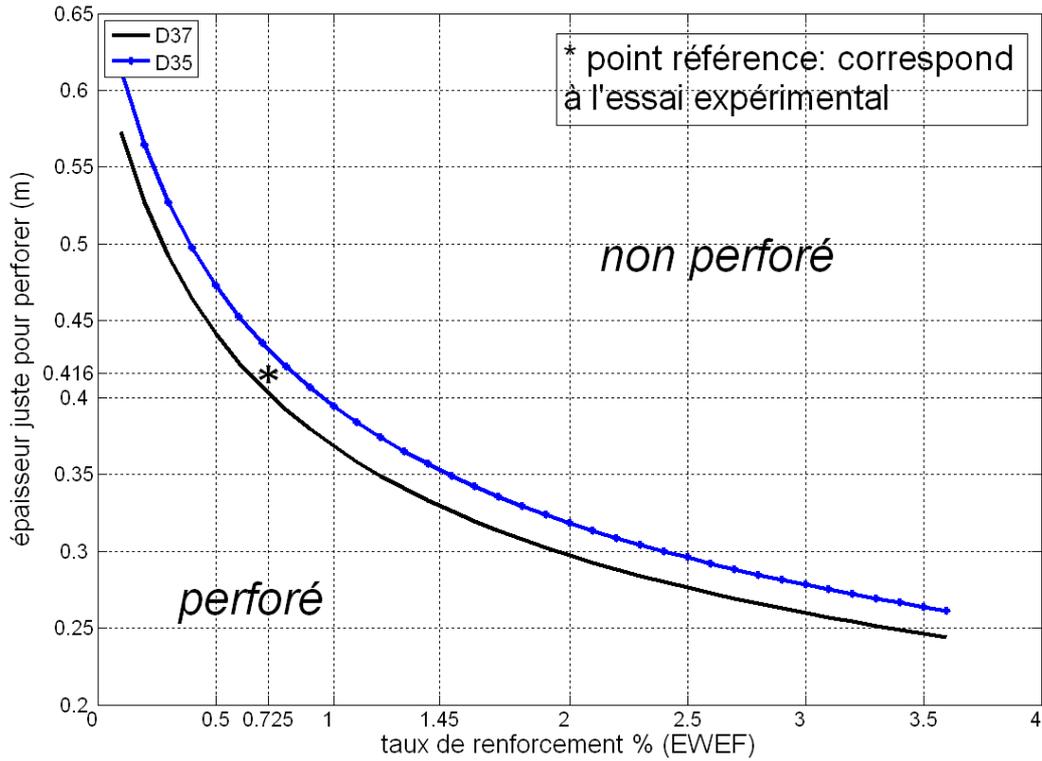


Figure 4-28 : taux de renforcement en fonction de l'épaisseur de la cible juste pour perforer, essais D27 et D35 (tracé par eq.5).

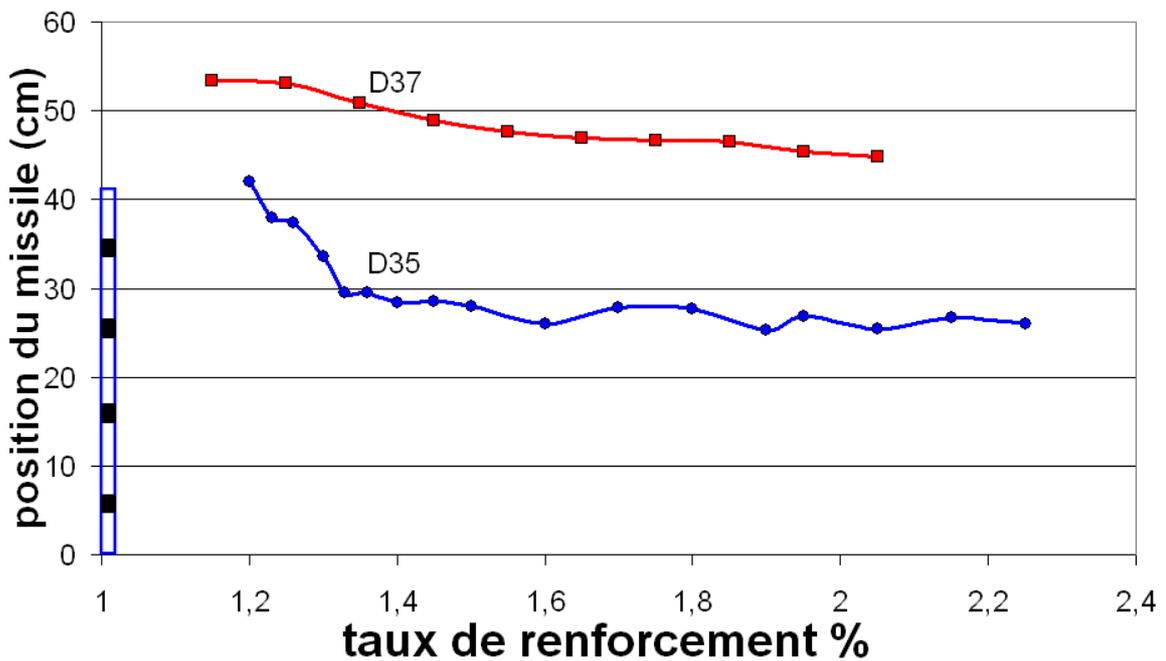


Figure 4-29 : Position du missile à la fin de l'impact avec différents taux de renforcement pour les essais D37 et D35 (numérique).

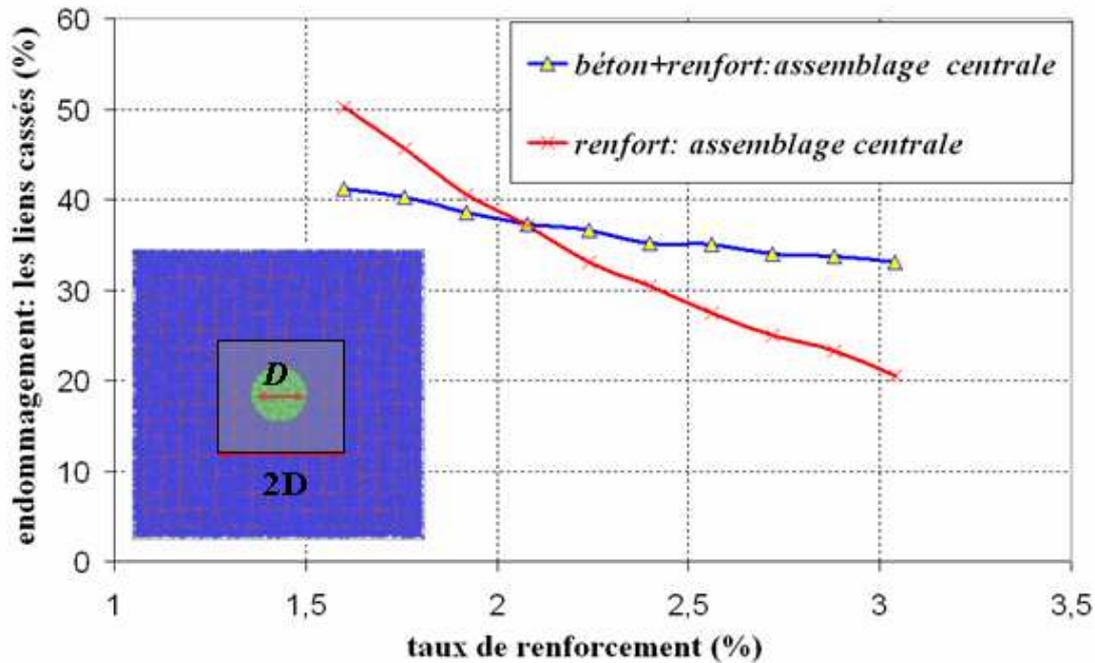


Figure 4-30: Influence du taux de renforcement en fonction du pourcentage de lien cassé pour l'essai D27. La zone d'impact est représentée par un carré de longueur 2D qui est utilisé pour la mesure de lien cassé.

4.7.4 Analyse de l'endommagement de la dalle

Dans le modèle aux éléments discrets, les éléments en contact sont reliés par des liens simulant la force en traction. Afin d'analyser l'endommagement de la structure au cours de la simulation d'impact, les liens cassés sont répertoriés. Cette analyse a été faite sur l'essai D27. Nous supposons que l'endommagement dû à l'impact du missile s'est localisé au centre de la dalle, donc la partie autour de la dalle est peu endommagée. C'est la raison pour laquelle seuls les liens situés dans la zone carrée autour du point d'impact sont calculés (figure 4-30). Un endommagement sérieux est observé dans cette zone d'impact ; les liens perdus parmi les interactions des renforts peuvent varier considérablement de 20% à 50% selon les différents taux de renfort.

La figure 4-31 montre les images capturées après l'impact. La durée de l'impact est la même pour toutes les simulations numériques. Les différents niveaux de pénétration peuvent être distingués facilement en fonction des différentes valeurs de taux de renfort. Plus la dalle est renforcée, plus sa résistance contre la perforation est augmentée.

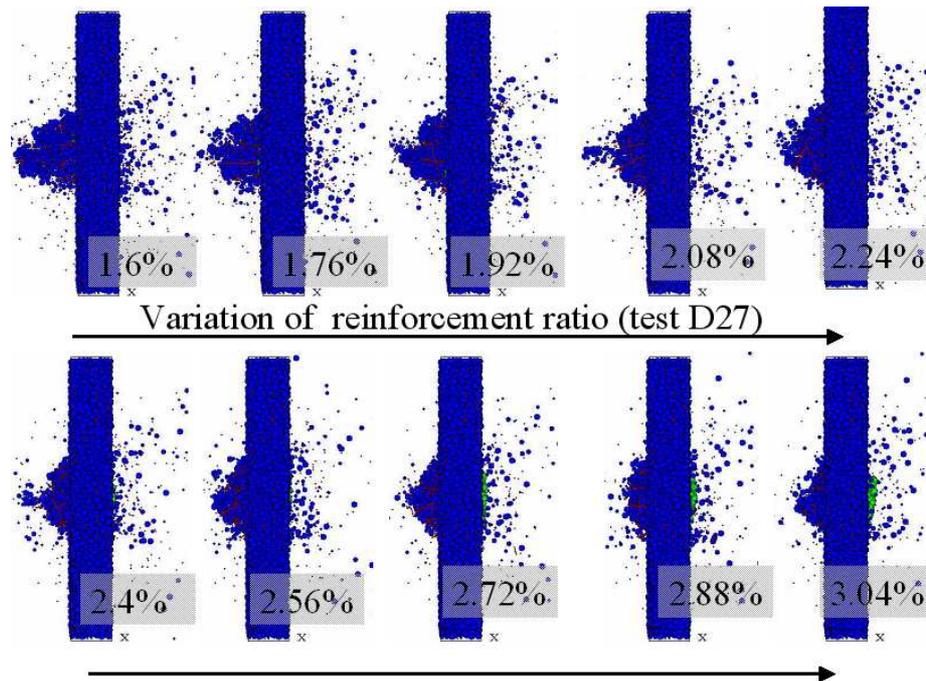


Figure 4-31 : Evolution de la capacité de perforation avec différents taux de renforcement (essai D27 151m/s), perforation observée pour un taux de renforcement inférieur à 2,24 %.

4.7.5 Conclusion

Nous avons étudié la capacité de pénétration du missile en fonction du taux de renfort dans ce paragraphe. Actuellement, peu de données sur l'effet du taux de renforcement pendant l'impact du missile sont disponibles dans la littérature. L'approche numérique nous permet d'étudier ce paramètre. Le modèle numérique est capable de prédire la perforation due à l'impact avec la caractéristique d'un missile connu. Ainsi pour les cas de condition d'impacts extrêmes (D35, D37), les résultats nous montrent que la quantité de moment est parfois plus indiqué que l'énergie cinétique lorsque l'on veut prédire la perforation, *i.e.* le rôle de la masse du missile a un effet majeur sur l'endommagement de la dalle (l'effet d'inertie). Une observation intéressante est que le taux de renforcement joue un rôle important lorsque le missile a tendance à perforer la cible.

4.8 Conclusion générale

Les essais de CEA-EDF sur l'impact du missile contre la cible en béton armé ont été simulés avec un modèle aux éléments discrets dont les lois de comportements locales ont été développées pour représenter au mieux les propriétés du béton. Les configurations numériques ont été générées de manière la plus fidèle possible aux conditions d'expérimentation ; la dalle en béton, les différents couches de l'armature et l'impacteur ont été générés séparément. Les résultats montrent que le modèle ED est capable de reproduire quantitativement les différents aspects de l'impact local, comme la pénétration, l'écaillage et la perforation suivant les conditions d'impact appliquées. La loi de comportement locale avec le durcissement et l'endommagement en compression et l'adoucissement en traction a été calibrée au chapitre précédent. Dans les différentes simulations numériques, on constate que cette loi de comportement minimum, et pourtant déjà complexe, est nécessaire pour simuler

Chapitre 4. Simulation de l'impact dynamique sur une dalle en béton armé

quantitativement un impact dynamique lorsque l'épaisseur de la dalle est importante devant le diamètre du missile. En revanche, pour une dalle mince (où le diamètre du missile reste du même ordre de grandeur que l'épaisseur de la dalle), une loi purement élastique en compression est suffisante pour reproduire les phénomènes locaux de l'impact.

Grâce à la simulation numérique, certains paramètres d'impact ont été étudiés, particulièrement la forme de nez du missile et l'armature présente dans la cible. Les simulations numériques ont été comparées avec des lois de prédiction empiriques lorsque les résultats expérimentaux n'étaient pas disponibles. Pour le premier cas d'étude paramétrique concernant un impact sur une cible mince, nous avons fait varier la longueur de nez du missile (type nez conique). La formule de Chen et Li prédit une augmentation de la profondeur de pénétration lorsque le nez du missile devient de plus en plus pointu. Cependant, le résultat numérique montre qu'un missile à nez plat pénètre d'avantage qu'un missile à nez conique (0,1 m de longueur de nez). Ceci a été observé au moment de l'essai expérimental. A travers la visualisation du champ de déplacement au cours de la simulation numérique, on remarque que l'écaillage a eu lieu dans la face arrière de la dalle pendant l'impact du missile à nez plat. Le missile peut progresser d'avantage dans la dalle grâce à la formation de l'écaillage. L'effet de l'écaillage est relativement peu étudié par la loi de prédiction empirique, mais le modèle ED est capable de le prendre en compte au cours de l'impact du missile. En outre, l'utilisation de la MED a permis d'explorer l'état d'endommagement de la dalle après l'essai, endommagement qui s'effectue simultanément à l'enfoncement local de la dalle.

L'effet du taux de renforcement a été également étudié par la simulation numérique. Le changement de taux de renfort a été réalisé en faisant varier directement le diamètre de l'armature. Comme prévu, plus la dalle est renforcée et plus sa résistance contre l'impact du missile augmente. L'utilisation de l'armature est surtout efficace pour éviter la perforation.

Le critère de l'impact du missile est discuté en comparant la performance du missile en termes de quantité de mouvement et d'énergie cinétique. Le résultat montre que l'énergie cinétique n'est pas toujours la plus indiquée pour représenter la performance d'un missile au cours de l'impact contre une dalle, et que la masse du missile peut parfois être le paramètre principal dominant la profondeur de pénétration. La question de savoir quel est le paramètre majeur du missile (la masse et la vitesse) pour prédire les phénomènes locaux d'impact, est donc encore ouverte. Actuellement, les lois de prédictions utilisées sont des expressions non-homogènes (par exemple, la formule de Berriaud). L'objectif serait de formuler les lois de prédictions sur des bases plus physiques grâce à la contribution des modèles numériques tels que ceux développés dans le cadre de cette étude.

Ces résultats numériques montrent l'utilité et les possibilités de la méthode aux éléments discrets, particulièrement pour simuler des impacts sur structures en béton en vue de faire des études prédictives.

Conclusions et perspectives

Dans le cadre de cette thèse, nous avons développé un modèle numérique basée sur la Méthode des Eléments Discrets, afin d'étudier l'impact d'un missile rigide sur un voile de béton armé. Le modèle permet de simuler le comportement du béton pour différents types de chargement, aussi bien en quasi-statique qu'en dynamique. Un protocole a été proposé pour calibrer les paramètres du modèle numérique et de vérifier sa validité par son caractère prédictif. Suite à cela, des essais d'impact sur une dalle en béton ont été simulés. Ces essais d'impact représentent une composante importante de ce travail de thèse. Durant cette deuxième partie, nous avons cherché à caractériser la réponse locale d'une structure soumise à un impact: la pénétration, la perforation et l'écaillage. Les résultats numériques ont été comparés aux observations expérimentales. Enfin, des études paramétriques ont été réalisées pour évaluer les effets de l'armature et de la forme de nez du missile à l'impact. Les résultats obtenus dans ce travail de thèse nous permettent de proposer certaines conclusions présentées par la suite.

Phase de génération de l'échantillon

La génération de l'échantillon est réalisée grâce à la méthode de grossissement (développée dans YADE), les Eléments Discrets (ED) sont d'abord distribués aléatoirement dans un espace donné où aucun contact entre les éléments n'est autorisé à l'état initial. L'isotropie et l'homogénéité sont assurées à la fin de la procédure de création de l'échantillon, grâce à une condition de stabilité (les équations (3-3.a) et (3-3.b)). Suite à une étude réalisée sur le processus de génération, on obtient deux conditions indispensables pour éviter les interpénétrations indésirables entre les ED à la fin de la génération de l'échantillon : a. l'angle de frottement doit être petit, b. le rapport entre le module d'Young et le confinement (E_c / σ_{iso}) devrait être suffisamment grand (ici, nous avons utilisé une valeur supérieure à 2000).

Le concept d'un rayon d'interaction est utilisé, ce qui permet de créer une interaction à distance entre deux ED. Ce lien à distance nous permet de simuler l'effet de la matrice cimentaire. De plus, il est possible de contrôler le nombre de contacts moyens avec cette notion de rayon d'interaction. La réponse élastique en fonction du nombre de coordination a été étudiée. Avec la relation $K^n - E_c$ proposée, le nombre de contacts moyens doit être fixé à 12,5 pour que la valeur de module d'Young donnée localement (E_{locale}) soit égale à la réponse mesurée au module d'Young global ou macro ($E_{globale}$).

Calibration des paramètres par la simulation des essais quasi-statiques

La loi de comportement proposée prend en compte un comportement adoucissant en traction et durcissant en compression. Ainsi, la rupture d'une interaction n'est autorisée qu'en traction, c'est-à-dire que lorsque son déplacement dépasse la limite de rupture $D_{rupture}$. En outre, nous avons introduit le critère de Mohr-Coulomb modifié, afin de contrôler le phénomène de glissement lorsque le cisaillement atteint sa valeur seuil (Voir la Fig. 2-7).

Conclusions et perspectives

Pour calibrer les paramètres du modèle numérique, des essais uni-axiaux et hydrostatiques à une pression de confinement importante ont été simulés. Les résultats ont été comparés avec ceux obtenus par la presse GIGA.

Les simulations des essais uni-axiaux nous permettent de calibrer les paramètres associés au comportement adoucissant (ξ et γ_t) ainsi que ceux liés au glissement (c et ϕ). La simulation de l'essai hydrostatique, quant à elle, nous permet de calibrer les paramètres contrôlant le comportement durcissant (ξ_1 , ξ_2 et D_{dur}). A l'aide du suivi des interactions au cours de la simulation de l'essai hydrostatique, nous avons montré que la loi simplifiée n'est pas capable de reproduire le comportement du béton sous de telles pressions de confinement (650 MPa). La loi de comportement proposée dans ce travail, plus complexe certes, mais plus complète est donc justifiée lorsque le comportement compactant du béton est sollicité.

Deux simulations en compression simple ont été réalisées afin d'étudier l'effet de la discrétisation lors de la simulation numérique. Il s'agit de deux échantillons de même dimension mais dont le nombre d'éléments diffère : un échantillon contient 2400 ED l'autre et 24000 ED. Nous avons montré dans le chapitre 3 que l'énergie dissipée due à la fracturation en traction dépend du rayon des sphères ($G_f \propto R_{Avg}^3$), obtenant alors une réponse indépendante de la taille des ED.

Application à l'impact du missile

La deuxième partie de cette thèse présente des simulations d'essais d'impact sur une dalle en béton armé. Ces simulations d'impact de missile simulent ceux réalisés par le CEA-EDF durant la fin des années 70. Nous avons recherché à caractériser la réponse de la structure selon différents degrés d'endommagement (ou d'effets locaux). Dans un premier temps, nous avons simulé des missiles impactant une dalle mince (0,208 m). Une loi de comportement linéaire en compression a d'abord été utilisée pour évaluer sa limite de validité. Cette loi simplifiée a été utilisée lors du travail de Hentz (Hentz, 2003) et le travail de Frangin (Frangin et al., 2006). Le résultat nous montre que cette loi simplifiée prédit le phénomène de perforation sur cible mince aussi bien que la loi plus complète, qui tient compte du processus de compaction. Ce qui confirme que l'utilisation d'une loi simplifiée est suffisante lorsque la compaction du béton reste marginale pendant l'impact. Autrement dit, l'endommagement de la dalle dans ce cas de figure se manifeste en grande partie sous la forme de fissuration en traction.

Pour mettre en évidence la contribution de la loi de comportement complète, nous avons ensuite simulé des essais d'impact sur une dalle épaisse (0,8 m), avec un rapport plus important entre l'épaisseur de la dalle et le diamètre du missile. La phase de pénétration est cette fois-ci majeure et l'utilisation de la loi de comportement complète devient indispensable pour bien prédire le phénomène d'impact. Les résultats ont été comparés avec une loi de prédiction empirique. Il est intéressant de noter que la profondeur de la pénétration numérique devient plus importante par rapport à celle prédit par la loi empirique lorsque l'écaillage apparaît sur la face arrière de la dalle. Le modèle numérique est donc capable de représenter l'effet d'écaillage alors que cet aspect est peu évoqué dans les lois de prédictions disponibles.

Concernant l'étude paramétrique, les effets de l'armature et de la forme de nez du missile ont aussi été analysés.

Il en ressort que l'armature joue un rôle important lorsque la dalle tend à être perforée par le missile. En revanche, l'effet de renfort peut être ignoré lorsque la profondeur de la pénétration due à l'impact du missile reste relativement faible.

Quant à la simulation de l'effet de la forme de nez du missile, elle nous montre que plus le missile est pointu, plus il peut pénétrer. Cette remarque nous semblait assez logique, et qui est en accord avec la loi de prédiction. Cependant, la simulation numérique nous montre des observations opposées lorsque le diamètre du missile reste en même ordre que l'épaisseur de la dalle. La propagation d'onde générée par un missile à nez plat est plus conséquente en terme d'amplitude que celle générée par un missile à nez conique. Ces ondes peuvent alors participer à la formation d'écaillés conséquentes en face arrière de la cible dans le cas d'une dalle mince, facilitant ainsi la progression du missile. On confirme là aussi que le modèle peut prendre en compte l'effet de l'écaillage lorsque les lois classiques l'ignorent.

Enfin, la performance d'un missile pour perforer une cible est souvent caractérisée par son énergie cinétique. Nous avons simulé des essais d'impact en comparant la contribution respective de l'énergie cinétique et de la quantité de mouvement du missile. Nous avons trouvé que la quantité de mouvement a un effet important lors de la prédiction de la perforation, rendant caduque le simple facteur d'impact basée sur l'énergie cinétique et utilisé pour prédire la pénétration ou la perforation de la cible.

Perspectives

Nous sommes convaincus que le modèle développé dans ce travail montre une bonne capacité à reproduire le comportement du béton dans le cas d'impacts dynamiques. Il reste pourtant des travaux à réaliser permettant de compléter la connaissance dans ce domaine.

Il serait intéressant de réaliser à nouveau des essais aux barres d'Hopkinson, afin de réévaluer l'effet de vitesse du béton dans un contexte bien instrumenté. Comme montré dans le chapitre un, l'effet de vitesse du béton peut être traduit par l'effet d'inertie (Donzé et al., 1999). Cependant, les effets de l'eau, de la granulométrie et du confinement, ont besoin d'être revisités.

Concernant la loi de comportement développée dans le modèle, elle a été calibrée par des simulations des essais réalisés en quasi-statique. Pourtant, cette calibration n'est pas suffisante pour développer une loi d'interaction entre un élément béton et un élément armature. Il nous faudrait effectuer des simulations supplémentaires (par exemple, essai d'arrachement de l'armature) afin de mieux formuler l'interaction béton – armature.

Finalement, il serait aussi nécessaire de poursuivre la simulation d'essais triaxiaux commencé dans ce travail de thèse. En effet, quelques essais triaxiaux à déviateur non nuls ont été simulés au cours de cette thèse. Cependant, le comportement n'a pas pu être validé complètement, particulièrement sur la réponse de la dilatation lors de la phase de chargement déviatoire. Cette dernière remarque est considérée comme la perspective majeure, qui pourra nous servir à valider les autres types d'essais expérimentaux.

Bibliographie :

- [ACE, 1946] ACE. *Fundamentals of protective structures Report AT120 AT1207821*, Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, 1946.
- [Adeli et Amin, 1985] Adeli, H. and Amin, A. M. Local effects of impactors on concrete structures. *Nuc. Eng. Design*, Vol. 88, 1985; pp. 301-317.
- [Ågårdh et Laine, 1999] Ågårdh L. and Laine L. 3D FE-simulation of high velocity fragment perforation of reinforced concrete slabs. *Int. J. Impact Eng.* Vol. 22, 1999, pp. 911– 922.
- [Alderson *et al.*, 1977] Alderson, M. A. H. G., David, L. L., Bartley, R. and O'Brien, T. P. *Reinforced concrete behaviour due to missile impact*, Transactions of the 4th International conference on structural mechanics in reactor technology, J7/7, Vol. J(b), 1977.
- [Allen et Tildesley, 1987] Allen, M.P. and Tildesley, D.J. *Computer simulation of liquids*, 1987.
- [Amirikian, 1950] Amirikian, A. *Design of protective structures*. Report NT-3726, Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, 1950.
- [Barber, 1973] Barber, R.B. *Steel rod/Concrete slab impact test (experimental simulation)*, Job No. 90142, Scientific Development, Bechtel Corporation, Oct., 1973.
- [Bardet, 1994] Bardet J.P. Observations on the effects of particle rotations on the failure of idealized granular materials, *Mechanics of Materials*, Vol. 18, 1994, pp. 159-182.
- [Bazant *et al.*, 2000] Bazant Z. P., Caner, F. C., Adley, M. D. and Aker, S. A. Fracture rate effect and creep in microplane model for dynamics. *J. Eng. Mech.* Vol. 126, No. 9, 2000, pp. 962-970.
- [Belheine *et al.*, 2008] Belheine, N., Plassiard, J. P., Donze, F. V., Darve, F. and Seridi, A. Numerical Simulation of Drained Triaxial Test Using 3D Discrete Element Modeling, *Computers and Geotechnics*, DOI 10.1016/j.compgeo.2008.02.003, 2008
- [Ben Romdhane et Toutlemonde, 1997] Ben Romdhane, M.R. and Toutlemonde, F. *Modélisation discrète de la fissuration du béton sous chargement dynamique*. Actes du troisième Colloque National en Calcul des Structures. 1997, pp. 703-708.
- [Berriaud *et al.*, 1978] Berriaud, C., Sokolovsky, A., Gueraud, R., Dulac J. and Labrot R. Local behaviour of reinforced concrete walls under missile impact. *Nuc. Eng. Design*, Vol. 45, 1978, pp. 457-469.
- [Berthaud, 1988] Berthaud, Y. *Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore*. 1988, thèse de Génie Civil : Université de Paris VI, 175p.
- [Berthollet, 2003] Berthollet A. *Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité : interaction des déformations de fluage et du comportement non-linéaire du matériau*. 2003, Thèse de doctorat de l'Ingénieur Génie Civil et Urbanisme de l'INSA de Lyon.
- [Beth, 1941] Beth, R. A. *Penetration of projectiles in concrete*. PPAB Interim Report No.3, November 1941.
- [Bischoff et Perry, 1991] Bischoff, P. H. and Perry, S. H. Compression behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and structures*, Vol. 24, 1991, pp. 425-450.
- [Brara et Klepaczko, 2006] Brara, A. and Klepaczko, J. R. Experimental characterization of concrete in dynamic tension. *Mechanics of Materials*, Vol. 38, 2006, pp. 253-267.
- [Burlion, 1998] Burlion, N. *Compaction des bétons: éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*. 1998. Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.

Bibliographies

- [Calvetti *et al.*, 2003] Calvetti, F., Viggiani, G. and Tamagnini, C. A numerical investigation of the incremental non-linearity of granular soils. *Italian Geotechnical Journal, Special Issue on Mechanics and Physics of Granular Materials*, 2003.
- [Calvetti *et al.*, 2006] Calvetti, F., Di Prosco, C. and Vecchioti, M. Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils, *Rivista Italiana Di Geotecnica*, No. 4, 2006.
- [Chareyre, 2003] Chareyre, B. *Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets – application aux ancrages en tranchées en tête de talus*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2003.
- [Chelapati et Kennedy, 1972] Chelapati, C. V. and Kennedy, R. P. Wall I.B., Probabilistic assessment of hazard for nuclear structures. *Nucl. Eng. Des.*, Vol. 19, 1972, pp. 333-64.
- [Chang, 1981] Chang, S., Impact of solid missiles on concrete barriers. *J. Structure Div. ASCE* Vol. 107(ST2), 1981, pp. 257-271.
- [Cundall, 1987] Cundall, P. A. Distinct element models for rock and soil structure. In E.T. Brown, editor, *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*, 1987, pp. 129-163, London, George Allen and Unwin.
- [Cundall et Hart, 1992] Cundall P. A. and Hart R. D. Numerical modelling of discontinua. *Engineering computations*. Vol. 9, 1992, pp. 101-113.
- [Cundall et Strack, 1979] Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. A discrete numerical model for granular assemblies, *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, 1979, pp. 47-65.
- [Cusatis *et al.*, 2003] Cusatis, G., Bažant, Z. P. and Cedolin, L. Confinement–Shear Lattice Model for Concrete Damage in Tension and Compression. I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 129, No, 12, 2003, pp. 1439-1448.
- [Cusatis *et al.*, 2003] Cusatis, G., Bažant, Z. P. and Cedolin, L. Confinement–Shear Lattice Model for Concrete Damage in Tension and Compression. II: Numerical implementation and Validation. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 129 No. 12, 2003, pp. 1449-1458.
- [Cusatis et Pelessone, 2006] Cusatis, G. and Pelessone, D. *Mesolevel simulation of reinforced concrete structures under impact loadings*. Proceedings of the EURO-C 2006 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, 27-30 March 2006, Mayrhofen, Tyrol, Austria. ISBN 10: 0 415 39749 9. pp. 63-70.
- [Chen et Li, 2002] Chen, X. W. and Li, Q. M. Deep penetration of a non-deformable projectile with different geometrical characteristics. *Int. J Impact Eng.* Vol. 27, 2002, pp. 619-637.
- [DGA, 2002] DGA. Projet d'étude amont n°000701, *modèles matériaux pour simulation en dynamique rapide –thème béton*, 2002. Date de lancement : Décembre 2002, Client : DGA/STTC, Durée : 4 ans, Coût : 1,7 M€.
- [Dancygier, 1997] Dancygier, A. N. Effect of reinforcement ratio on the resistance of reinforced concrete to hard projectile impact. *Nucl. Eng. Des.* Vol. 172, 1997, pp.233-245.
- [Dancygier, 2000] Dancygier, A. N. Scaling of non-proportional non-deforming projectiles impacting reinforced concrete barriers. *Int. J Impact Eng.*, Vol. 24, 2000, pp. 33-55.
- [Dhir et Sangha, 1974] Dhir, R. K. and Sangha, R.M. Development and propagation of microcracks in plain concrete. *Materials and Structures*. Vol. 7, No. 1, 1974, pp. 17-23.
- [Donzé et Magnier] Donzé, F. V. and Magnier, S.A. Formulation of a three-dimensional numerical model of brittle behaviour, *Geophysics. J. Int.*, Vol. 122, 1995, pp.790-802.
- [Donzé *et al.*, 1999] Donzé, F. V., Magnier, S. A., Daudeville, L. Mariotti, C. and Davenne, L. Study of the behaviour of concrete at high strain rate compressions by a discrete element method. *ASCE J. of Eng. Mech.* Vol. 125, No. 10, 1999, pp. 1154-1163.
- [Eibl et Schmidt-Hurtienne, 1999] Eibl, J. and Schmidt-Hurtienne, B. Strain-rate sensitive law for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 125, No. 12, 1999, pp. 1411-1420.

Bibliographies

- [Fiquet et Dacquet, 1977] Fiquet, G. and Dacquet, S. Study of the perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles – experimental study, part II. *Nucl. Eng. Des.* Vol. 41, 1977, pp.103-120.
- [Forquin *et al.*, 2008] Forquin, P., Gary, G. and Gatuingt, F. A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain. *Int. J Impact Eng.* Vol. 35, 2008, pp. 425-446.
- [Forrestal *et al.*, 1994] Forrestal, M. J., Altman, B. S., Cargile, J. D. and Hanchak, S. J. An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets. *Int. J. Impact. Eng.* Vol. 15, No. 4, 1994, pp. 395–405.
- [Forrestal *et al.*, 1996] Forrestal, M. J., Frew, D. J., Hanchak, S. J. and Brar, N. S. Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles. *Int. J Impact Eng.* Vol. 18, No. 5, 1996, pp. 465-476.
- [Forrestal et Hanchak, 2002] Forrestal, M. J. and Hanchak, S. J. Penetration limit velocity for ogive-nose projectiles and limestone targets. *J. Appl. Mech.* ASME, Vol. 69, 2002, pp. 853-4.
- [Frangin *et al.*, 2006] Frangin, E., Marin F. and Daudeville L. On the use of combined finite/discrete element method for impacted concrete structure, *Journal of physics IV*, Vol. 134, August 2006, pp. 461-466.
- [Frew, 2006] Frew, D. J., Forrestal, M. J. and Cargile, J. D. The effect of concrete target diameter on projectile deceleration and penetration depth. *Int. J Impact Eng.* Vol. 32, No. 10, 2006, pp. 1584-94.
- [Fullard *et al.*, 1991] Fullard, K., Baum, M. R. and Barr, P. The assessment of impact nuclear power plant structures in the United Kingdom. *Nucl. Eng. Des.* 1991; 130:113-120.
- [Gabet, 2006] Gabet, T. *Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes : Influence du trajet de chargement.* Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2006.
- [Gatuingt *et al.*, 2006] Gatuingt, F., Ragueneau, F. and Desmorat, R. Implantation numérique d'un modèle d'endommagement anisotrope non – local. *Risque et environnement*, Vol. 10, 2006, pp. 391 – 404.
- [Georgin et Reynouard] Georgin, J. F. and Reynouard, J. M. Modelling of structures subjected to impact: concrete behaviour under high strain rate. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 25, 2003, pp. 131-143.
- [Goldstein *et al.*, 1977] Goldstein, S., Berriaud, C. and Labrot, R. Study of the perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles – experimental study, part III. *Nucl. Eng. Des.* Vol. 41, 1977, pp. 121-128.
- [Gopalaratnam et Shah, 1984] Gopalaratnam, V. S. and Shah, S. P. *Instrumented impact testing of brittle materials*, in Engineering Mechanics in Civil Engineering. ASCE, New York 1984, Vol. 1, pp. 635-639.
- [Gordon et Joyce, 1992] Gordon, R. J. and Joyce, A. Schonhardt. Some parametric sensitivity analyses for high velocity impact computations. *Nuclear Engineering and Design.* Vol, 138, No. 1, 1992, pp. 75-91.
- [Gueraud *et al.*, 1977] Gueraud, R., Sokolovsky, A., Kavyrchine, M. and Astruc, M. Study of the perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles – experimental study, part I. *Nucl Eng Des*, Vol, 41, 1977, pp. 91-102.
- [Gupta et Seaman, 1975] Gupta, Y. M., and Seaman, L. Dynamic behaviour of reinforced concrete under missile impact loading, second ASCE specialty conference on *structural design of nuclear plant facilities*, 1975, I-A:637.
- [Haldar et Hamieh, 1984] Haldar, A. and Hamieh, H. Local effect of solid missiles on concrete structures. ASCE, *J Struct. Div.*, Vol. 110, No. 5, 1984, pp. 948-960.
- [Hanchak *et al.*, 1992] Hanchak, S. J., Forrestal, M. J., Young, E. R. and Ehrgott, J. Q. Perforation of concrete slabs with 48 MPa (7 ksi) and 140 MPa (20 ksi) unconfined compressive strengths, *Int. J Impact. Eng.*, Vol. 12, No. 1, 1992, pp. 1-7.

Bibliographies

- [Hentz, 2003] Hentz, S. *Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets*, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2003.
- [Hentz et al., 2003] Hentz, S., Daudeville, L. and Donzé, F. V. Modélisation du comportement dynamique du béton par la méthode des éléments discrets, *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 7, No. 10, 2003, pp.1325-1347.
- [Hentz et al., 2004] Hentz, S., Donzé, F. V. and Daudeville, L. Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates, *Computers and Structures*, Vol. 82, No. 29-30, 2004, pp. 2509-2524.
- [Hughes, 1984] Hughes, G. Hard missile impact on reinforced concrete. *Nucl. Eng. Des.* Vol. 77, 1984, pp. 23-35.
- [Itasca, 2003] Itasca. PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions), Version 3.0. *Itasca Consulting Group Inc.*, Minneapolis, Minnesota; 2003.
- [Iwashita et Oda, 1998] Iwashita, K. and Oda, M. Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM. *Journal of engineering mechanics*, Vol. 124, 1998, pp. 285-292.
- [Jamet et al., 1984] Jamet, P., Millard, A. and Nahas, G. *Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa*. International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions. Vol. 1, 1984, pp 133-140. Toulouse: Presses de l'université Paul Sabatier.
- [Jankov et al., 1976] Jankov, A. D., Shanahar, J. A. and White M. P. *Missile tests of quarter-scale reinforced concrete barriers*, Proceedings of the symposium on tornadoes-assessment of knowledge and implications for man, June, 1976, Texas Tech University.
- [Jerier et al., 2008] Jerier, J. F., Imbault, D., Donze, F. V. and Doremus, P. A geometric algorithm based on tetrahedral meshes to generate an dense polydisperse sphere packing, *Granular Matter*, accepted, to appear, 2008.
- [Jonas et al., 1979] Jonas, W., Meschkat, R., Riech, H. and Rüdiger, E. *Experimental investigations to determine the kinetic ultimate bearing capacity of reinforced concrete slabs subject to deformable missiles*, Proc. 5th SMiRT, Berlin, 1979, J8/3.
- [Kar, 1978] Kar, A. K. Local effects of tornado-generated missile, *J Structural Division*, Vol. 104, No. ST5, 1978, pp. 809-816.
- [Kennedy, 1966] Kennedy, R. P. *Effects of an aircraft crash into a concrete reactor containment building*. Anaheim, CA: Holmes & Narver Inc. 1966.
- [Kennedy, 1976] Kennedy, R. P. A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. *Nucl. Eng. Des.*, Vol. 37, 1976, pp. 183-203.
- [Knuth, 1973] Knuth, D. E. *The art of computer programming, chap. 3, Sorting and searching*. Reading, Masee, 1973, USA: Addison Wesley.
- [Kruzic et Eibl, 2005] Kruzic, N. J. and Eibl, J. Application limits of finite element models for simulation of shock transfer processes in concrete structures. *Nucl. Eng. Des.*, Vol. 235, 2005, pp. 1789-1798.
- [Langston et al., 1995] Langston, P. A., TUZUN, U. and Heyes, D. M. Discrete element simulation of granular flow in 2D and 3D hoppers: dependence of discharge rate and wall stress on particle interactions. *Chemical Eng. Science*, Vol. 50, No. 6, 1995, pp. 967-987.
- [Li et Chen, 2003] Li, Q. M. and Chen, X. W. Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile. *Int. J. Impact Eng.* Vol. 28, No. 1, 2003, pp. 93-116.
- [Li et al., 2005] Li, Q. M., Reid, S. R., Wen, H. M. and Telford, A. R. Local impact effects of hard missiles on concrete targets. *Int. J. Impact Engineering*, Vol. 32, No. 1-4, 2005, pp. 224-284.

Bibliographies

- [Liu et Yuan, 2000] Liu, L. and Yuan, Y. Dynamic simulation of powder compact by random packing of monosized and polydisperse particles. *J. Materials Science Letters*, Vol, 19, 2000, pp. 2000.
- [Lu et Xu, 2004] Lu, Y. and Xu, K. Modelling of dynamic behaviour of concrete materials under blast loading. *Int J Solids Struc.* Vol. 41, 2004, pp. 131-143.
- [Ludovic *et al.*, 2006] Ludovic, J., Antonio, H., Gilles, P. C. and Shahrokh, G. An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests comparison with an isotropic damage model. *Comput. Methodes Appl. Mech. Eng.*, Vol. 195, 2006, pp. 7077-7092.
- [Magnier et Donzé, 1998] Magnier, S. A. and Donzé, F. V. Numerical simulation of impacts using a discrete element method. *Mech. Cohes - Frict Mater.* Vol. 3, 1998, pp. 257 – 276.
- [Mazars, 1984] Mazars, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. 1984, Thèse de doctorat d'état de l'université de Paris VI.
- [Moreau, 1994] Moreau, J. J. Some numerical methods in multibody dynamics, application to granular materials. *Eur. J. Mech A.*, Vol. 13, No. 4, 1994, pp. 93-114.
- [Morin et Maso, 1982] Morin, D. and Maso, J. C. Fluage en traction des bétons ordinaires et des bétons légers. *Matériau et Constructions*. Vol. 15, No. 89, 1982, pp. 469-473.
- [Nawrocki et Mroz, 1998] Nawrocki, P. A. and Mroz, Z. A viscoplastic degradation model for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 35, No. 7, 1998, pp. 991-1000.
- [NDRC, 1946] NDRC. Effects of impact and explosion. *Summary Technical Report of Division 2*, vol. 1, 1946, National Defence Research Committee, Washington, DC.
- [O'Connor, 1996] O'Connor, R. M. *A distributed discrete element modelling environment-algorithms, implemmentatiion and applications*. PhD thesis, 1996, Massachusetts institute of technology, Cambridge, Massachusetts.
- [Phoummavong, 2003] Phoummavong, V. Cours en ligne: *Matériaux de construction, Chapitre 6 : le béton*, 2003.
- [Plassiard, 2007] Plassiard, J. P. *Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impact de blocs rocheux sur structures de protection type merlons*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2007.
- [Polanco-Loria *et al.*, 2008] Polanco-Loria, M., Hopperstad, O. S., Børvik, T. and Berstad, T. Numerical predictions of ballistic for concrete slabs using a modified version of the HJC concrete model. *Int. J. Impact Eng.*, Vol. 35, 2008, pp. 290-303.
- [Poschel et Schwager, 2005] Poschel, T. and Schwager, T. *Computational Granular Dynamics: Models and Algorithms*. Springer, 2005, ISBN : 3540214852.
- [Potyondy *et al*, 1996] Potyondy, D. O., Cundall, P. A. and Lee, C. A. Modelling rock using bonded assemblies of circular particles. *Rock Mechanics*. 1996, pp. 1937-1944.
- [Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005] Reynouard, J. M. and Pijaudier-Cabot, G. *Comportement mécanique du béton*. 2005.
- [Rossi, 1997] Rossi, P. *Strain rate effects in concrete structures: the LCPC experience*. *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, Supplement March, 1997, pp. 54-62.
- [Rossi et Toutlemonde, 1996] Rossi, P. and Toutlemonde, F. Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete : description of the physical mechanisms. *Materials and structures*. Vol. 29, No. 186, 1996, pp. 116-118.
- [Rossi *et al.*, 1994] Rossi, P., Van Mier, J. G. M., Toulemonde, F., Le Maou, F. and Boulay, C. Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. *Materials and structures*, Vol. 27, 1994, pp. 260-264.

Bibliographies

- [Rotz, 1975] Rotz, J. V., *Results of missile impact tests on reinforced concrete panels*, Second ASCE specialty conference on structural design of nuclear plant facilities, 1-A, 1975, held at New York, N.Y.
- [Rousseau *et al.*, 2007] Rousseau, J., Marin, P. and Daudeville, L. Discrete element modeling of reinforced concrete with a particular steel-concrete interface. *Discrete Element Group for Hazard Mitigation*. Annual Report 2007.
- [Sage et Pfeiffer, 1979] Sage, R. and Pfeiffer, A. *Response of reinforced concrete targets to impacting soft missiles*. An FRGMRT-UKAEA co-operation in tests to validate computer codes and scaling laws, Proc. 5th SMiRT, Berlin, 1979, J8/4.
- [Samuely et Hamann, 1939] Samuely, F. J. and Hamann, C. W. *Civil protection*. The Architectural Press, 1939.
- [Sawamoto *et al.*, 1998] Sawamoto, Y., Tsubota, H., Kasai, Y., Koshika, N. and Morikawa, H. Analytical studies on local damage to reinforced concrete structures under impact loading by discrete element method. *Nucl. Eng. Design*, Vol, 179, 1998, pp. 157-177.
- [Scholtès *et al.*, 2008] Scholtès, L., Chareyre, B., Nicot, F. and Darve, F. Micromechanics of Granular Materials with Capillary Effects. *International Journal of Engineering Science*, (in press) 2008.
- [Shirai *et al.*, 1994] Shirai, K., Ito, C. and Onuma, H. Numerical studies of impact on reinforced concrete beam of hard missile. *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 150, 1994, pp. 483-489.
- [Shiu *et al.*, 2006a] Shiu, W., Donzé, F. V. and Magnier, S. A. Numerical study of rockfalls on covered galleries by the Discrete Elements Method, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 11, No. D, 2006.
- [Shiu *et al.*, 2006b] Shiu, W., Donzé, F. V. and Daudeville, L., Discrete element modelling of missile impacts on a concrete slab, *First edition of the Euro Mediterranean Symposium On Advances in Geomaterial and Structures*, Hammamet Tunisia, 5-7 May 2006.
- [Shiu *et al.*, 2007] Shiu, W., Donzé, F. V. and Daudeville, L. Discrete element modelling of missile impacts on a reinforced concrete target, *International Conference on Computational Fracture and Failure of Materials and Structures*, June 11-13, Nantes, France, 2007.
- [Shiu *et al.*, 2008a] Shiu, W., Donzé, F. V. and Daudeville, L. *Compaction process in concrete during missile impact: a DEM analysis*, *Computers and Concrete*, accepted, to appear, 2008
- [Shiu *et al.*, 2008b] Shiu, W., Donzé, F. V. and Daudeville, L. Penetration prediction of missiles with different nose shapes by the discrete element numerical approach, *Computers and Structures*, Vol. 86, No. 21-22, 2008, pp. 2079-2086.
- [Sibille *et al.*, 2005] Sibille, L., Donzé, F. V., Darve, F. and Nicot, F. *Failure in granular media: A discrete analysis*, Proceedings Powder and Grains 2005, Stuttgart, 2005.
- [Sibille, 2006] Sibille, L. *Modélisation discrète de la rupture dans les matériaux granulaires*, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 2006.
- [Sibille, *et al.*, 2007] Sibille, L., Nicot, F. Donzé, F. V. and Darve, F. Material instability in granular assemblies from fundamentally different models, *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 31, 2007, pp. 457-481.
- [Silling et Forrestal, 2007] Silling, S. A. and Forrestal, M. J. Mass loss from abrasion on ogive-nose steel projectiles that penetrate concrete target. *Int. J. Impact Eng.* Vol. 34, 2007, pp. 1814-1820.
- [Sliter, 1980] Sliter, G. E., Assessment of empirical concrete impact formulas. *ASCE J. Struct. Div.* Vol. 106, No. ST5, pp. 1023-45.
- [Teng *et al.*, 2004] Teng, T. L., Chu, Y. A., Chang, F. A. and Chin, H. S. Simulation model of impact on reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, 2004, pp. 2067-2077.

Bibliographies

- [Terrien, 1980] Terrien, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, No. 105, 1980, pp. 65-72.
- [Tieng, 2007] Tieng, V. T. *Etude du comportement du béton par la méthode des éléments discrets application aux sollicitations dynamiques de type « impact »*. Mémoire de stage, 2007, université de Rennes 1.
- [Torrenti, 1993] Torrenti, J. M. *Comportement mécanique du béton – Bilan de 6 années de recherché. Mémoire d'Habilitation à diriger des travaux de recherche*. 1993, université de Paris VI, 158p.
- [Vu, 2007] Vu, X. H. *Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment*, Thèse de doctorat, Univesité Jopesh Fourier, Grenoble, France, 2007.
- [Warren *et al.*, 2004] Warren, T. L., Fossum, A. F. and Frew, D. J. Penetration into low-strength (23 MPa) concrete: target characterization and simulations. *Int. J Impact Eng.*, Vol. 30, 2004, pp. 477 – 503.
- [Weber, 1966] Weber, J. Recherches concernant les contraintes intergranulaires dans les milieus pulvérulents. *Bulletin de Liaison des Ponts-et-Chaussées*, Vol. 20, 1966, pp. 1-20.
- [Yankelevsky, 1997] Yankelevsky, D. Z., Local response of concrete slabs to law velocity missile impact. *Int. J. Impact Eng.*, Vol. 19 No. 4, 1997; pp. 331-343.
- [Zhao et Gary, 1996] Zhao, H. and Gary, G. On the use of SHPB Techniques to determine the dynamic behaviour of materials in the range of small strains. *Int. J. Solids Structures*, Vol. 32, No. 23, 1996, pp. 3363-3375.
- [Zielinski et Reinhardt, 1982] Zielinski, A. J. and Reinhardt, H. W. *Impact stress – strain behaviour of concrete in tension*. RILEM/CEB/IABSE/IASS Interassociation Symposium, Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Proceedings. 1982, pp.112-124.