



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse de Master Recherche en Génie Civil
Option structure
Présentée à l'U.M.M.T.O par
Kezmane Ali

Sujet de thèse:

*Etude d'un voile renforcé avec des barres
diagonales internes par ABAQUS*

Soutenue le 15 Juillet 2010 devant le jury composé de :

Pr. AIT Tahar. K., professeur à l'U.M.M.T.O
Dr. KACHI. M., Maître de conférences "A"
Mr. BOUKAIS Said., M.A.C.C.
Dr. HAMIZI Mohand., Maître de conférences "A"

Président
Examinateur
Examinateur
Promoteur

Cette thèse a été réalisée au Laboratoire LAMOS de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou dans le secteur de génie civil.

J'exprime toute ma gratitude à HAMIZI MOHAND, Maître de conférences à l'université de Tizi-Ouzou mouloud Mammeri, directeur de ce travail, pour son encadrement exceptionnel. Je lui suis particulièrement reconnaissant de m'avoir offert la possibilité de travailler dans le contexte de ces programmes de recherches. Outre ses qualités scientifiques, je le remercie aussi pour sa disponibilité, sa gentillesse et sa sensibilité.

Je tiens à remercier Mr BOUKAIS SAID pour m'avoir proposé un sujet fort intéressant. Il m'a dirigé tout au long de cette étude d'une manière exceptionnelle et a donné les grands axes de recherche, ainsi que tous les petits détails. . L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à sa confiance, à son soutien incessant aussi bien moral que matériel et à ses encouragements permanents.

Je remercie également Messieurs AIT TAHAR KAMEL, BOUKAIS SAID, et KACHI MOHAMED d'avoir accepté de faire partie de mon jury, et qui ont apporté des commentaires et critiques toujours constructives.

J'adresse mes remerciements à MOHAND OULD OUALI, Maître de conférences à l'université de Tizi-Ouzou d'avoir consacré son énormément de son temps à répondre mes questions sur l'utilisation du code ABAQUS et les lois de comportement des matériaux.

J'adresse mes remerciements aussi à HANNACHI NCER EDDINE, le recteur de l'université de Tizi-Ouzou pour les moyens qui a mis à ma disponibilité et ces précieux conseils.

J'exprime ma profonde sympathie à mes deux collègues NAWEL et MOKRANE

DEDICACES

A mes chers parents

A mes chères sœurs

A mes amis (es)

A ceux qui me sont chers

Table des matières

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : étude bibliographique

I.1 INTRODUCTION	03
I.2 Topologie des constructions à voiles	04
I.2.1 Structures mixte avec des voiles associés à des portiques.....	04
I.2.2 Structure à noyau central.....	05
I.2.3 Structure uniquement à voiles.....	05
I.3 Le rôle des voiles en béton armé	06
I.4 Le comportement des voiles.....	09
I.4.1 Les principaux paramètres influant le comportement des voiles.....	11
I.4.2 Modes de ruptures des voiles	11
I.4.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés	11
I.4.2.1.1 Rupture en flexion	11
I.4.2.1.2 Modes de ruptures flexion / effort tranchant	14
I.4.2.1.3 Rupture par effort tranchant	14
I.4.2.2 Modes de ruptures des voiles court.....	16
I.5 Quelques principes de dimensionnement des voiles	19
I.6 Fonctionnement d'un voile court au cisaillement	24
I.6.1 L'analogie du treillis (« <i>Truss analogy</i> »).....	25
I.6.2 Exemple d'un voile court cisailleur	27
I.7 Paramètre contribuent à la résistance à l'effort tranchant	31
I.8 Les différentes techniques de renforcement	33
I.8.1 Technique de renforcement externe à l'aide d'un matériau composite	33
I.8.1.1 Etude expérimentale.....	34
I.8.1.1.1 Descriptions des essais.....	34
I.8.1.1.2 Instrumentation et protocole expérimental.....	35
I.8.1.2 Résultats des essais expérimentaux	36
I.8.1.2.1 Evaluation des gains de charges et mode de rupture.....	36
I.8.1.2.2 Analyse de la rigidité.....	37
I.8.1.3 Conclusion	38
I.8.2 Technique de renforcement interne avec des barres diagonales.....	39
I.8.2.1 Présentation des voiles.....	39
I.8.2.2 Le comportement force déplacement.....	41

I.8.2.3	Le développement des déformations dans les barres d'aciers.....	42
I.8.2.4	Interprétation des résultats numérique.....	43
I.8.2.4.1	Le mécanisme du transfert du cisaillement pour les voiles avec ferrailage traditionnel et ferrailage en diagonale dans l'âme.....	43
I.8.2.4.2	Le fonctionnement des barres diagonales dans le voile LW-4.....	46
I.8.2.5	Conclusion.....	47

Chapitre II : comportement mécanique et modélisation numérique des matériaux

II	Comportement et modélisation numérique des matériaux	48
II.1	Béton.....	48
II.1.1	La composition du béton.....	49
II.1.1.1	Le ciment	49
II.1.1.2	Les granulats	49
II.1.1.3	<i>L'eau</i>	50
II.1.2	<i>Comportement mécanique du béton</i>	52
II.1.2.1	Comportement en compression.....	52
II.1.2.1.1	Comportement en compression uniaxial.....	52
II.1.2.1.2	Comportement en compression cyclique	55
II.1.2.1.3	Comportement à une contrainte de confinement	56
II.1.2.1.4	Comportement sous charge hydrostatique.....	57
II.1.2.2	Comportement en traction.....	58
II.1.2.2.1	Comportement en traction simple	58
II.1.2.2.2	Comportement en traction cyclique	59
II.1.2.3	Comportement cyclique traction-compression	60
II.2	Modèle numérique du béton	62
II.2.1	Théorie d'endommagement.....	62
II.2.2	Présentation du modèle <i>concrete damaged plasticity</i>	64
II.2.2.1	Comportement à la traction.....	64
II.2.2.2	Comportement à la traction	64
II.2.2.3	La récupération de la rigidité en Comportement cyclique uniaxiale.....	65
II-2	Acier d'armature	71
II.2.1	Performances et comportement mécaniques des aciers de construction.....	72
II.2.2	Modèle numérique pour les aciers.....	75

Chapitre III : Simulation numériques

Introduction :	7
III.1 présentation du logiciel ABAQUS	77
III.1.1 Module part	84
III.1.2. Module Property	86
III.1.3. Module Assembly	87
III.1.4. Module step	87
III.1.5. Module interaction...	88
III.1.6. Module Load	89
III.1.7. Module Mesh	90
III.1.8. Module Job	91
III.1.9. Module Visualisation	91
III.2 Présentation des modèles à simuler :	92
III.2.1. dimensions et géométrie :	92
III.2.2. Ferrailage des voiles :	94
III.3 Fichier de données	97

Chapitre IV : résultats et interprétations

IV.1 Les résultats de la simulation	105
IV.1.1 voile classique	105
IV.1.2 Voile renforcé à 4 barres (MR4)	112
IV.1.3 Voile renforcé à 8 (MR8)	119
IV.2 Etude comparatives globales	126
IV.2.1 Comparaison des déplacements	126
IV.2.2 Comparaison des contraintes	127
IV.2.3 Comparaison des déformations	128
IV.2.4 Comparaison des dommages	129
IV.2.5 Comparaison de la dégradation de la rigidité	130
IV.2.6 Comparaison des contrariantes dans les barres d’aciers	131
IV.2.7 Comparaison des déformations dans les barres d’aciers	133

Liste des figures

N°	TITRE	Page
	Chapitre I	
Fig. I.1	Schéma d'un voile.	03
Fig. I.2	Structure mixte avec des voiles couplées à des portiques.	04
Fig.I.3	Structure à noyau central.	05
Fig.I.4	Structure uniquement à voiles.	05
Fig.I.5	Exemple des éléments du voile avec ouvertures.	06
Fig.I.6	Bâtiment en cours de construction avec voiles en béton armé, très bonne résistance à l'action sismique [2].	07
Fig.I.7	Bâtiments construits environ en 1960 avec grands panneaux préfabriqués Bonne résistance à l'action sismique	07
Fig.I.8	Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé.	07
Fig. I.9	Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé.	07
Fig. I.10	Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé (Fig. I.11et I.12).	08
Fig. I.11	La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment (fig. I.10) de l'effondrement.	08
Fig.I.12	La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment (Fig.10) de l'effondrement.	08
Fig.I.13	Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé.	08
Fig. I.14	Le modèle le plus simple d'un voile.	09
Fig. I.15	La disposition du ferrailage dans un voile plein.	10
Fig. I.16	Mode de rupture des voiles élancé en flexion (plastification des armatures tendu d'après [5] et [6]).	12
Fig. I.17	mode de rupture des voiles élancé en flexion (écrasement du béton) d'après [5].	12
Fig.I.18	mode de rupture des voiles élancé en flexion (rupture des armatures tendues d'après [5])	13
Fig.I.19	Boucles d'hystérésis d'un voile élancé en flexion (d'après [7]).	13
Fig.I.20	mode de rupture des voiles élancé en flexion/effort tranchant (d'après [5] et [6]).	14
Fig.I.21	Mode de rupture des voiles élancé en effort tranchant (d'après [5]).	15
Fig.I.22	Mode de rupture des voiles élancé par glissement (d'après [6]).	15
Fig.I.23	Mode de rupture des voiles court (glissement à la base) d'après [5].	16
Fig.I.24	Mode de rupture des voiles court (fissures en croix) d'après [5].	17
Fig.I.25	mode de rupture des voiles courts (écrasement du béton à la base des bielles de compression) d'après [5].	17
Fig.I.26	Mode de rupture des voiles courts d'après l'EUROCODE 8 [8].	18
Fig. I.27	Boucles d'hystérésis d'un voile court en flexion (d'après [9]).	19
Fig.I.28	Les modes de rupture selon EC 8[11] et PS 92[12]	20
Fig.I.29	Comportement ductile d'un voile élancé. Rupture due à la flexion (Oesterle et al. 1980)	22

Fig.I.30	Comportement non ductile d'un voile rupture due à l'effort tranchant (Pauley et al.1992 [15])	23
Fig.I.31	Schéma de fonction d'un voile court au cisaillement	24
Fig.I.32	Photographie de la maquette SAFE	25
Fig.I.33	L'analogie du treillis	26
Fig.I.34	Modèle des bielles à 45°	26
Fig.I.35	faciès de fissuration en fin de run de la maquette N° 10	27
Fig .I.36	Schéma des efforts de bielle	28
Fig .I.37	fissurations et iso valeurs des ouvertures de fissures.	29
Fig .I.38	Iso valeurs des déformations en compression.	30
Fig .I.39	(a)aciers verticaux plastifiés, (b) aciers horizontaux plastifiés.	30
Fig .I.40	Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrenement ou interaction béton- béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier - béton(Mestat et al. 1997) [20]	31
Fig. I.41	la géométrie du voile à teste.	34
Fig. I.42	la description des trois voiles.	35
Fig. I.43	Les cycles de chargement.	35
Fig .I.44	Courbe charge déplacement en tête de chaque voile.	36
Fig .I.45	Evolution de la rigidité.	37
Fig .I.46	les quatre voiles a testé.	40
Fig. I.47	Courbes force déplacement dans les quatre voiles.	41
Fig. I.48	Les déformations dans les aciers	42
Fig. I.49	Le développement des contraintes dans le béton pour les trois voiles (LW-1, LW-2 et LW-3)	43
Fig. I.50	Le développement des contraintes dans le les barres d'aciers pour les trois voiles (LW-1, LW-2 et LW-3).	44
Fig. I.51	des contraintes dans le béton pour les voiles (LW-1, LW-4).	45
Fig .I.52	Le développement des contraintes dans les barres d'aciers pour les voiles (LW-1, LW-4)	4
Chapitre II		
Fig .II.01	Dimensions des pores et phases solides.	51
Fig. II.02	Comportement du béton en compression simple [Chen 1982][22].	53
Fig. II.03	Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression (Robinson 1965).	54
Fig. II.04	Comportement cyclique du béton en compression simple [Karsan et al 1969][22].	55
Fig. II.05	Essais de compression triaxiale ([Jamet & al. 1984]).	56
Fig. II.06	Essai de compression hydrostatique du béton ([Chen 1982]).	57
Fig. II.07	Comportement de béton en traction simple ([Terrien 1980]).	59
Fig. II.08	Comportement cyclique du béton en traction ([Reinhardt et Corneillesen 1984])0	60
Fig. II.09	Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression ([Ramtani 1990][30]).	61
Fig. II.10	Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression ([Ramtani 1990][30]).	62
Fig. II.11	Réponse du modèle à la traction simple	64
Fig. II.12	Réponse du modèle à la traction simple	65
Fig. II.13	récupération de rigidité en compression	67
Fig. II.14	Récupération de rigidité lors d'un cycle complet.	69

Fig. II.15	Courbe de traction pour un acier de construction.	73
Fig. II.16	Modèle numérique pour l'acier.	75
Chapitre III		
Fig.III.01	Illustration de la méthode de Newton	79
Fig.III.02	Illustration de l'opérateur de différence centrale	80
Fig.III.03	Schéma de fonctionnement d'ABAQUS[37].	82
Fig.III.04	Interface d'ABAQUS.	83
Fig.III.05	les étapes de simulation d'ABAQUS.	83
Fig.III.06	module Part.	85
Fig.III.07	module property.	86
Fig.III.08	module Assembly.	87
Fig.III.09	module step	88
Fig.III.10	module Interaction.	88
Fig.III.11	conditions aux limites de module load	89
Fig.III.12	définition des forces de module load.	89
Fig.III.13	module Mesh.	90
Fig.III.14	module Job.	91
Fig.III.15	dimensions et géométrie des voiles.	93
Fig.III.16	Ferraillage du voile classique.	94
Fig.III.17	Ferraillage voile renforcé à 4 barres.	95
Fig.III.18	Ferraillage du voile renforcé à 8 barres.	96
Chapitre IV		
Fig. IV.01	Propagation des déplacements dans le béton du voile classique.	97
Fig. IV.02	Propagation des contraintes dans le béton du voile classique.	98
Fig. IV.03	Propagation des déformations dans le béton du voile classique.	99
Fig. IV.04	propagation des dommages dans le béton du voile classique.	100
Fig. IV.05	Dégradation de la rigidité dans le béton voile classique.	101
Fig. IV.06	Propagation des contraintes dans les aciers du voile classique	102
Fig. IV.07	propagation des déformations dans les aciers du voile classique.	103
Fig. IV.08	propagation des déplacements dans le béton du voile renforcé à 4 barres.	104
Fig. IV.09	propagation des contraintes dans le béton du voile renforcé à 4 barres.	105
Fig. IV.10	Propagation des déformations dans le béton du voile renforcé à 4 barres.	106
Fig. IV.11	propagation de l'endommagement dans le béton du voile renforcé à 4barres	107
Fig. IV.12	Dégradation de la rigidité de dans le béton du voile renforcé à 4barres	108
Fig. IV.13	propagation des contraintes dans les aciers du voile renforcé à 4 barres.	109
Fig. IV.14	propagation des déformations dans les aciers du voile renforcé à 4 barres.	110
Fig. IV.15	Propagation des déplacements dans le voile renforcé à 8 barres.	111
Fig. IV.16	Propagation des contraintes dans le voile renforcé à 8 barres.	112
Fig. IV.17	Propagation des déformations dans le voile renforcé à 8 barres.	113
Fig. IV.18	Propagation des dommages dans le voile renforcé à 8 barres.	114
Fig. IV.19	Dégradation de la rigidité dans le voile renforcé à 8 barres.	115
Fig. IV.20	Propagation des contraintes dans le voile renforcé à 8 barres.	116
Fig. IV.21	Propagation des déformations dans le voile renforcé à 8 barres.	117
Fig. IV.22	comparaison des contraintes dans les trois voiles.	118
Fig. IV.23	comparaison des déformations dans les trois voiles.	119
Fig. IV.25	comparaison des déplacements entre les trois modèles.	121
Fig. IV.27	contraintes des les barres d'aciers du voile classique.	123
Fig. IV.28	contraintes des barres d'aciers du voile renforcé à 4 barres.	123
Fig. IV.29	contraintes des barres d'aciers du voile renforcé à 8 barres.	124
Fig. IV.30	Déformations des barres d'aciers du voile classique.	125
Fig. IV.31	Déformations des barres d'aciers du voile MR4	125

Fig. IV.32	Déformation des barres d'aciers du voile MR8	126
Fig. IV.33	Le nœud étudié	127
Fig. IV.34	courbes de comparaison de déplacement en fonction du temps	128
Fig. IV.35	Développement des contraintes dans le béton en fonction du temps	129
Fig. IV.36	développement des déformations dans le béton en fonction du temps	130
Fig. IV.37	courbes contraintes déformations	131
Fig. IV.38	développement des contraintes dans les barres verticales	132
Fig. IV.39	Développement des contraintes les aciers horizontales en fonction du temps.	133
Fig. IV.40	Développement des déformations dans les aciers verticales en fonction du temps	134
Fig. IV.41	développement des contraintes les aciers horizontales en fonction du temps	135
Fig. IV.42	Développement des déformations plastiques dans les aciers verticales en fonction du temps	136
Fig. IV.43	développement des déformations plastiques dans les aciers horizontales en fonction du temps	137
Fig. IV.44	courbes contraintes déformations dans les aciers horizontale	138
Fig. IV.45	courbes contraintes déformations dans les aciers verticales.	139
Fig. IV.46	Contraintes déformations dans les aciers du modèle MR4	140
Fig. IV.47	Contraintes déformations dans les aciers du modèle MR8	141

Introduction générale

INTRODUCTION

L'Algérie qui se trouve sur la faille alpine a connue des séismes plus au moins modérés qui ont engendré des dommages assez sévères, surtout, sur des structures en auto-stable, les structures relativement flexibles à base de portiques sont censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles reçoivent des forces sismiques moins importance (faible masse). Cependant, la réalité est toute autre, les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages

consécutifs (« interstorey drifts ») et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Par contre, nous avons trouvé dans la littérature [4] [13] [16] que les structures contreventées par voiles ont mieux résistées et les dommages recensés étaient moins sévères et les structures ont mieux résistées. Non seulement ils reprennent correctement les charges verticales, les voiles en béton armé, correctement dimensionné, reprennent efficacement les forces horizontales. Ainsi, permettant de réduire les risques de ruine fragile. Pour cela, que cette typologie présente des avantages plus importants par apport aux portiques auto-stable.

1. grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.
2. lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Mais d'après les constatations faites sur le terrain, nous avons remarqué que les voiles présente aussi deux inconvénients majeurs :

- La rupture de la jonction semelle voile (au niveau de l'encastrement)
- La rupture en diagonale du béton avec plastification des armatures ou rupture des armatures verticales et horizontales le long des fissures diagonales.

Ce dernier inconvénient à été constaté beaucoup plus dans les voiles courts cisailés. D'ailleurs sur ce point en particulier que notre thèse sera articulée par la suite. On essayant de réduire les bielles de compression ou de traction qui sont les causes essentielles de la rupture en X. Néanmoins cette diminution reste insuffisante, pour cela un renfort au niveau de cette zone est recommandé. Pour montrer l'efficacité et l'apport d'un tel renfort, notre étude portera sur un voile réduit de dimension (1.66× 1.25×0.15 m) qui a été étudié en ferrailage classique et en ferrailage renforcé par des armatures disposée en X.

Pour étudier cette problématique, nous avons essayé dans un premier temps de comprendre, comment se comporte un voile à dimension réduite sous un ferrailage classique, puis nous avons essayé de comprendre le comportement du même voile renforcé.

L'analyse structurale est réalisée par le logiciel ABAQUS, avec les lois de comportement suivantes :

- Béton : le modèle numérique est celui de concrete damage plasticité
- Acier : le modèle numérique est un modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope et cinématique

Quant à la présentation de cette thèse elle comprend quatre chapitres :

Le chapitre I : le chapitre I se débute par une description des typologies des constructions à voile. Le rôle des voiles en béton armé dans une structure en région sismique. Les paramètres influant sur leur comportement avec les différents modes de rupture des voiles élancés et des voiles courts sont exposés. Nous rappelons ensuite quelques principes de dimensionnements. Pour finir avec deux méthodes de renforcement.

Le chapitre II : le chapitre II se débute par une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique des matériaux béton et acier, ainsi leur modèles numériques.

Le chapitre III : le chapitre III traite l'analyse structurale avec les modèles adoptés.

Le chapitre IV : les résultats des simulations numériques basées sur une modélisation 3-D seront représentés et interprétés. Une étude comparative entre les trois modèles développés sera faite.

Enfin, la thèse se termine par des conclusions et des perspectives.

I.1 INTRODUCTION

Les voiles ou murs de contreventements peuvent être, généralement, définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur en plans est négligeable (Fig. I.1).

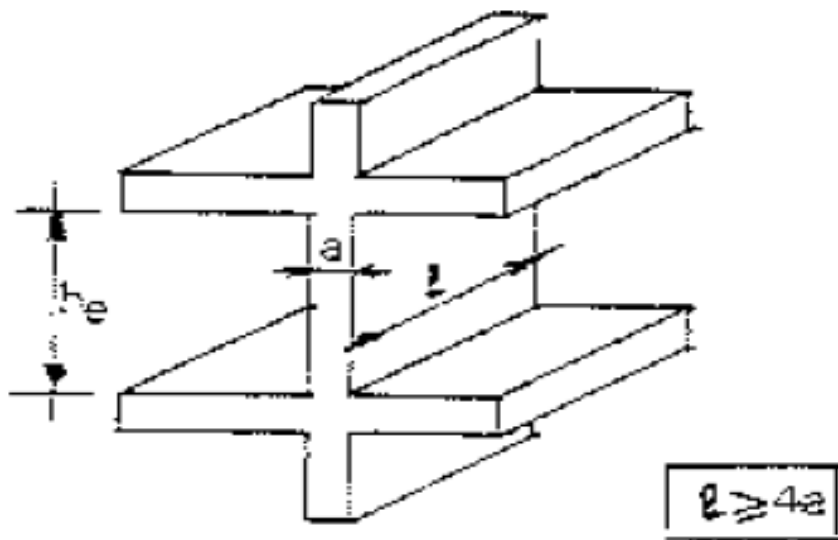


Figure I.1 : Schéma d'un voile

L'utilisation des voiles en béton armé pour beaucoup d'immeuble privés, étatiques ou bureaux dans le monde, notamment dans les régions sismique, devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie (quasi-totalité) de l'effet sismique dans leurs plans. Par contre, hors plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures.

I.2 Topologie des constructions à voiles

Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à voiles, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées [4] :

I.2.1 Structures mixte avec des voiles associés à des portiques

Le rôle porteurs vis-à-vis des charges verticales est généralement assuré par les portiques (80% des ces charges sont reprises par les portiques et les 20% restant par les voiles), tandis que les charges horizontales sont assurées généralement par des voiles (Fig. I.2). Parfois, les charges verticales et horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. [1]

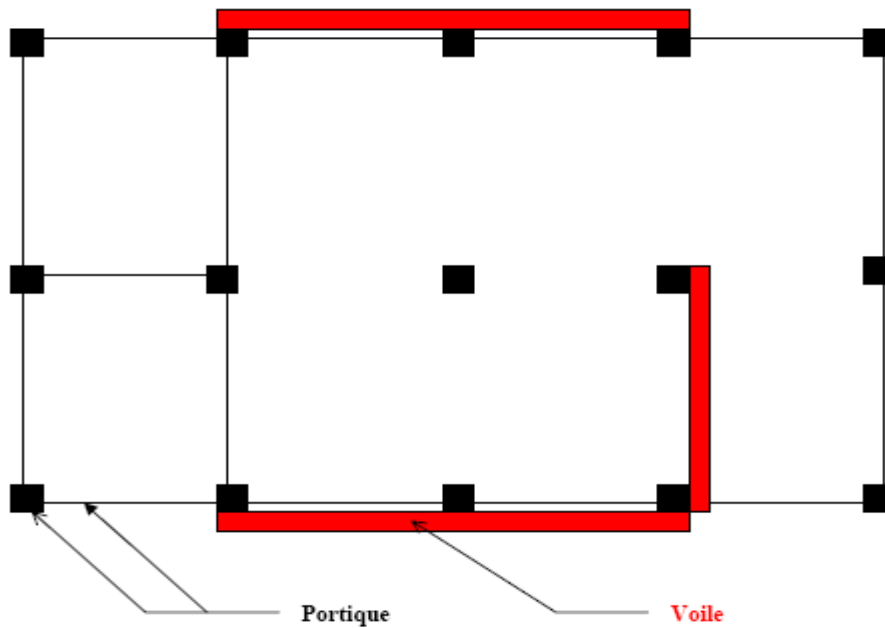


Figure I.2 : Structure mixte avec des voiles couplées à des portiques

I.2.2 Structure à noyau central

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de la structure, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs. Les efforts exercés par le séisme sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés dans le plancher des étages (Fig. I.3).

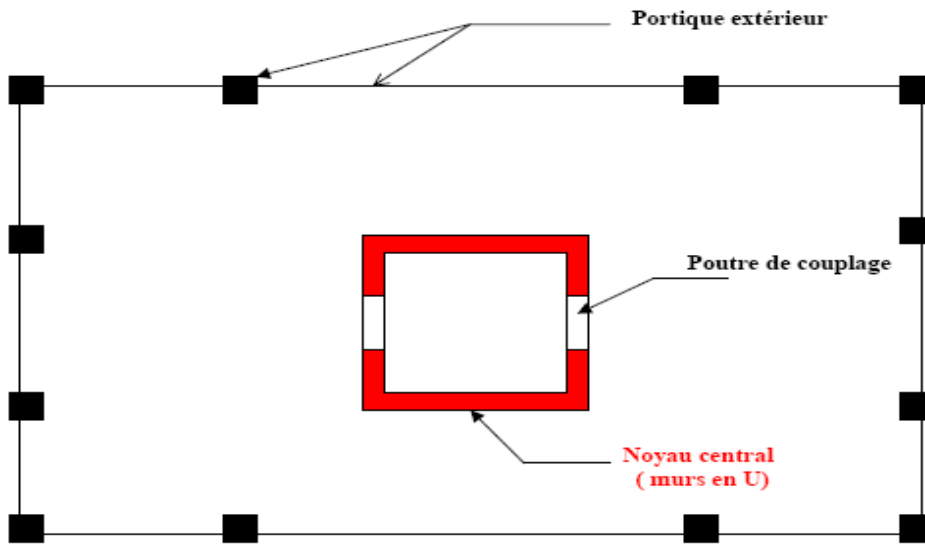


Figure I.3 : Structure à noyau central

I.2.3 Structure uniquement à voiles

La structure est constituée de voiles uniquement. Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de contreventement aux forces horizontales (Fig. I.4).

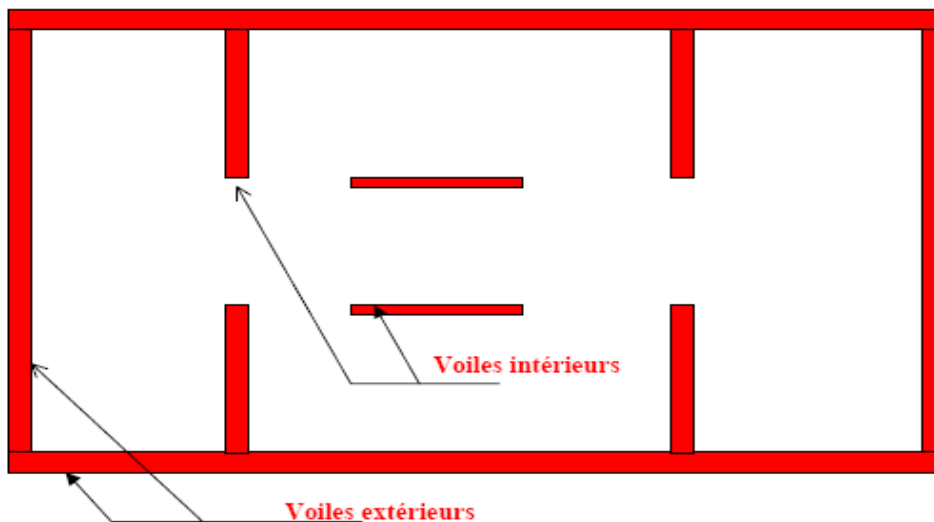
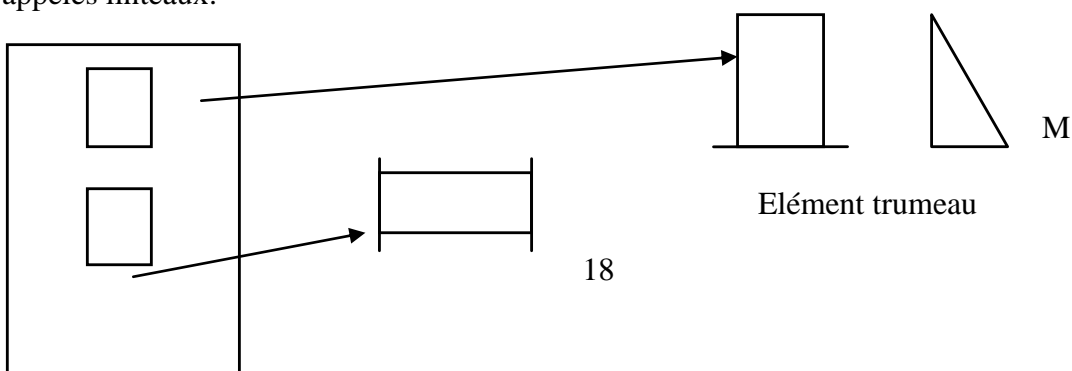


Figure I.4 : Structure uniquement à voiles

Dans ce cas, le voile comporte une ouverture (portes, fenêtres) disposées généralement d'une façon régulière les unes au-dessus des autres. Dans ce cas il est considéré comme un ensemble de voiles élémentaires appelés trumeaux solidarisés par des éléments de liaisons appelés linteaux.



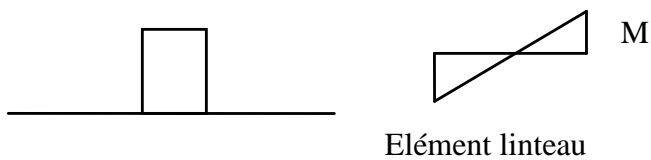


Figure I.5 : Exemple des éléments du voile avec ouvertures.

I.3 Le rôle des voiles en béton armé

Les voiles jouent un rôle primordial dans le comportement des globales des structures :

Augmentation de la rigidité de l'ouvrage ;

Diminue les dommages des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent le plus grand de celui des éléments porteurs ;

Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes ;

L'utilisation des voiles diminue aussi l'influence des éléments non porteurs sur le comportement de la structure ;

De plus un voile fissuré garde une grande partie de sa résistance, ce qui n'est pas en général le cas d'un poteau (Fig.I.11);

Rend le comportement de la structure plus rigide que celui d'une structure qui ne comporte que des portiques (Fig.I.10) ;

Leur présence limite les déformations latérales ;

Ils permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage ;

Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques ;

L'utilisation du système constructif à voile peut aussi apporter des rôles (avantages) économique :

La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable ;



Fig.I.6 : Bâtiment en cours de construction avec voiles en béton armé, très bonne résistance à l'action sismique [2].



Fig.I.7 : Bâtiments construits environ en 1960 avec grands panneaux préfabriqués
Bonne résistance à l'action sismique



Fig.I.8 : Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé



Fig.I.9 : Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé



Fig.I.10 : Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé (Fig.I.11 et I.12)



Fig.I.11 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur a certainement sauvé le bâtiment (fig.I.10) de l'effondrement



Fig.I.12 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur a certainement sauvé le bâtiment (Fig.10) de l'effondrement



Fig.I.13 : Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé

I.4 Le comportement des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile plein est celui d'une console parfaitement encastree à sa base. La Fig.I.14 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Les sollicitations qui agissent sur les voiles sont :

Un effort normal N sur toute sa hauteur ;

Un effort tranchant V sur toute sa hauteur ;

Un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement ;

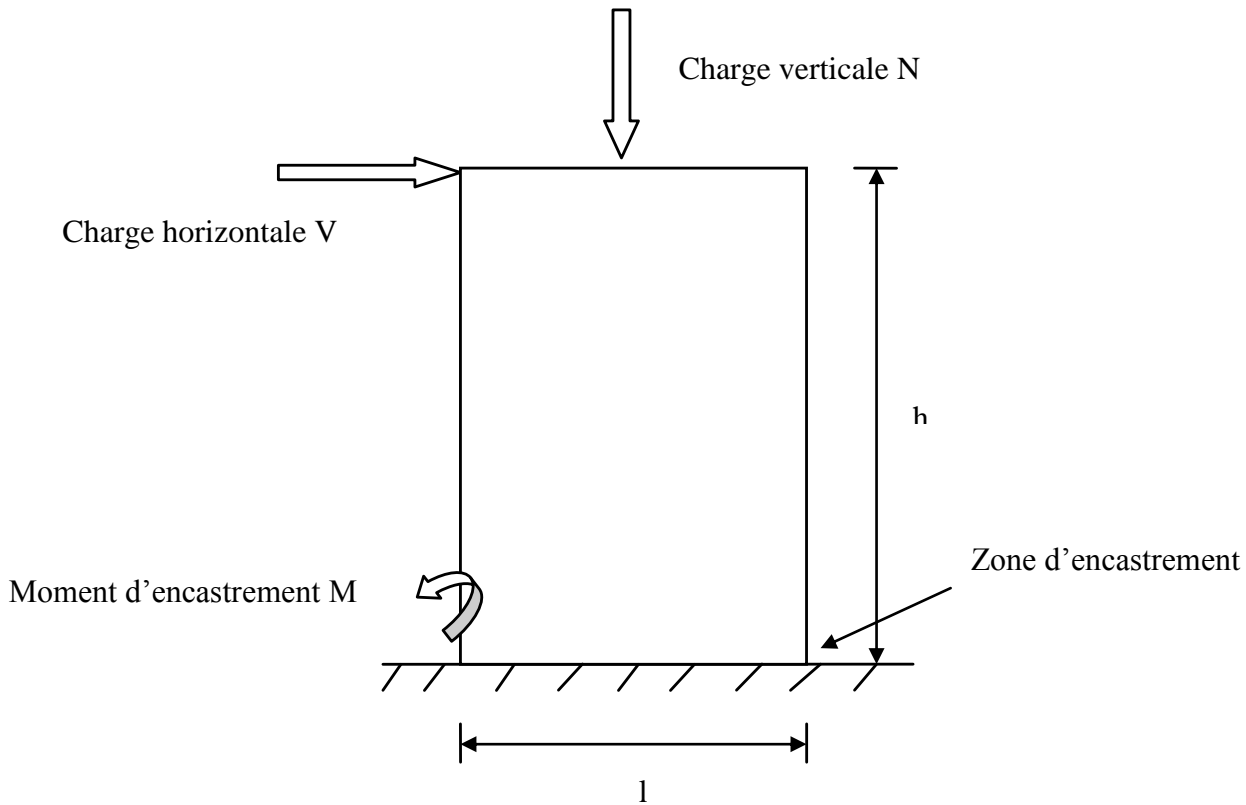


Figure 1.14 : Le modèle le plus simple d'un voile

Le ferrailage classique des voiles est composé :

D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile. Ces armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction ou de compression. Dans la partie extrême tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité par ces armatures verticales concentrées (Fig.I.15).

D'armatures verticales uniformément réparties, dont le rôle de reprendre les efforts de traction (Fig.I.15) ;

D'armatures horizontales uniformément réparties (Fig.I.15) ;

D'armatures horizontales (cadres) au niveau des extrêmes (autour des armatures verticales extrêmes) afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Toutes ces armatures verticales et horizontales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Les règlements préconisent le pourcentage minimal. Selon le RPA [1] le pourcentage de ces dernières reste au moins égal à 0.20% de la section horizontale du béton tendu. (Artic7.7.4.1), et à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm ;

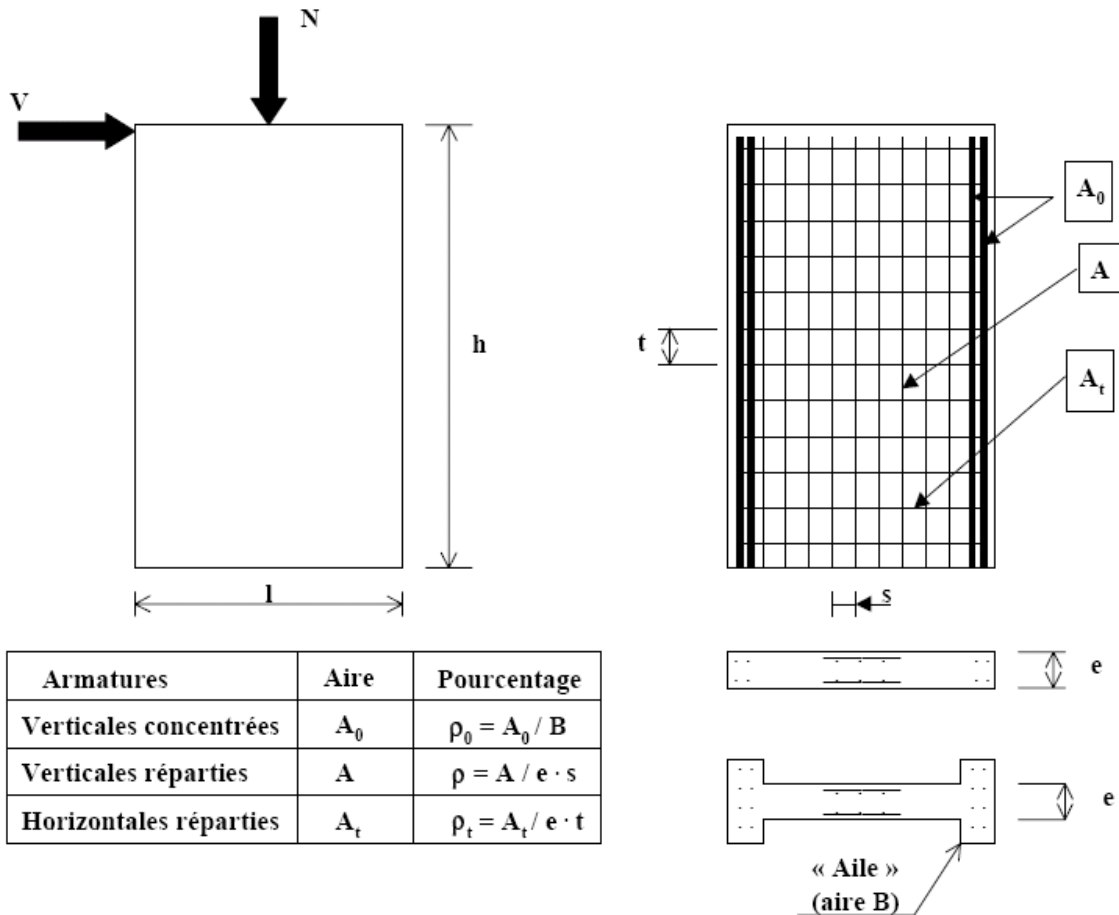


Figure 1.15: La disposition du ferrailage dans un voile plein

I.4.1 Les principaux paramètres influant le comportement des voiles

Selon DAVIDOVICI et al (1985) [3], les principaux paramètres influençant le comportement des voiles sont les suivant :

L'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h/l ;

La disposition et le pourcentage des armatures ;

L'intensité de l'effort normale ;

Type du chargement : chargement statique, statique monotone, statique cyclique alterné et dynamique ;

Les caractéristiques géométriques des éléments (section rectangulaire, en I ou en U) ;

D'après le mode de fonctionnement des voiles, il y a lieu de distinguer [4]:

Les voiles élancés, défini par le rapport $h/l \geq 1.5$;

Les voiles courts, défini par le rapport $h/l < 1.5$;

Entre ces deux le on trouve aussi ce que on appelle les voiles moyennement élancés ;

Cette distinction, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures.

I.4.2 Modes de ruptures des voiles

Les voiles ont un mode de rupture selon leurs élancements

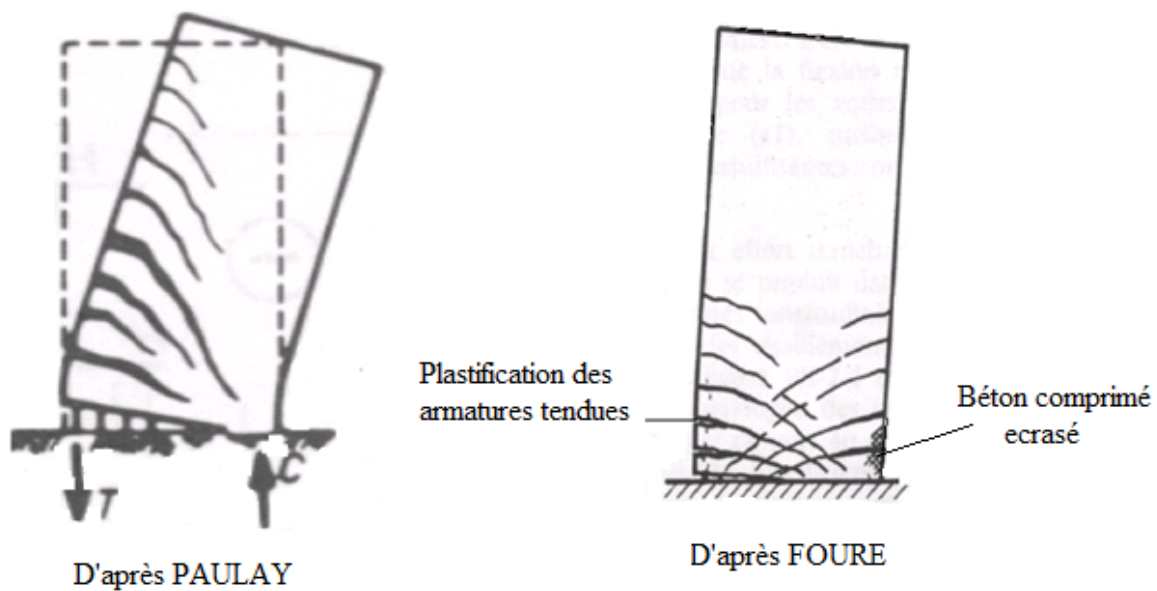
I.4.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés

Les principaux modes de rupture des voiles élancés sont les suivants :

I.4.2.1.1 Rupture en flexion

Mode f1 : la rupture en flexion par plastification des armatures verticales. Ce genre de rupture s'observe dans les voiles très élancés, soumis à un effort de flexion prépondérant, par contre l'effort normal de compression est faible (Fig.I.16).

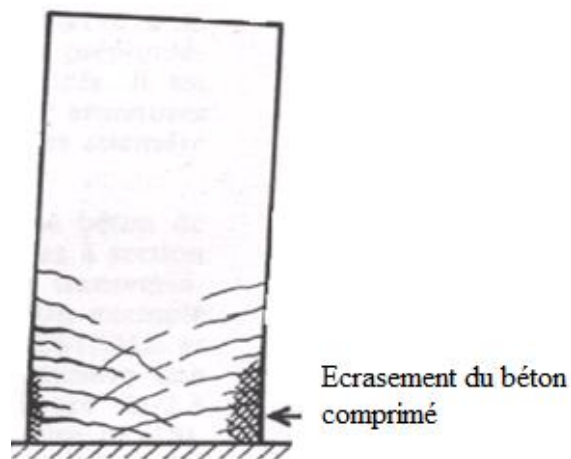
Cette ruine correspond à l'apparition d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile, et une dissipation d'énergie importante.



Mode f1

Figure 1.16: Mode de rupture des voiles élancé en flexion (plastification des armatures tendu d’après [5] et [6])

Mode f2 : rupture en flexion par écrasement du béton. Ce mode de ruine apparait pour les voiles assez frottement sollicités et armés en flexion, avec un effort normal (de compression) important (Fig.I.17).



Mode f2

Figure 1.17 : mode de rupture des voiles élancé en flexion (écrasement du béton) d’après [5]

Mode f3 : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues.

La ruine se rencontre dans les zones faiblement armés en flexion, surtout si les armatures verticales essentiellement réparties et non concentrées sont au bord (Fig.I.18).

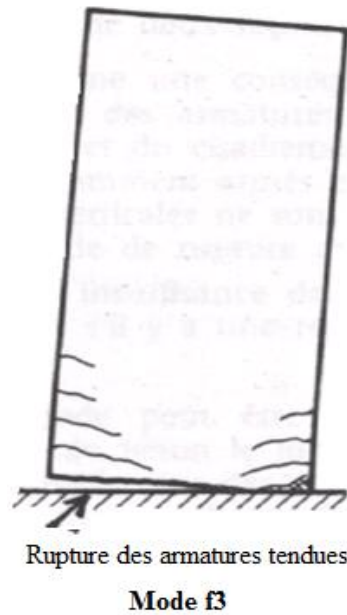


Figure 1.18: mode de rupture des voiles élancé en flexion
(rupture des armatures tendues d'après [5])

Comportement d'hystérésis des voiles élancés : dans ce type de voile le comportement est gouverné par la flexion, la figure montre les boucles d'hystérésis d'un élément élancé. La ductilité et l'amortissement sont généralement importants (Fig.I.19).

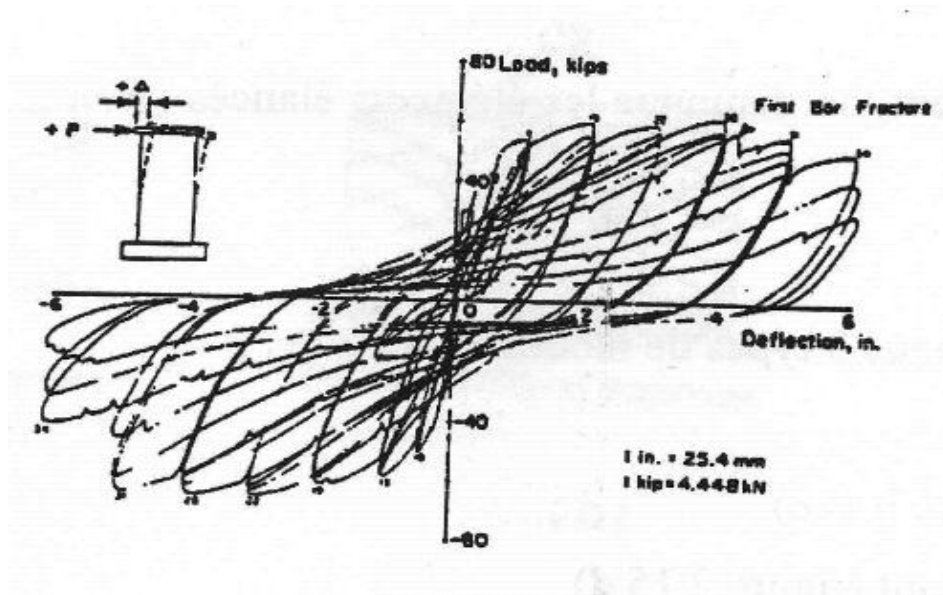


Figure 1.19: Boucles d'hystérésis d'un voile élancé en flexion (d'après [7]).

I.4.2.1.2 Modes de ruptures flexion / effort tranchant

La rupture en flexion avec la rupture effort tranchant, se produit par plastification des armatures verticales en flexion et des armatures transversales (Fig.I.20).

C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancées ou la flexion n'est plus prépondérante et ou les armatures horizontales sont insuffisantes.

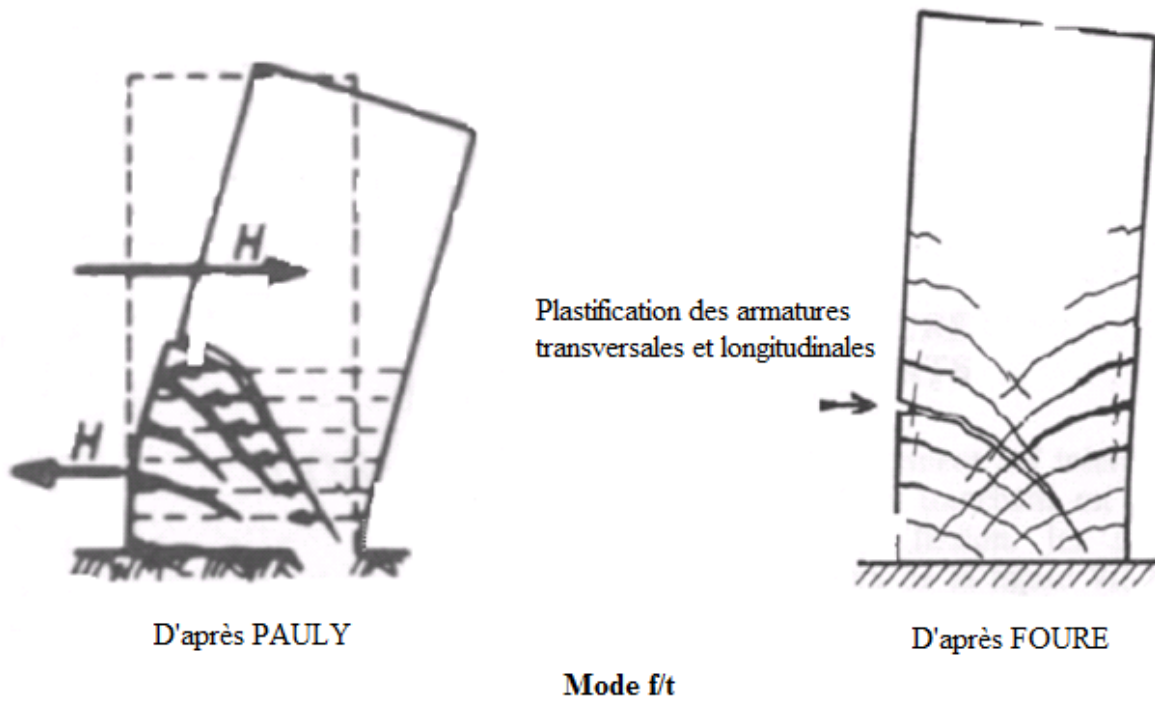


Figure I.20 : mode de rupture des voiles élancé en flexion/effort tranchant (d'après [5] et [6])

I.4.2.1.3 Rupture par effort tranchant

Mode (tranchant) : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis des raidisseurs, frottement armés longitudinalement est transversalement soumis à des cisaillements prépondérants (Fig.I.21).

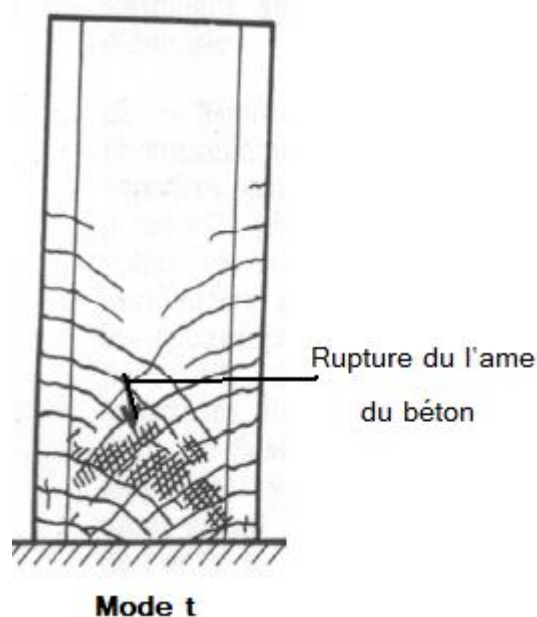


Figure I.21 : Mode de rupture des voiles élancé en effort tranchant (d'après [5])

Mode (glissement) : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage (voiles moyennement élancé Fig.I.22).

Ce mode de rupture apparait lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

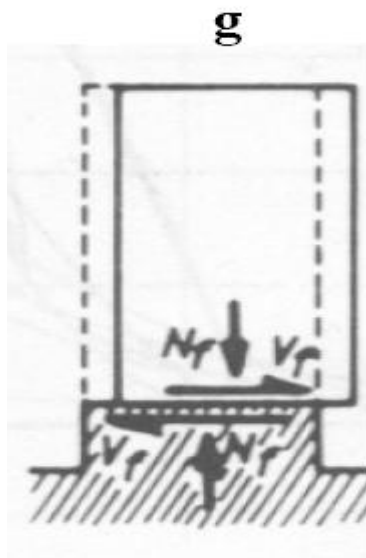


Figure I.22 : Mode de rupture des voiles élancé par glissement (d'après [6])

I.4.2.2 Modes de ruptures des voiles courts

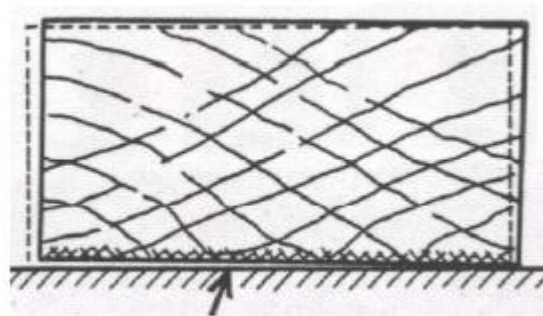
Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant par rapport à la flexion.

Les principaux mécanismes de rupture sont illustrés ci-dessous :

Mode T1 : la rupture par glissement à l'encastrement (sliding shear), est obtenue par plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance d'armatures verticales réparties (Fig.I.23) [5].

Ce mode de cisaillement est caractérisé par une fissure horizontale située à la base du mur dont les lèvres glissent l'une par rapport à l'autre, et aussi par une perte de raideur. Il apparait souvent pour des chargements cycliques.

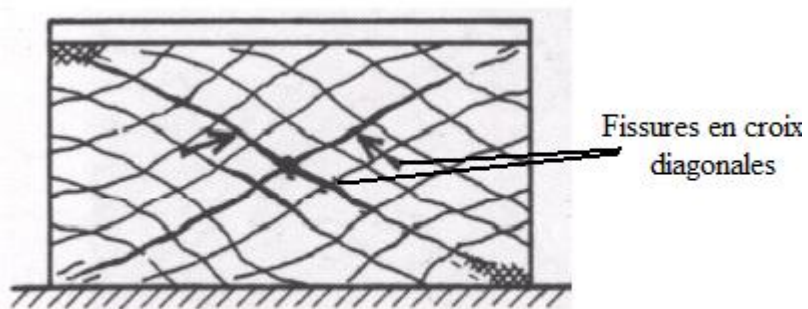
Mode T1



Glissement du voile à l'encastrement

Figure I.23 : Mode de rupture des voiles court (glissement à la base) d'après [5].

Mode T2 : la rupture se fait par effort tranchant avec plastification avec plastification des armatures le long de fissure diagonales (tension faillure) ce cas est fréquemment rencontré [5]. Ce mode de rupture se rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.



Fissures en croix diagonales

Mode T2

Figure I.24: Mode de rupture des voiles court (fissures en croix) d'après [5]

Mode T3 : la rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme du voile est produite par l'écrasement du béton à la base des bielles qui transmettent les efforts de compression (compression failure) [5].

C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs (Fig.I.25).

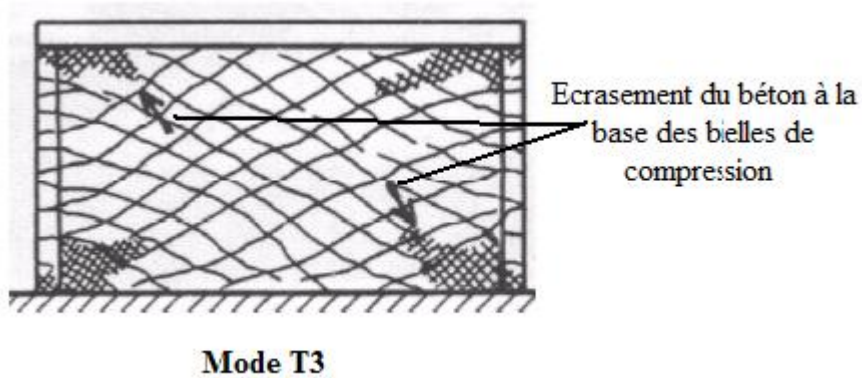


Figure I.25 : mode de rupture des voiles courts (écrasement du béton à la base des bielles de compression) d'après [5].

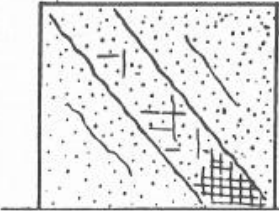
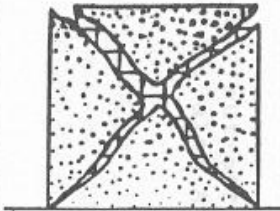
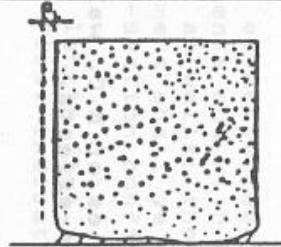
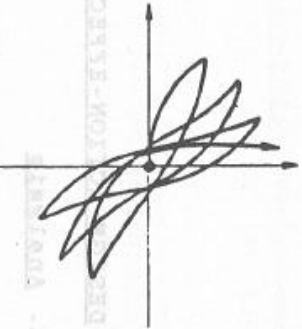
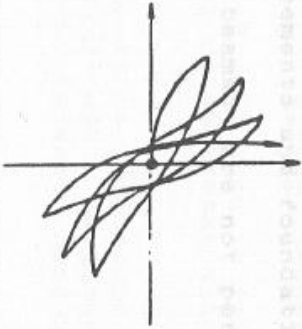
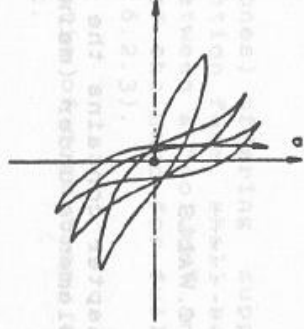
	T 3	T 2	T 1
FAILURE MODE			
	SHEAR		
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)		HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web thickness 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web reinforcement • Low N_s-values 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing) • Low N_s-values
EXPECTED RESPONSE			

Figure I.26: Mode de rupture des voiles courts d'après l'EUROCODE 8 [8]

Comportement d'hystérésis des voiles courts : dans ce type de voile le comportement est gouverné par l'effort tranchant, les boucles d'hystérésis sont fortement pincées à

l'origine (Fig.I.27), ceci correspond à la fermeture et à la réouverture des fissures diagonales où à un glissement à l'encastrement lors de l'alternance du chargement.

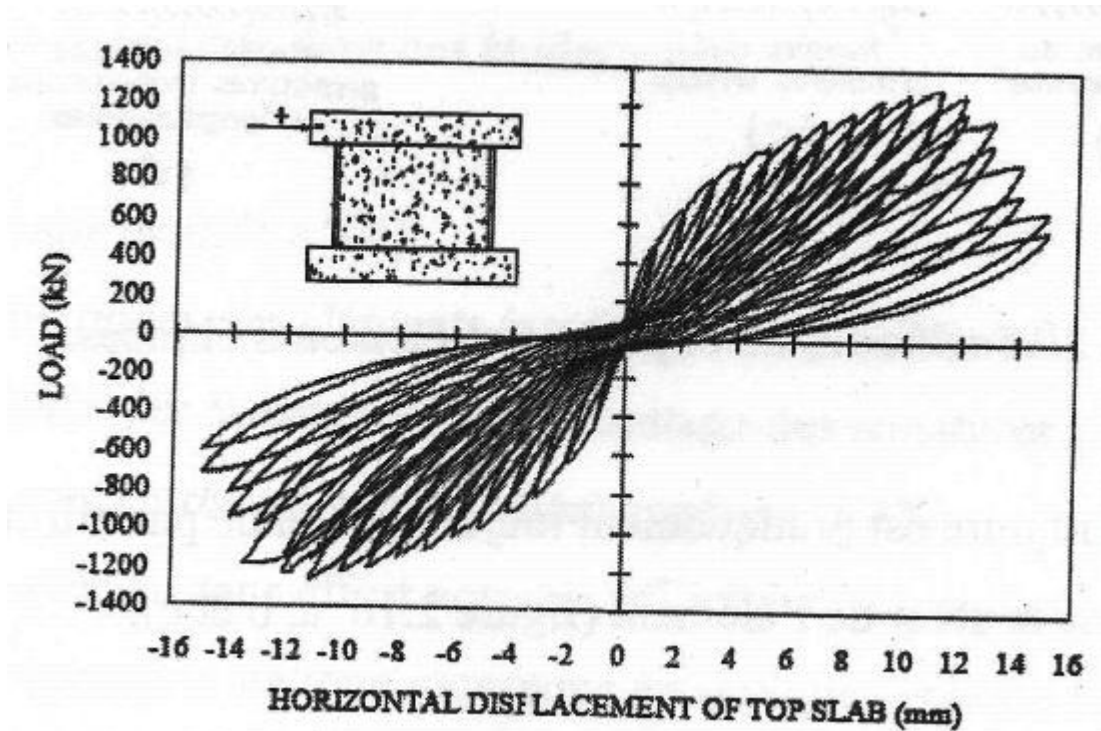


Figure I.27: Boucles d'hystérésis d'un voile court en flexion (d'après [9]).

1.5 Quelques principes de dimensionnement des voiles

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner les bâtiments au séisme de façon à ce que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structure [4]. En effet, les différents codes préconisent le dimensionnement suivant :

L'Eurocode 8 (celui de capacity design) [11] prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastree à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier. L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

Les règles françaises PS 92[12] adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique.

Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement «multifusible », résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile.

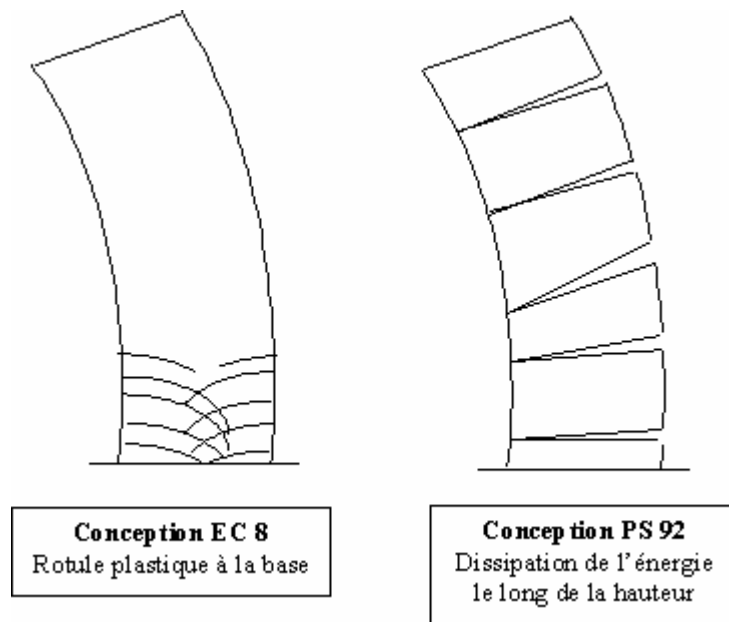


Figure 1.5.1 : Les modes de rupture selon EC 8[11] et PS 92[12]

Code BAEL 91

Le code français en vigueur pour le dimensionnement de béton armé, dit BAEL 91 est basé sur la théorie des états limites en distinguant les états-limites ultimes(ELU) et les états-limites de service (ELS): les états limites de service se décomposent eux même en deux catégories, ceux vis-à-vis de la durabilité (c'est là qu'interviennent les critères de fissuration) et ceux vis à vis des déformations limites (calculs des déformations). Mais la résistance à l'effort tranchant n'est exprimée qu'au travers d'une condition d'état limite ultime.

Le BAEL 91 ne propose pas de règle spécifique pour les voiles en béton armé. Par conséquent, les voiles soumis à un effort horizontal sont en général considérés comme des poutres soumises à un effort tranchant, ce qui permet après adaptation au cas des voiles des formules brutes du règlement, de justifier le béton et les armatures horizontales en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\text{Béton :} \quad \tau_u \leq \hat{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{contrainte de cisaillement calculée;}$$

d hauteur utile;

b_o largeur de l'âme ;

V_u valeur de calcul de l'effort tranchant ;

f_{cj} Résistance caractéristique du béton en compression ;

γ_b Coefficient partiel de sécurité du béton ;

Les codes réglementaires parasismiques préconisent des coefficients du comportement q inférieurs pour des structures à voiles par rapport aux structures à portiques, malgré l'influence bénéfique des voiles sur leur comportement. La raison en est la volonté d'éviter des ruptures fragiles. Alors que les voiles pour lesquels la flexion est prépondérante présentent en général une grande capacité de dissipation d'énergie (Figure.1.5.2). Les voiles cisailés ne sont pas suffisamment ductiles et les courbes d'effort tranchant/cisaillement sont pincées (Figure.1.5.3). Pour ces voiles, il n'y a pas de mode fondamentalement ductile, à moins de dispositions d'armatures tout à fait spécifiques.

Aujourd'hui nous savons pourtant comment dimensionner une structure pour éloigner la possibilité d'une rupture par effort tranchant. La tendance actuelle est donc pour une augmentation des coefficients de comportement dans les codes réglementaires [13].

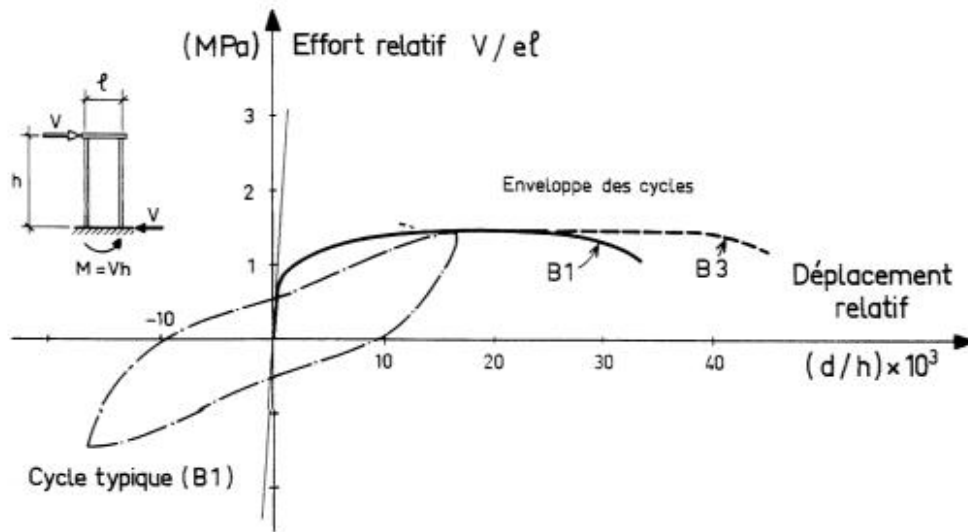


Figure I.29 : Comportement ductile d'un voile élancé. Rupture due à la flexion
(Oesterle et al. 1980 [14])

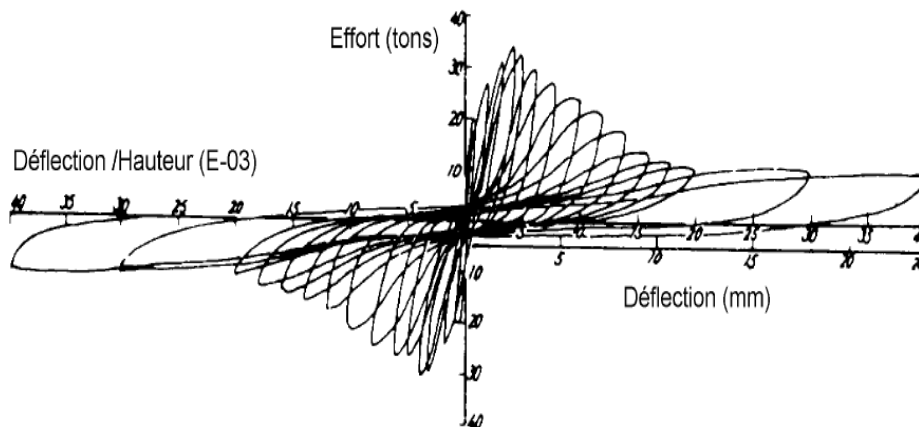


Figure I.30 : Comportement non ductile d'un voile rupture due à l'effort tranchant
(Pauley et al. 1992 [15])

Pauley et al. (1992) considèrent que le nom «shear-walls», souvent utilisé dans la littérature anglophone, n'est pas adéquat pour tous les types de voiles, puisqu'il fait allusion à un

comportement conditionné par le cisaillement. Cette appellation est adéquate pour les voiles courts, alors que le nom «structural walls» devrait être utilisé en général.

I.6 Fonctionnement d'un voile court au cisaillement

Le fonctionnement des voiles courts en béton armé vis-à-vis du cisaillement est illustré à partir du schéma très simplifié suivant (en réalité il y a plusieurs éléments « bielles » tels que l'élément II) [16] (Fig.31) :

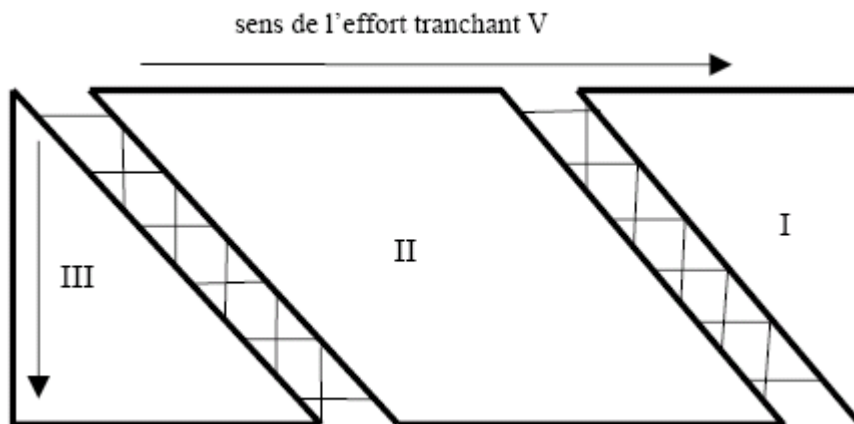


Figure I.31 : Schéma de fonction d'un voile court au cisaillement

La façon dont s'établit l'équilibre de la structure dépend de la disposition des voiles perpendiculaires à l'élément étudié. En général, les voiles perpendiculaires sont connectés à l'élément sur sa hauteur : ils comprennent une densité d'armatures verticales comparable à celle de l'élément. Ces armatures verticales jouent un rôle essentiel dans l'équilibre global. Toutefois, cette transmission de la composante verticale à ces voiles perpendiculaires suppose un cisaillement important à l'interface

Si on découpe l'élément en trois parties comme indiqué dans la Fig.I.31, on peut dire schématiquement que :

- Dans l'élément I, les armatures horizontales servent à transférer l'effort tranchant V de l'élément I à l'élément II à travers les fissures diagonales. Les armatures verticales seront activées quand le sens de l'effort s'inversera. Par contre, l'ensemble des armatures verticales et horizontales participent comme on le verra à la répartition de la fissuration sur l'élément.

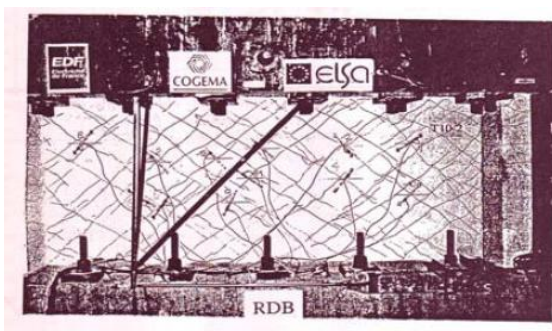
- L'élément II forme une bielle de compression dont l'équilibre est assuré en partie basse par un ensemble de mécanismes dont le frottement sur l'élément inférieur, la butée sur l'élément perpendiculaire et à la participation des matériaux aciers et béton dans cette section horizontale. L'équilibre verticale (qui s'oppose à une rotation autour de la butée du pied) est réalisé principalement grâce aux différentes armatures verticales, celle dans

l'élément II lui-même, celle de la partie III et celle contenues dans les voiles perpendiculaire.

Dans un bâtiment réel, la flexion d'ensemble est rarement négligeable et motive l'existence des voiles perpendiculaires armés verticalement. La présence de cette flexion d'ensemble va modifier l'inclinaison des fissures dans les parties I et II, elles seront plus horizontales, mais ces dernières n'empêchent pas la formation de bielles.

Ce mécanisme de bielles à l'échelle du bâtiment peut être rapproché de la théorie du treillis de Morsch élaborée pour l'effort tranchant des poutres en béton.

Lorsque le voile est suffisamment court, les bielles deviennent **multiples** comme on peut le voir sur la Fig.I.32.



photographie d'une des maquettes SAFE

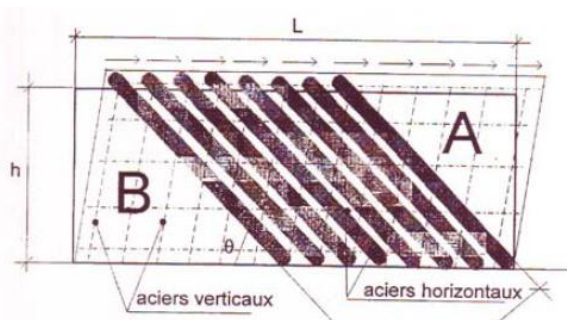


schéma de principe

I.6.1 L'analogie du treillis («Truss analogy»)

Les premiers modèles qui traitent de la simulation du comportement non linéaire d'une poutre en béton armé soumise à des efforts de cisaillement datent du début de 20^{ème} siècle. Ritter (1899) et Mörsch (1909) [17] introduisent l'analogie du treillis pour décrire le comportement d'une poutre fissurée (Fig.I.33). Des fissures inclinées par rapport aux barres horizontales d'acier apparaissent et séparent le béton en une série de bielles diagonales («compression concrete struts») parallèles aux fissures. Les bielles de compression sont supposées résister en compression axiale. Avec les barres d'acier («tension chords» and «tension ties») qui ne reprennent que de la tension axiale, elles forment un treillis capable de résister à l'effort tranchant appliqué [13].

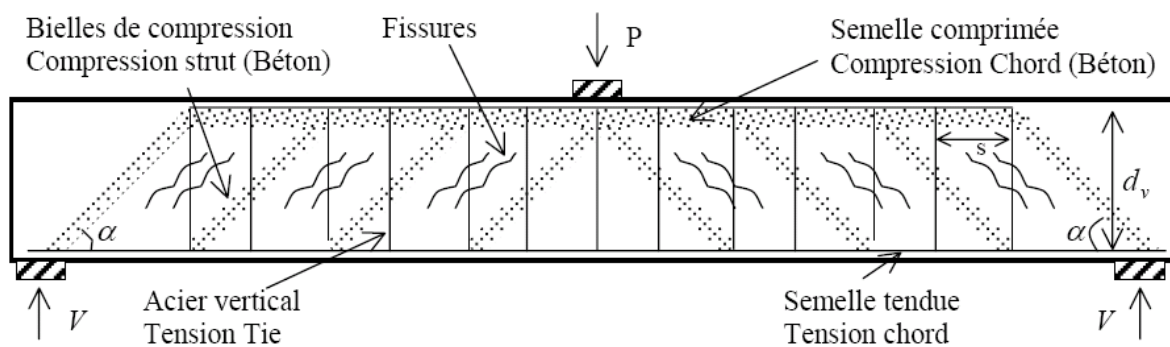


Figure I.33 : L'analogie du treillis

L'examen du corps libre (Fig.I.34) nous montre que l'effort tranchant V dans la section est équilibré par la composante verticale de l'effort de compression D dans les bielles de béton. Cette composante se traduit en une traction exercée sur les armatures transversales. La composante horizontale de l'effort D est contrebalancée par des efforts de traction dans les armatures horizontales. Pour des raisons de simplicité, l'angle de l'inclinaison des bielles est supposé égal à 45° , d'où le nom de la méthode «modèle des bielles à 45° ». Le modèle considère que la résistance au cisaillement est atteinte quand le ferrailage transversal est plastifié.

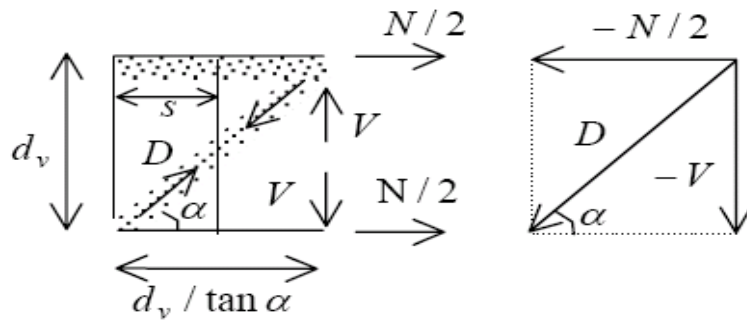


Figure I.34 : Modèle des bielles à 45°

I.6.2 Exemple d'un voile court cisailé

Pour savoir le schéma le plus proche de la réalité de transfère des efforts, une exploitation des résultats issu du test réalise sur la maquette T10 du programme SAFE [18] sera faite. Cette exploitation a été faite par Etienne Gallitre [13]. Après fissuration, Etienne Gallitre a su, par l'analyse non linéaire et l'observation des photographies de la maquette T10 à la fin du test (Fig.I.35), que les efforts se répartissent de la façon suivante:

- Création de plusieurs bielles formant un angle proche de 45° ;
- Ces bielles travaillent en compression ;
- L'effort de traction verticale est repris par les sections d'aciers verticales disponibles.

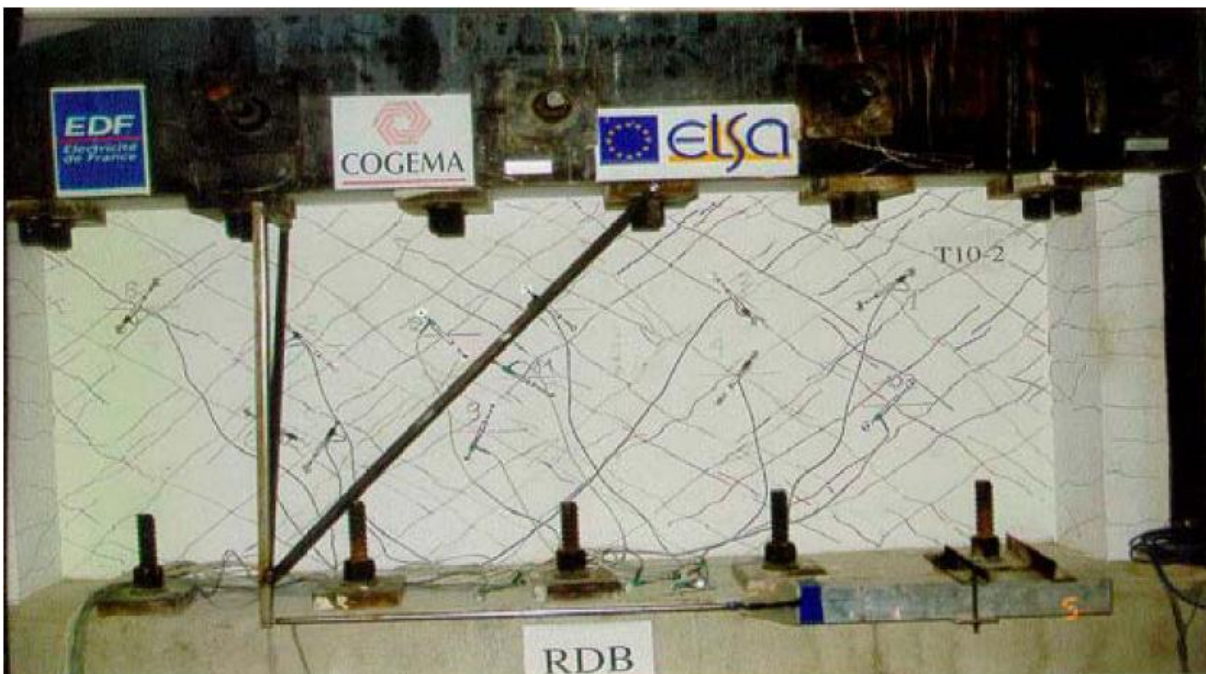


Figure I.35 : faciès de fissuration en fin de run de la maquette N° 10

Compte tenu des dimensions de la maquette n° 10, et des fissures constatées, les sections d'aciers disponibles sont celles qui géométriquement sont en mesure d'équilibrer les fissures observables, tel que le montre le schéma de la Fig.I.36 :

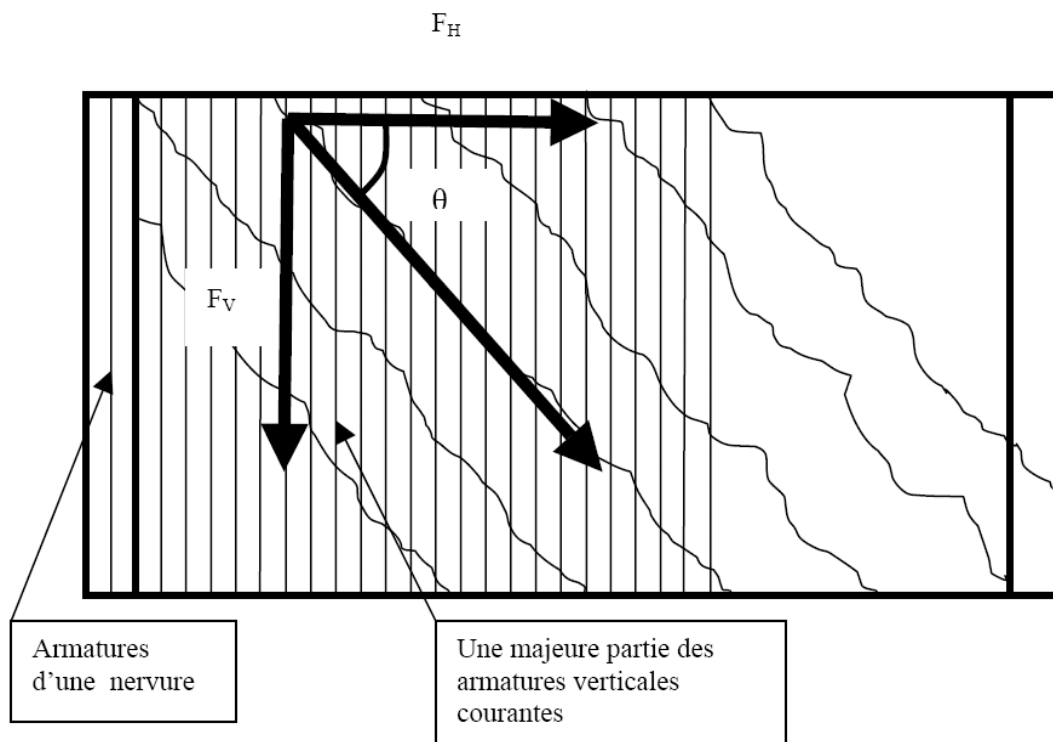


Figure I.36 : Schéma des efforts de bielle

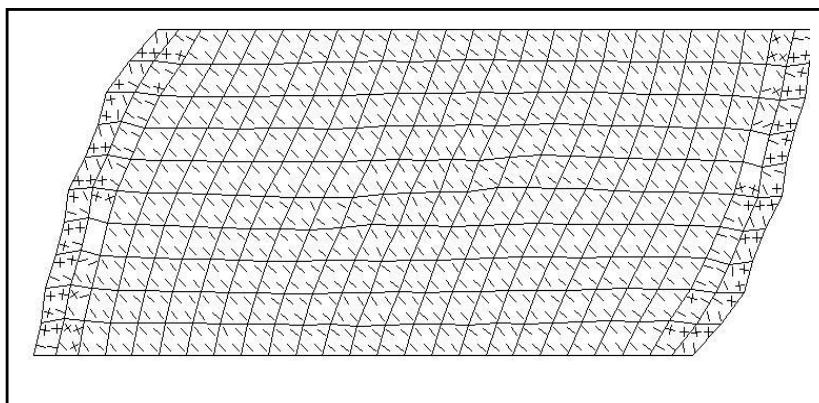
M^r Nicolae Ile [4] a fait une simulation numérique avec le code CASTEM, pour le voile décrit ci-dessus afin de comprendre et évaluer le comportement du béton, ainsi celui de l'acier a tout point dans le voile.

La Fissuration :

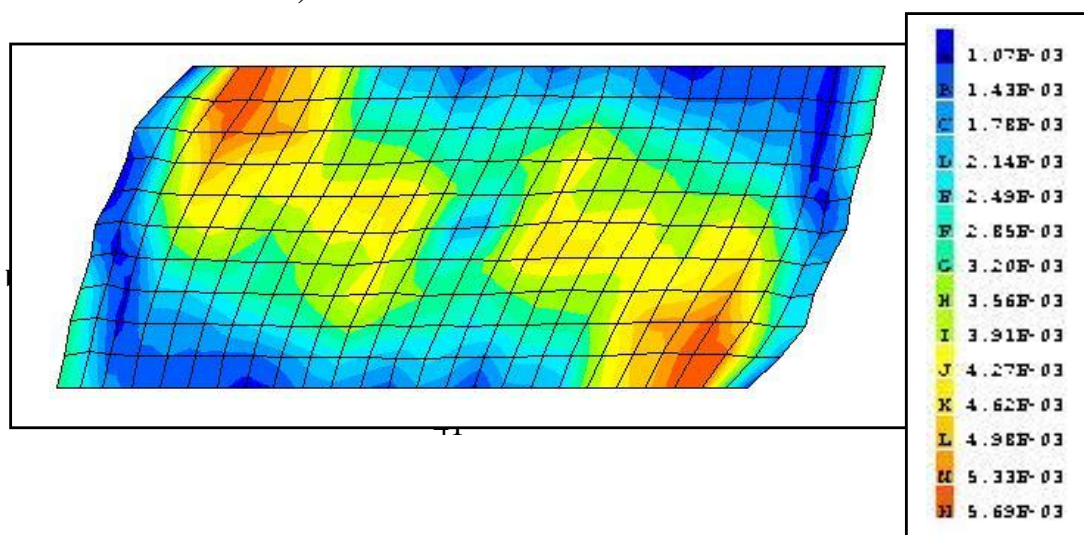
La distribution des fissures ouvertes est présentée dans la (Fig.I.37), on a tracé les iso valeurs des ouvertures de fissures correspondant au schéma de Fissuration précédent.

La Fig.I.37.b représente une bonne prédiction de l'état de fissuration : l'orientation des fissures dans l'âme, correspond généralement à celle observée dans L'expérience. Cependant la fissuration des nervures est dans une certaine mesure sur estimée. La fissuration verticale des nervures prédites par la modélisation ne trouve pas de correspondance dans l'expérience. Cet excès de fissuration dans les nervures peut être expliqué d'une part, par l'approximation de l'état réel de contrainte avec un état bi axial, d'autre part par l'approche de fissuration fixe répartie utilisée.

Le tracé des iso valeurs de l'ouverture de fissure fait apparaître une distribution des dommages en traction suivant de préférence la direction de la diagonale comprimée.



a) Schéma de fissuration



b) Iso valeurs des ouvertures de fissures

Figure I.37: fissurations et iso valeurs des ouvertures de fissures.

Mode de rupture

Les iso valeurs des déformations de compression dans le repère de fissuration sont présentées dans la Fig.I.38. Les grandes déformations qui se produisent aux extrémités de la diagonale comprimée indiquent le début de plastification en compression du béton à la base des « bielles » qui transmettent les efforts en compression. En effet, les observations effectuées lors des essais sur les voiles SAFE, à des instants proches de l'état ultime, montrent que la ruine s'amorce par l'écrasement du béton sans rupture des armatures

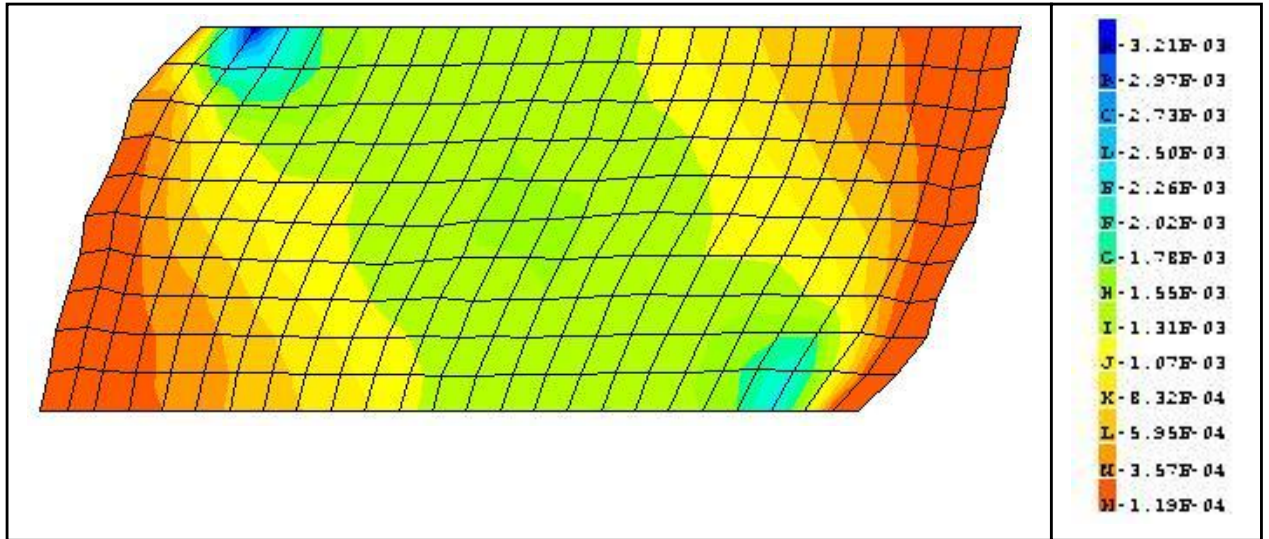


Figure I.38 : Iso valeurs des déformations en compression.

Plastification des aciers

La position des aciers plastifiés en traction est représentée par des flèches FigI.39. On constate le nombre beaucoup plus élevé d'aciers verticaux qui plastifient par rapport au nombre d'aciers horizontaux plastifiés. A des états avancés d'endommagement les armatures horizontales semblent donc perdre une partie de leur efficacité (qui était celle de limiter les ouvertures de fissures et d'assurer une distribution uniforme des fissures inclinées sous le séisme de dimensionnement) au profit des armatures verticales réparties.

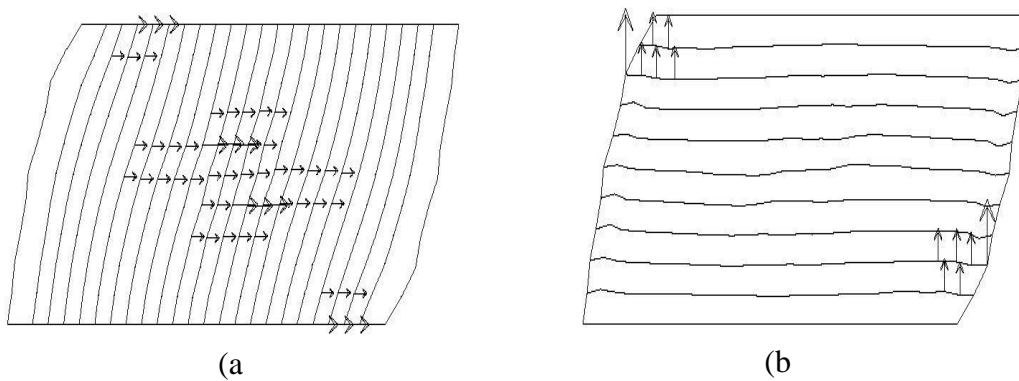


Figure I.39 : (a)aciers verticaux plastifiés, (b) aciers horizontaux plastifiés

I.7 Paramètre contribuent à la résistance à l'effort tranchant

Les paramètres couramment admis contribuant à la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé sont les suivants [13] :

1. La résistance du béton non fissuré ;
2. La capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction («tension
3. Le frottement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures ;
4. La présence d'acier transversal qui empêche l'ouverture des fissures ;
5. La résistance de l'acier longitudinal au cisaillement (effet de goujon).

L'effet d'engrènement - «aggregate interlock» - est dû au fait que les deux lèvres d'une fissure dans du béton ne sont pas parfaitement planes (FigI.40.a). Lorsqu'il y a glissement relatif (mode II), des forces de contact entre agrégats apparaissent, résistant au cisaillement de la fissure. Plus particulièrement, le glissement engendre une contrainte de cisaillement parallèle à la fissure et opposée au mouvement ainsi qu'une contrainte normale qui tend à ouvrir la fissure (phénomène de dilatance). Ces contraintes sont inversement proportionnelles à l'ouverture de la fissure. Sous chargement cyclique, à effort normal constant[17].

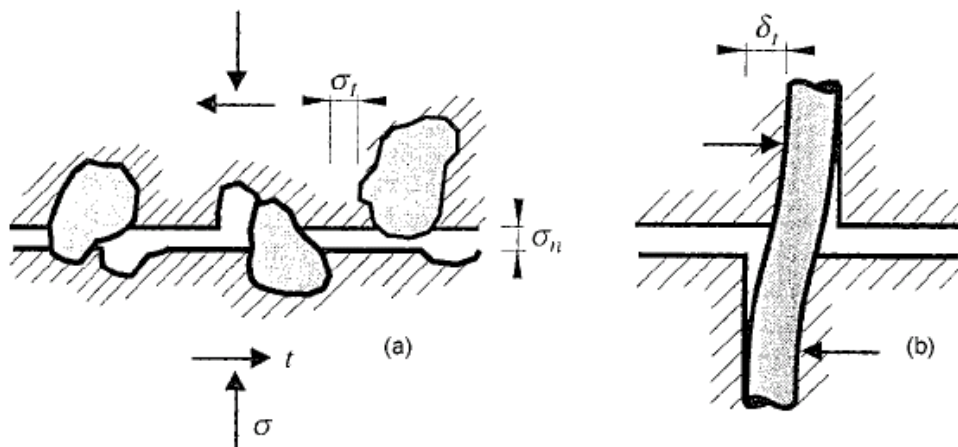


Figure I.40. Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier - béton

(Mestat et al. 1997) [20]

L'effet de goujon - «dowel effect» - est un phénomène assez complexe où intervient, en plus du cisaillement de l'acier, l'interaction avec le béton et les armatures transversales (Fig.I.40.b). Il apparaît lorsqu'une fissure est traversée par le ferrailage : le glissement des lèvres est gêné par le ferrailage qui travaille en flexion et en tension. De plus, il exerce sur le béton avoisinant des efforts très élevés qui l'écrasent. Ainsi, sous chargement cyclique, les courbes force - déplacement ont la même allure que celle caractérisant le phénomène d'engrènement (pincement) : autour de la position neutre, le ferrailage peut se fléchir facilement car le béton qui s'y opposait a été détruit au cours des cycles précédents. Il peut être réduit à un problème de matériau avec une loi de comportement convenable faisant intervenir la résistance à la traction du béton et la liaison acier béton. Comme le phénomène d'engrènement, l'effet de goujon est souvent négligé dans les modèles.

I.8 Les différentes techniques de renforcement

I.8.1 Technique de renforcement externe à l'aide d'un matériau composite

Le procédé constructif consiste l'application de renfort externe par collage de matériaux composite.

Dans ce qui suit nous allons présenter l'étude (ou les essais) qui a été menée par **E. Ferrier**, **F. Colomb**, et **P. Hamelin** à l'école centrale de Paris [21]. Cette étude consiste à tester trois voiles en flexion composées sous sollicitations cycliques.

Le premier voile est en béton armé sans renfort ;

Le second est le même que le premier voile mais cette fois-ci avec un renfort ;

Le troisième est le même que le second mais avec des mèches d'ancrages à la jonction voile semelle ;(ces mèches d'ancrage permettent de renforcer le voile à la flexion dans la zone d'encastrement)

L'exploitation des résultats permet d'obtenir :

Les courbes d'hystérésis des structures renforcées et non renforcées ;

Le gain de charges et de déplacement ;

L'évaluation du niveau d'endommagement du voile en fonction du déplacement et en fonction des modes de renforcement retenus ;

Le gain en rigidité ;

Le but de l'essai est de mettre en évidence l'apport du matériau composite en termes de renforcement.

I.8.1.1 Etude expérimentale

I.8.1.1.1 Descriptions des essais

La géométrie du voile étudié est présente dans la figure ci-dessous :

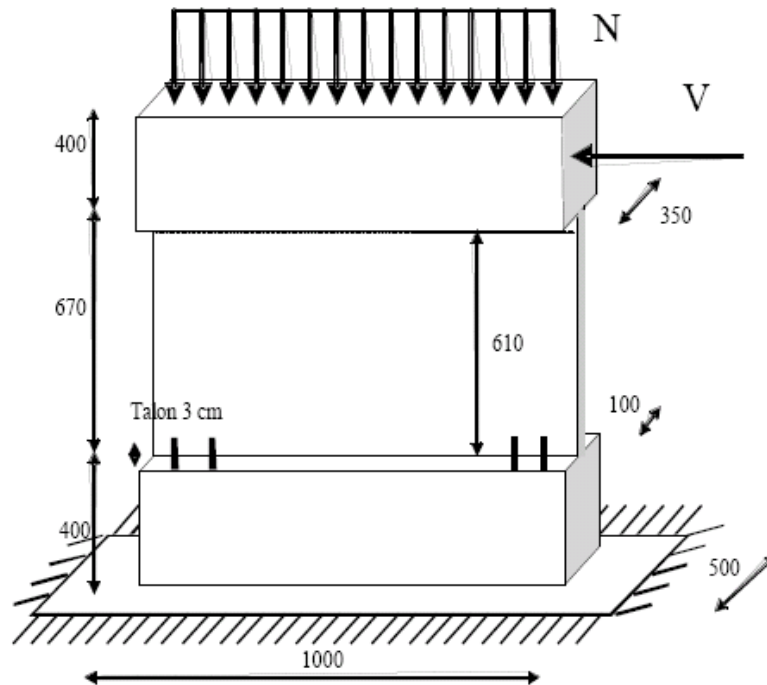


Figure I.41 : la géométrie du voile à teste

On remarque bien que le rapport $h/l < 2$ ce qui implique que le voiles est court.

Le voile étudié est à une échelle réduite de 1/3 d'un voile réel.

Le ferrailage est fait selon les recommandations minimales de l'Eurocode.

Présentation des trois voiles :

Le premier voile est en béton armé sans renfort (Fig.I.42 V1)

Le second sera renforcé par des bandes de composite ROOC (Fig.I.42 V2), c'est un composite de carbone époxy stratifié au contact qui a les caractéristiques suivantes :

Les fibres de carbone haute résistance sont unidirectionnelles ;

Le grammage du tissu est de 600 g/m² ;

La matrice utilisée est une époxy dont la cure est effectuée à froid ;

Les propriétés mécaniques de ce composite est les suivantes :

Un module d'élasticité de 80 GPa ;

Une résistance de 880 MPa ;

Une épaisseur nominale de 1 mm, la largeur des bandes de renforcement est de 50 mm

La répartition du composite est établie de façon à limiter la fissuration du voile.

Le **troisième** est identique que le second au quel ils ont ajouté des mèches d'ancrage à la jonction semelle voile pour évite une rupture par flexion du voile (Fig.I.42 V3) ;

Le béton est le même pour les trois voiles avec une résistance de 35 MPa.

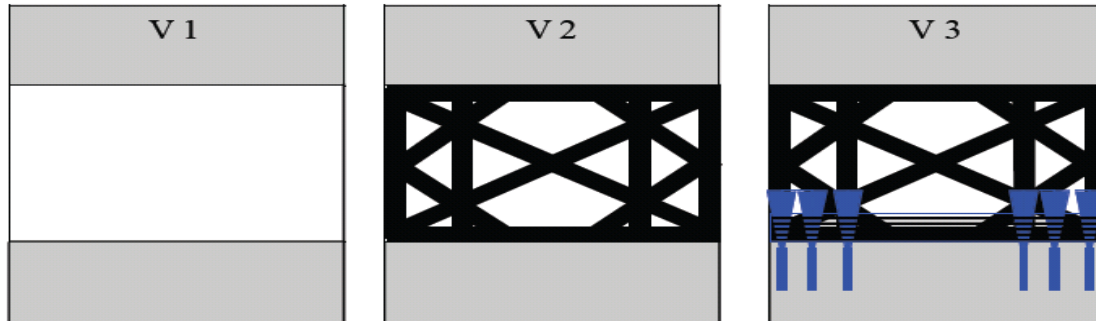


Figure I.42 : la description des trois voiles

I.8.1.1 .2 Instrumentation et protocole expérimental

Les essais sont pilotés en déplacements imposés. Le chargement est croissant de 0,5 mm tous les trois cycles.

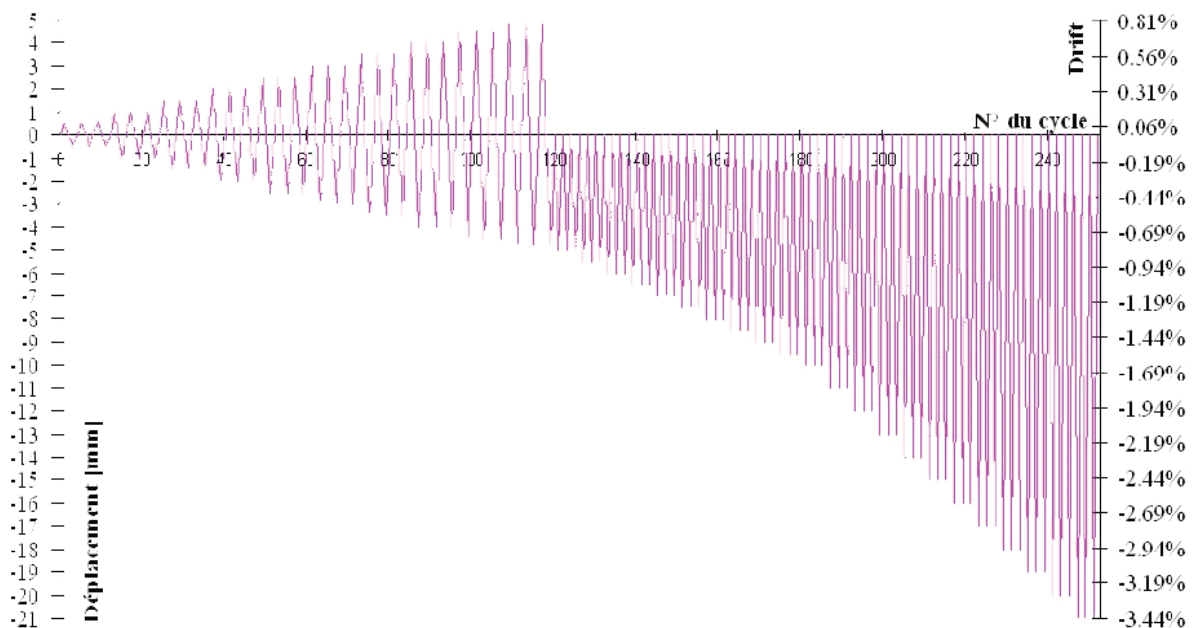


Figure I.43 : Les cycles de chargement

Dans cet essai **E. Ferrier F. Colomb, et P. Hamelin** ont mis en place 4 LVDT, afin de vérifier le glissement et le soulèvement entre le voile et la semelle inférieure et supérieure. Enfin 2 LDVT ont été positionnés suivant les diagonales afin de vérifier les variations de

longueurs selon la phase de fonctionnement (bielles tendues ou comprimées). Enfin une série de jauges de déformations a été collée sur le treillis soudé et sur le renfort composite afin de mesurer localement le taux de déformations des armatures métalliques et du renfort composite.

I.8.1.2 Résultats des essais expérimentaux

I.8.1.2.1 Evaluation des gains de charges et mode de rupture

Après avoir testé les trois voiles, ils ont pu déterminer la charge maximale supportée par chaque voile ainsi que son mode de rupture.

La charge maximale et le mode de rupture pour chaque voile sont illustrés dans le tableau suivant :

Voile	Charge maximal (da N)	Mode de rupture
V1	21 900	Bielle de compression cisailée
V2	34 300	Cisaillement de l'interface
V3	32 500	Bielle de compression cisailée

Tableau 1 : Charge et mode de rupture

Ils ont aussi tracé les courbes charge déplacement pour les trois voiles testées :

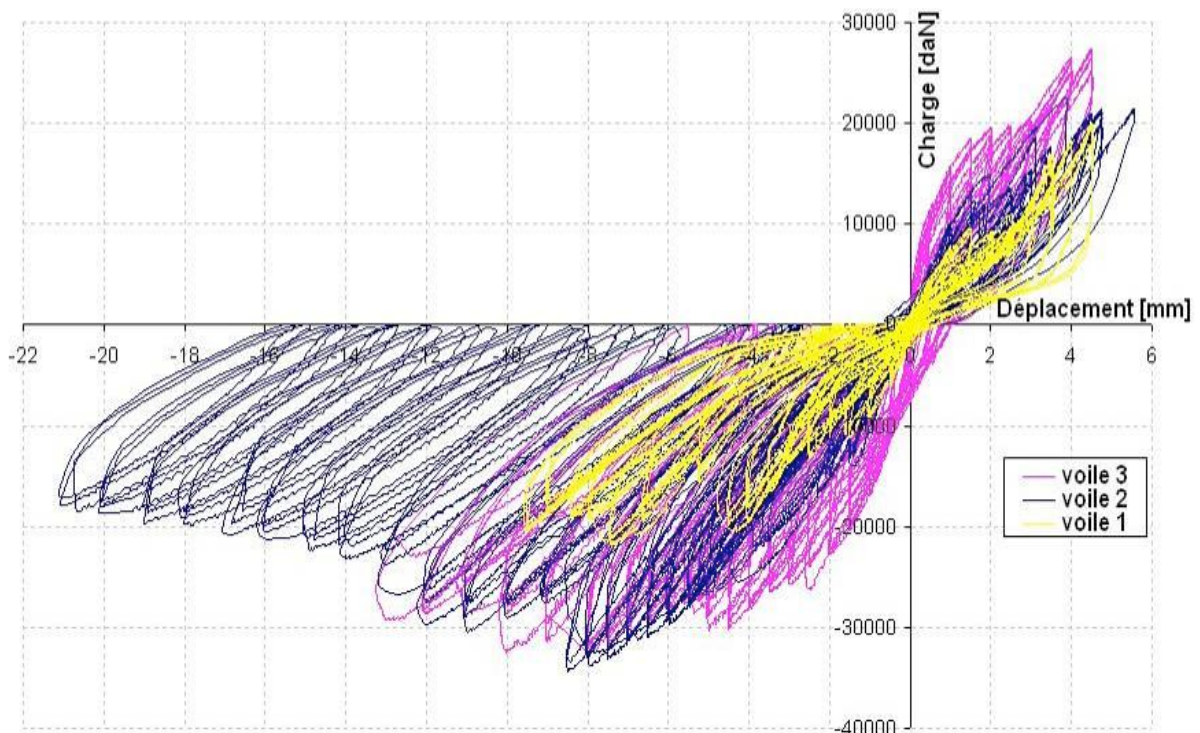


Figure I.44 : Courbe charge déplacement en tête de chaque voile

D'après le tableau 1 et le graphique de la Fig.I44, ils ont déduit que le renforcement par matériaux composites modifie fortement le comportement du voile. **Les bandes de carbone collées sur le voile V2, permettent un gain de charge (maximale) de 56 %, le gain de**

charge du renfort ancré par mèches est de 48 %. Le comportement initial est modifié : les gains de charges apportés par les mèches (voile V3 Fig.I.44) entre 0 et 4 mm de déplacement sont voisins de 100 % par rapport à V1. En revanche l'apport du composite du voile V2, n'est pas visible initialement. Il devient significatif à partir de l'apparition des premières fissures (déplacement de 4.5 - 4.75 mm).

I.8.1.2.2 Analyse de la rigidité

La Fig.I.43 montre qu'il y a une inclinaison des boucles d'hystérésis qui cause par la dégradation de la rigidité. Pour bien comprendre cette perte de raideur **E. Ferrier F. Colomb**, et **P. Hamelin** ont tracé la courbe d'évolution de la rigidité en fonction du déplacement imposé.

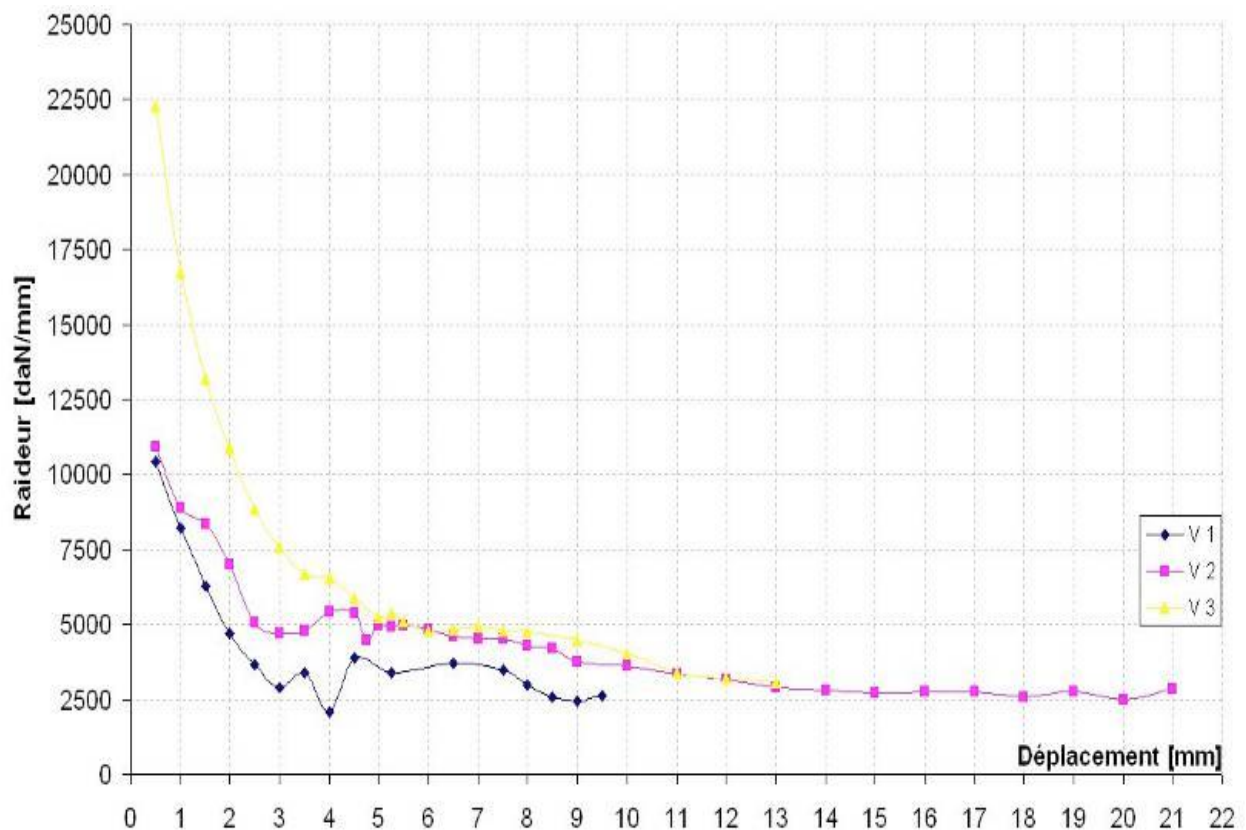


Figure I.45 : Evolution de la rigidité

D'après la Fg.I.45

La raideur initial des voiles V1 et V2 est très proches pour un pas de déplacement de 0 à 1.5 mm. Par contre la rigidité du voile V3 subit une faible perte.

La perte de rigidité initial des voiles V1 et V2 revient à la fissuration de la jonction voile semelle liée à la un manque de résistance à la flexion

La voile V3 présente une rigidité 100% supérieur à celle du voile V1. Ce fort accroissement est lié à l'absence de dégradation de la liaison.

L'évolution de la rigidité du voile est marquée par trois étapes :

Une première où le voile perd rapidement en rigidité donc est sérieusement endommagé entre des déplacements de 0 à 3,5 mm ;

une période de stabilisation entre 3,5 et 7,5 mm (début de la plastification des aciers) ;

une dernière entre 7,5 et 21 mm où on remarque à nouveau une nouvelle perte de rigidité moins importante pour enfin se stabilise au niveau de la rigidité de rupture ;

Les voiles V2 et V3 présentent un gain de raideur de 36 à 40 % par rapport à V1. La différence entre V2 et V3 est au maximum de 5 %.

I.8.1.3 Conclusion

Cette étude a mis en évidence, les effets du renforcement par composite sur des voiles courts en béton armé. L'utilisation du renfort par composite s'avère alors efficace sur bien des aspects (charge, déplacement, ductilité...).

Cette étude à montre aussi la contribution du composite est au-delà d'un certain déplacement critique permettant une fissuration importante de la structure. A partir de ce déplacement critique et à l'échelle du composant, le composite contrôle l'endommagement de la structure et modifie les mécanismes de fissuration en assurant une redistribution des efforts dans le composant. Le résultat global pour le voile court est une augmentation de la capacité de déplacement.

I.8.2 Technique de renforcement interne avec des barres diagonales

Dans ce qui suit, nous allons présenter une étude qui a été faite par **WERASEK Raongjant** et **MENG Jing** sur l'apport du renforcement diagonal des voiles en béton armé [22].

Ces deux derniers ont simulé quatre voiles en béton armé à l'aide d'ANSYS pour évaluer et examiner la réponse de ces voiles à ce renfort diagonal. (Les résultats de simulation ont été aussi comparé avec ceux de l'expérimentale)

I.8.2.1 Présentation des voiles

La géométrie des quatre voiles est identique, dont les dimensions suivantes :

-La largeur est de 1500mm, la hauteur est de 2250mm et l'épaisseur est de 100mm ;

Les potelets disposés dans les zones d'extrémités sont ferrillés identiquement pour les quatre voiles (Fig.I.46).

Le chargement est de type monotone, appliqué à 2150mm au-dessus de la semelle.

-**Le premier voile (LW-1)** est ferrillé selon le ferrillage traditionnel, barres verticales et horizontales. (Fig.I.46.a)

- **Le deuxième voile (LW-2)** est ferrillé selon un ferrillage diagonal avec un espacement et un angle d'inclinaison constant. Les barres diagonales sont ancrées à 600mm dans la semelle du voile (Fig.I.46.b).

- **Le troisième voile (LW-3)** est ferrillé identiquement que le deuxième mais avec un espacement différent, ce qui implique l'augmentation du nombre de barres (Fig.I.46.c).

- **Le quatrième voile (LW-4)** est ferrillé identiquement que le premier mais avec des quatre barres place diagonalement suivant un angle de 45° et ces barres sont ancrées totalement dans la semelle du voile (Fig.I.46.d).

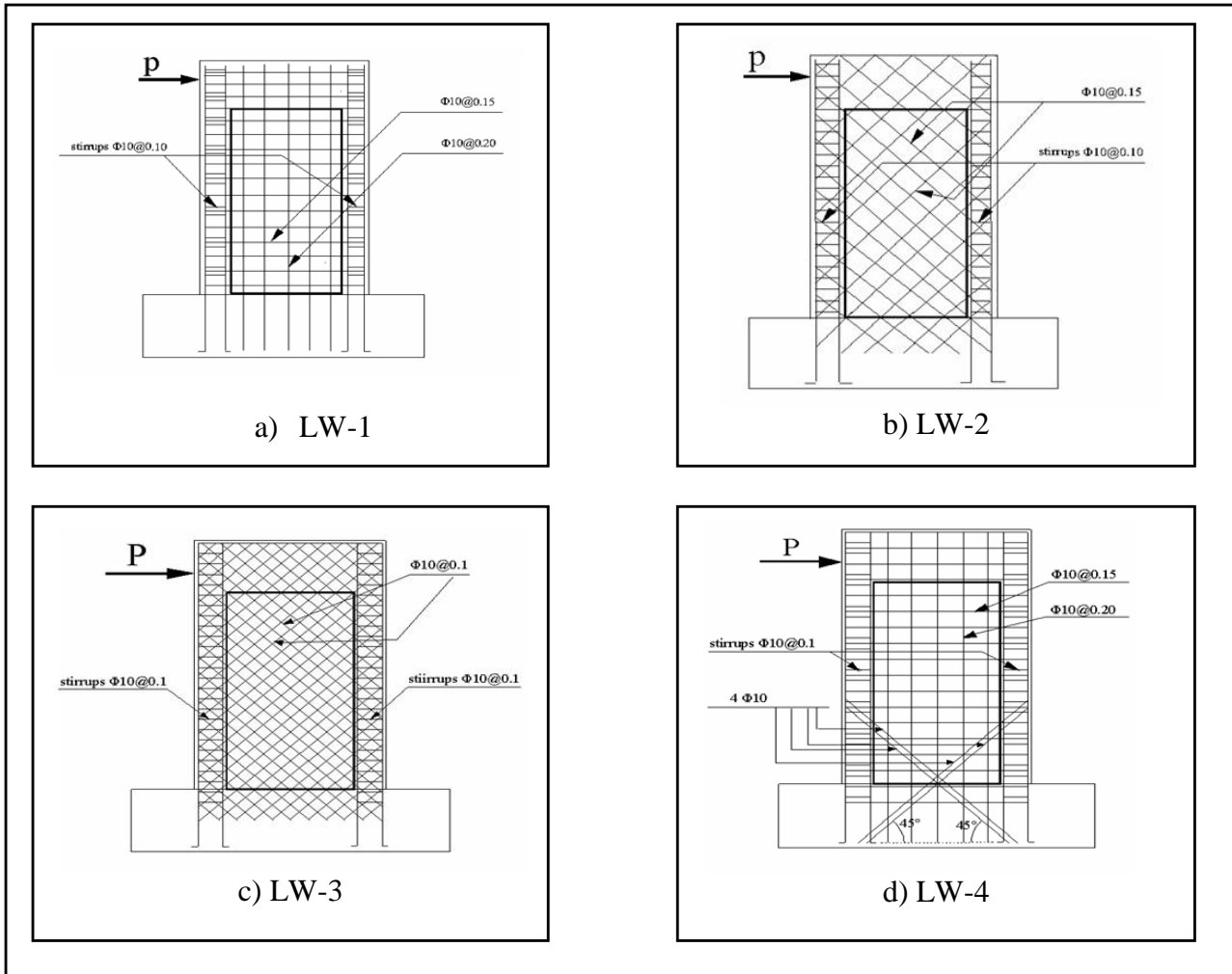


Figure I.46 : les quatre voiles testés

I.8.2.2 Le comportement force déplacement

La Fig.I.47 montre une assez bonne corrélation entre les essais expérimentaux et la simulation numérique.

Le tableau 2, montre que la différence est estimée à 10 %.

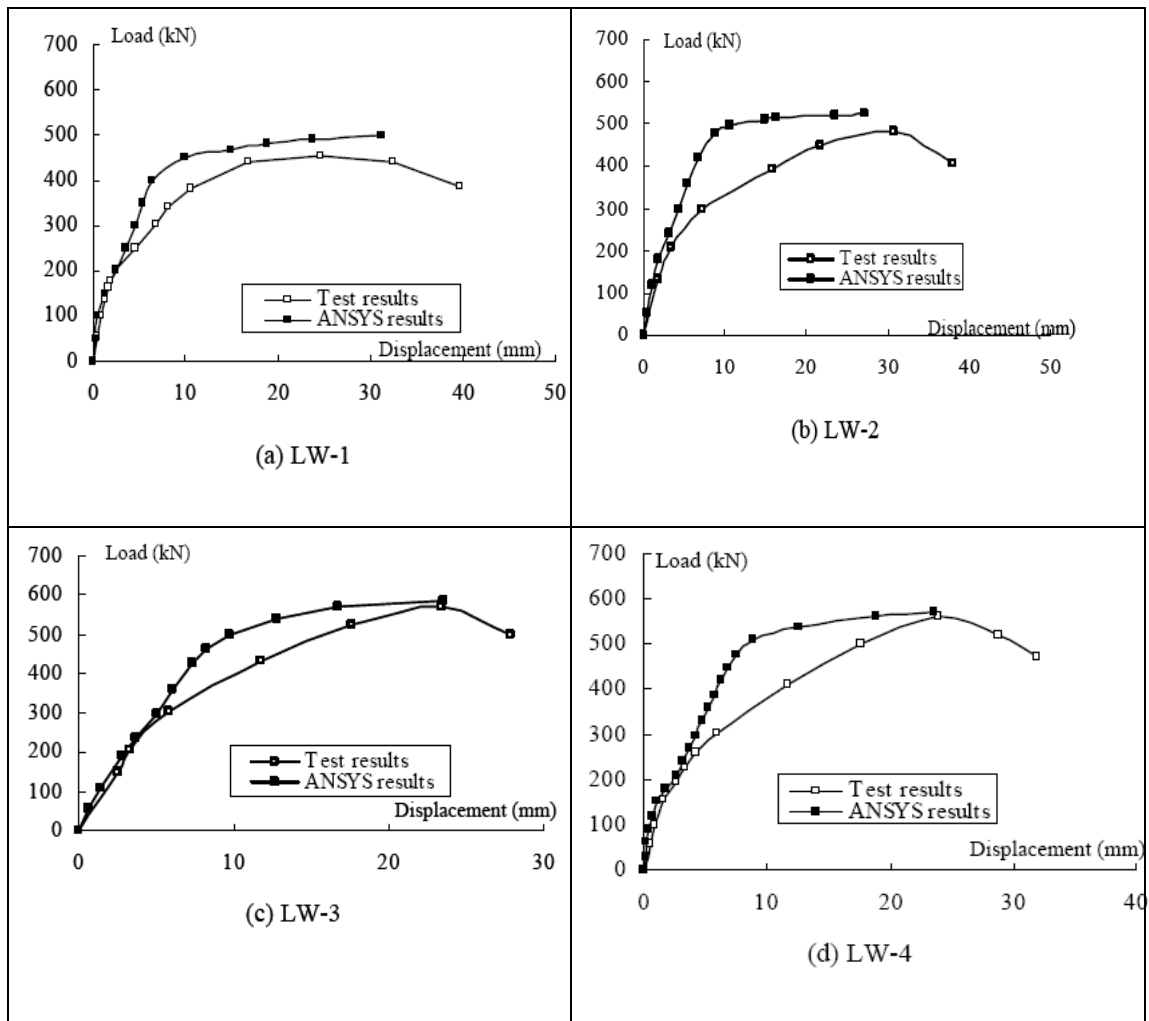


Figure I.47: Courbes force déplacement dans les quatre voiles

	LW-1	LW-2	LW-3	LW-4
Résultats des tests V _{exp} (kN)	460	475	572	562
Résultats ANSYS V _{ansys} (kN)	500	510	585	570
V _{ansys} / V _{exp}	1.087	1.074	1.023	1.014
Valeur approximative	1.0495			

Tableau 2: comparaison de la résistance au cisaillement dans des quatre voiles

I.8.2.3 Le développement des déformations dans les barres d'aciers

Les réponses chargement-déformations dans les barres d'aciers pour les essais expérimentaux et la simulation numérique sont représentées à la FigI.48.

La différence entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation numérique revient à la position des jauges de déformations dans les barres d'aciers (le point calculé dans le modèle en éléments finis n'est le même point dans l'essai réel).

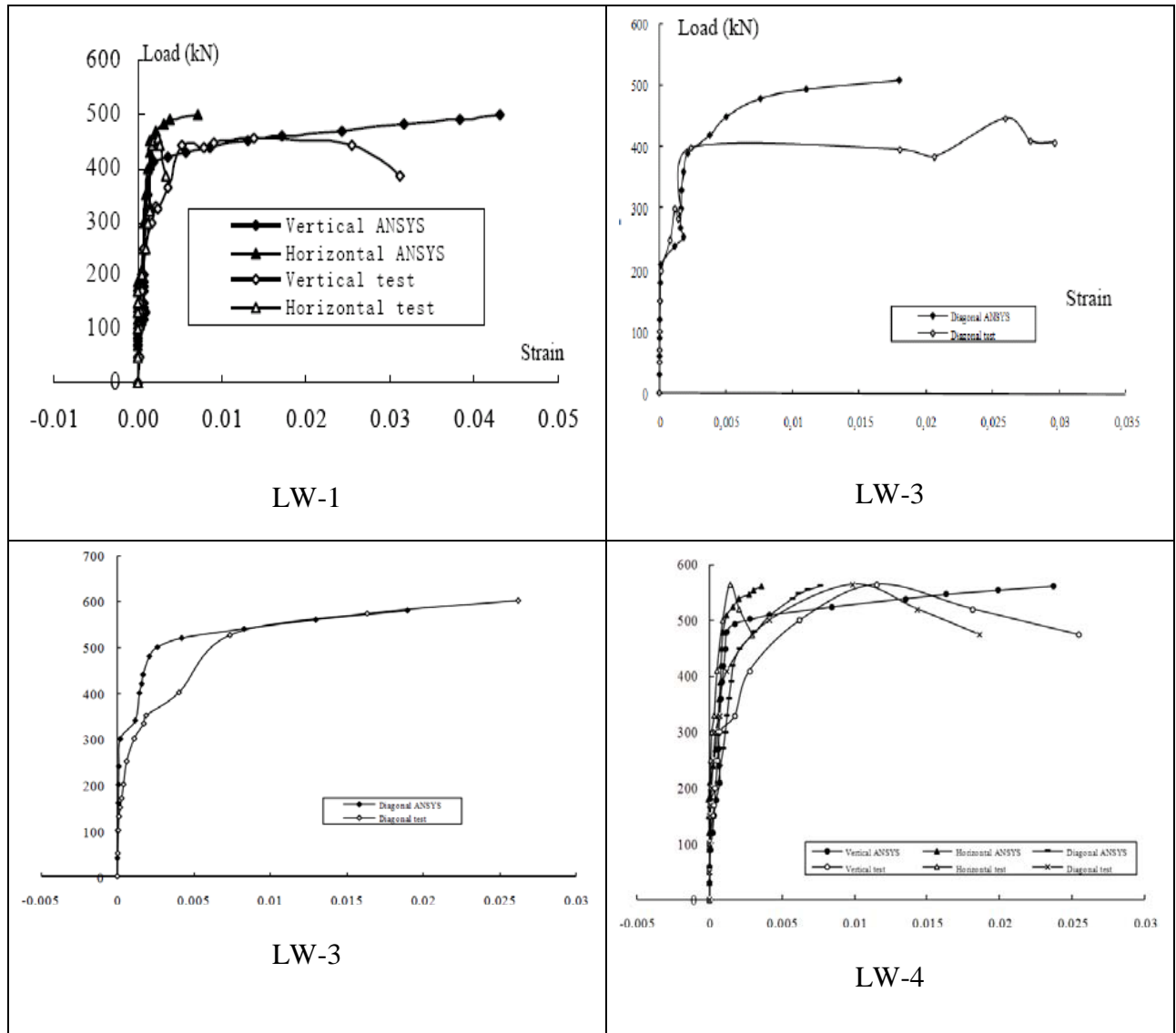


Figure I.48: Les déformations dans les aciers

I.8.2.4 Interprétation des résultats numérique

La comparaison montre que la simulation numérique utilisée dans cette étude est capable de traduire le comportement expérimental des voiles, lorsqu'ils sont soumis à un chargement horizontal monotone. Par conséquent, on peut discuter le comportement sismique des murs de refend en béton armé en détail sur la base des résultats numériques.

I.8.2.4.1 Le mécanisme du transfert du cisaillement pour les voiles avec ferrailage traditionnel et ferrailage diagonale dans l'âme

Les courbes chargement- contrainte dans le béton des trois voiles (LW-1, LW-2 et LW-3) issu de la simulation numérique sont représentées dans la Fig.I.49.

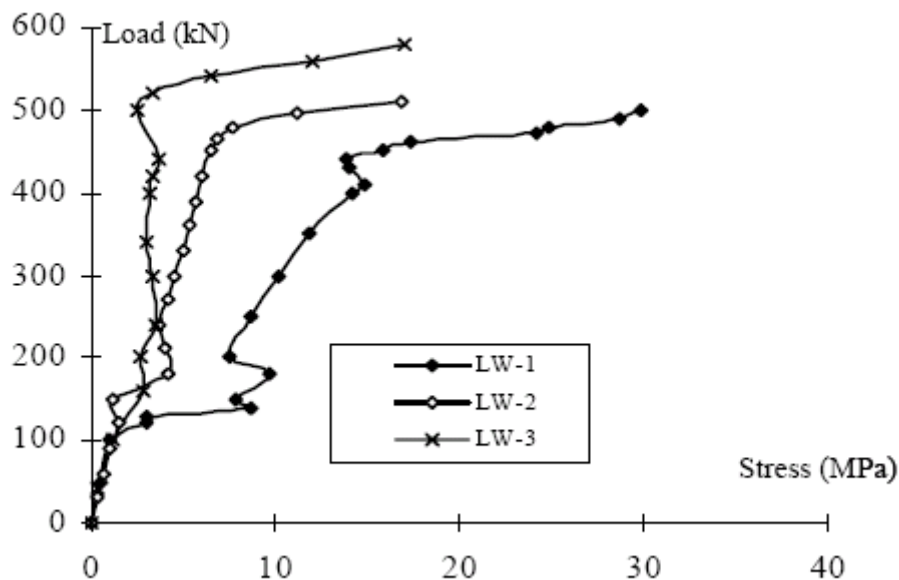


Figure I.49: Le développement des contraintes dans le béton pour les trois voiles (LW-1, LW-2 et LW-3)

De la Fig.I.48 on peut constater que les contraintes dans les voiles LW-2 et LW-3 augmente plus lentement que celle du voile LW-1, à 500Kn les contraintes dans le 3^{ème} voile est de 2Mpa environ, dans le 2^{ème} voile est proche de 20 Mpa, par contre dans le 1^{er} voile est de 30Mpa environ. Donc plus la densité du renfort en diagonale est importante plus les contraintes se propagent lentement.

Toutes les forces horizontales dans le voile classique doivent être reprises par des bielles de compression.

La rupture par écrasement du béton dans les bielles de compression se produit lorsque la contrainte de compression dépasse la contrainte moyenne dans le béton.

Le ferrailage en diagonale permet de transférer une partie de la force de cisaillement directement à la fondation par la tension. Par conséquent, la force de cisaillement dans les bielles de compressions est réduite.

Les courbes de la Fig.50 présentent le développement des contraintes dans les barres d'aciers. De cette figure, on constate que les contraintes dans les barres d'aciers sont faibles pour un taux de chargement inférieur à 200 kN. Par conséquent les fissures n'apparaissent dans l'âme du voile (béton). Dès que le chargement dépasse les 200kN, il y a une augmentation brusque des contraintes ce qui traduit que le béton a été fissuré. Alors il y aura une redistribution des contraintes entre le béton et les aciers.

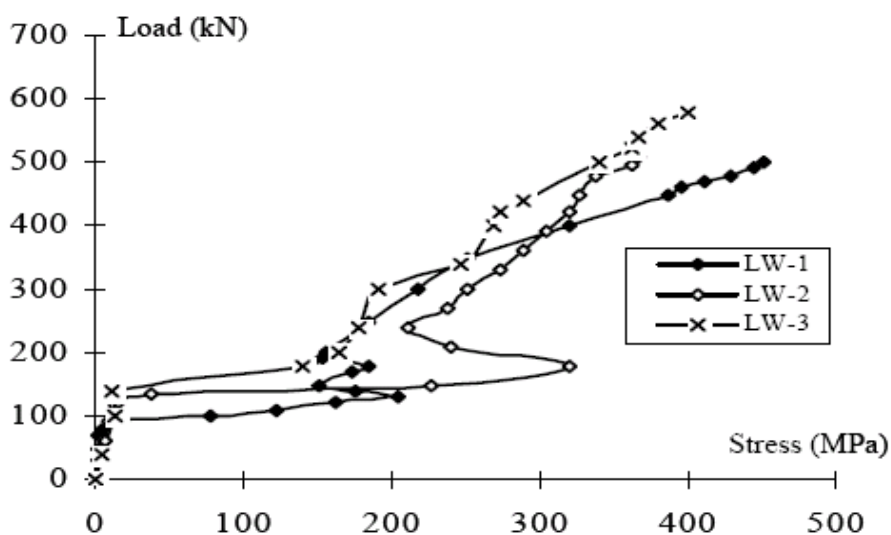


Figure I.50: Le développement des contraintes dans les barres d'acier pour les trois voiles (LW-1, LW-2 et LW-3)

Les contraintes dans les barres d'acier pour les voiles LW-2 et LW-2 augmentent plus lentement que celle du premier voile LW-1.

Donc le renforcement en diagonale est un bon mécanisme pour transmettre l'effort de cisaillement à la semelle du voile.

I.8.2.4.2 Le fonctionnement des barres diagonales dans le voile LW-4

Le développement des contraintes en fonction du chargement dans le béton pour les voiles LW-1 et LW-4 sont illustrés dans la figure suivante (Fig.I.50)

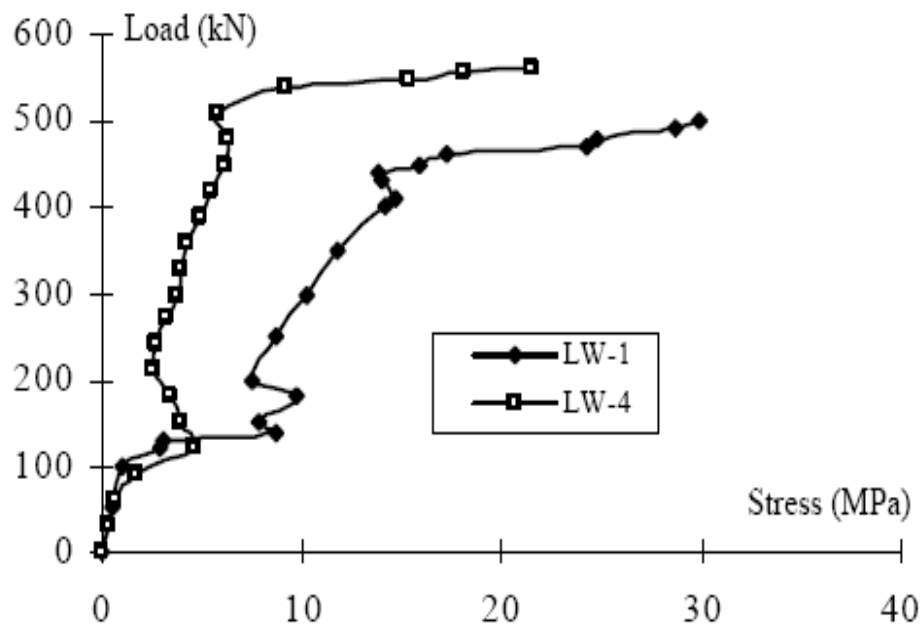


Figure I.51: Le développement des contraintes dans le béton pour les voiles (LW-1, LW-4)

De la Fig.I.51, les contraintes dans le béton du voile LW-4 augmentent plus lentement que celle du voile LW-1. D'où, les barres diagonales placées dans le voile LW-4 permettent de transmettre directement les forces de cisaillement à la semelle du voile et que les contraintes dans les bielles de compression seront réduites.

La Fig.I.52 représente l'évolution des contraintes dans les barres d'aciers en fonction de chargement pour les voiles, LW-1 et LW-4.

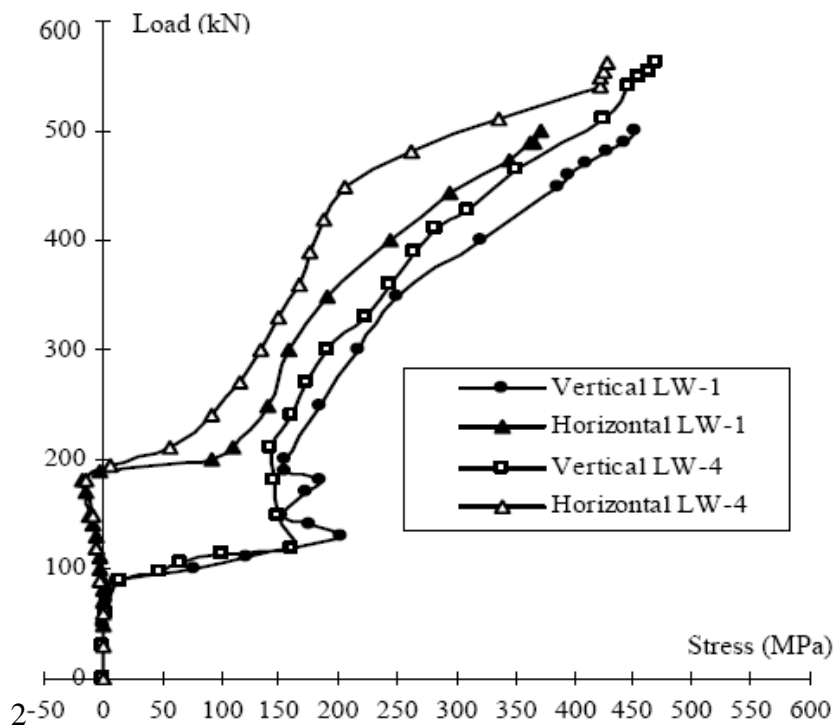


Figure I.52 : Développement des contraintes dans les barres d'aciers pour les voiles (LW-1, LW-4)

Une fois le chargement dépasse les 150 kN, des fissures apparaissent dans le béton et les contraintes redistribuent entre le béton et les barres d'aciers, ce qui traduit l'augmentation importante des contraintes dans les renforcements.

On remarque aussi que l'augmentation de contraintes dans les barres verticales et horizontales du voile LW-1 est plus rapide que celles du voile LW-4. Car dans le voile LW-4 les barres diagonales soutiennent les autres barres verticales et horizontales, ce qui traduit la différence.

I.8.2.5 Conclusion

- 1-) les comparaisons entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation numérique font ressortir la capacité de la simulation à bien traduire des différentes grandeurs telle que les déplacements et les contraintes dans le béton ainsi que dans les barres d'aciers.
- 2-) les résultats numérique dans cette étude a montré que le renfort (le ferrailage) diagonal a été efficace pour reprendre les forces de cisaillement, les forces de cisaillement dans les bielles de compression ont été réduites.
- 3-) Le voile LW-3 à montre un bon comportement par rapport aux autres voiles.

Chapitre II :

Comportement des matériaux et leurs modèles numériques

II Comportement et modélisation numérique des matériaux

Le chargement sismique impose à la structure de résister à plusieurs cycles de forte amplitude. Le modèle rhéologique doit donc rendre compte des dégradations apportées par ce type de chargement et de bien représenter les phénomènes essentiels au niveau de chaque constituant.

L'objectif de ce chapitre est de décrire le comportement des matériaux ainsi que leur modèle utilisé par le code des éléments finis ABAQUS. Les matériaux constitutifs béton, acier sont modélisés séparément.

La dégradation de l'adhérence acier-béton est prise en compte par ABAQUS.

II.1 Béton

Le béton est un agglomérant précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvant. Il est formulé en fonction de l'usage auquel il est destiné, il est essentiellement utilisé pour la construction d'ouvrage de génie civil et d'architecteur.

Vers 2600 avant JC, les assyriens et les Babyloniens ont employé l'argile comme un matériau liant. Les Egyptiens ont utilisé un ciment à base de chaux de gypses. En 1756, un ingénieur anglais, John SMEATON a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblent aux graviers et d'un mélange de brique pulvérisées comme ciment. En 1824, un inventeur anglais, Joseph ASPDIN a inventé le ciment Portland qui est la méthode la plus utilisée à ce jour pour la production de béton. Ce premier ciment artificiel a été créé par le brulage simultané d'argile et de roches calcaires. Le processus de brulage change les propriétés chimiques de ces matériaux, et de cette façon ASPDIN a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieur à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisées jusqu'alors. Le seul inconvénient de ce matériau nouveau est sa faible résistance à la traction. En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforce des bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres de fer. Cette nouvelle invention a été brevetée en 1867.

II.1.1 La composition du béton

Le béton est un composé multiphasique constitué d'un mélange de granulats et de pâte, elle-même constituée de ciment et d'eau. La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton. Chaque constituant a un rôle bien défini, celui de liant pour la pâte de ciment, celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance ce pour les granulats.

II.1.1.1 Le ciment

Le ciment joue le rôle de liant le béton hydraulique. Il est lui- meme composé de clinker, associé à des constituants secondaires, tels que la laitier de haut fourneau : un résidu minéral issu de la préparation de la fonte à partir du minerai de fer et du coke métallurgique, de cendres volantes ou de fillers calcaires (granulats fins obtenus par broyage de roches). Suivant la proportion de ces éléments.

On trouve sur le marché cinq type de ciments : le ciment portland, le ciment portland composé, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut-fourneau à haute teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

Le ciment portland est utilisé dans la préparation des bétons armés. Le ciment portland composé est, quant à lui destiné aux travaux de dallage et aux routes. Les autres types de ciments sont réservés aux travaux ne nécessitant pas une résistance particulière à la chaleur. Ils sont tous indiqués pour les travaux souterrains et les ouvrages massifs en eaux agressives.

II.1.1.2 Les granulats

Les granulats occupent 60 à 75 % du volume du béton, ils sont de compositions ou nature minéralogique (dureté, porosité, réactivité), de formes et de tailles très variées, au gré des carrières proches des ouvrages à construire. On distingue trois types de granulats dans les bétons :

- le sable, ce sont des particules de diamètre inférieur à 5 mm,
- les gravillons de diamètre compris entre 5 à 10 mm et en fin,
- les cailloux dont le diamètre est compris entre 10 et 40 mm

Les granulats naturels proviennent de dépôts de matériaux alluvionnaires roulés ou de roches concassées de natures très différentes (sollico-calcaire, granit). On caractérise un

granulat par sa courbe granulométrique qui donne en fonction de la dimension moyenne de grain, le pourcentage des grains de dimensions inférieurs à une valeur donnée.

La dimension maximale des granulats à utiliser d dépend de la dimension caractéristique des ouvrages auxquels est destiné le béton, si h est la plus petite dimension de l'ouvrage et e l'espace compris entre deux armatures de ferrailage éventuel :

$$d \leq \frac{h}{4} \quad \text{ou} \quad d \leq \frac{3}{4}e$$

II.1.1.3 L'eau

L'eau est un constituant du béton qui peut être présent sous deux formes et chimique. Une classification classique permet de distinguer trois types d'eau :

l'eau chimiquement liée : elle n'est plus considérée comme faisant partie de la phase liquide car cette eau est combinée aux hydrates, dont elle fait partie, sous forme d'eau de cristallisation ;

L'eau adsorbée : est constituée par des couches de molécules sur la surface solides des pores soumises aux champs de forces électriques superficielles des particules CSH et à l'action des forces de Van Der Waals, la structure électronique de molécule d'eau ne varie que très peu dans ce cas-là ;

L'eau libre : cette eau échappe aux forces superficielles des particules solides. En excès par rapport à l'eau nécessaire à l'hydratation, elle occupe les micropores ;

Il est très important de respecter la proportion d'eau, car trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ses propriétés mécaniques et sa durabilité. L'association ciment-eau génère des réactions extrêmement complexes. Silicates et aluminates se développent pendant la phase d'hydratation. Ils forment alors un gel cristallin qui marque le début du phénomène de **prise**. Au cours de la phase de durcissement, qui peut durer plusieurs mois, la multiplication des microcristaux augmente les résistances mécaniques. Le béton se transforme, alors, en une véritable roche composite.

Les mécanismes d'hydratation du ciment créent au sein du béton un espace poreux. On distingue traditionnellement la porosité ouverte (dont les pores communiquent entre eux) de la porosité fermée (dont les vides se trouvent isolés les uns des autres). Le schéma présenté à la

Fig. II.1 illustre la répartition des dimensions des différentes phases solides et poreuses que l'on rencontre au sein de la matrice cimentaire du béton.

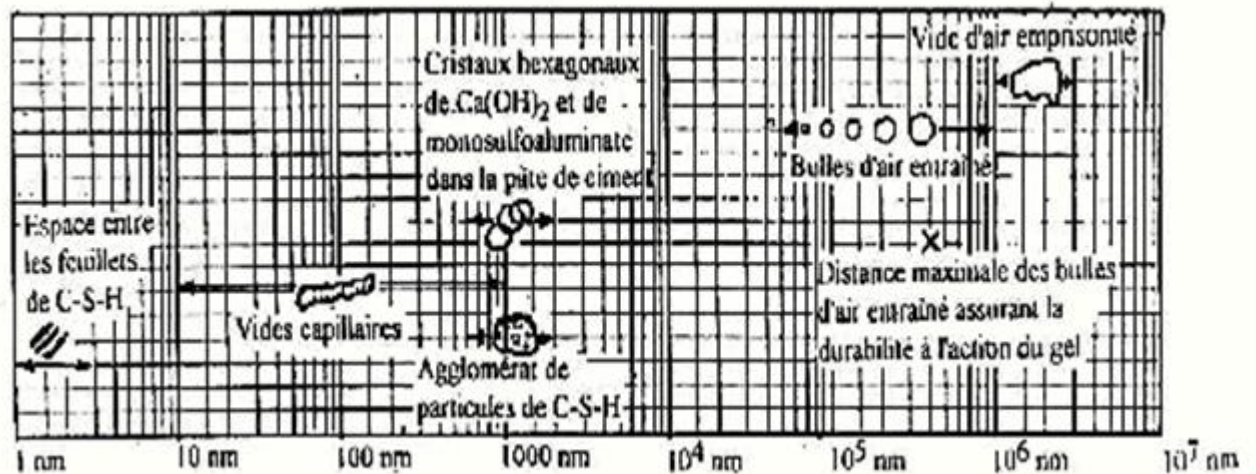


Figure II.1: Dimensions des pores et phases solides
présentes dans la pâte de ciment (Mehta 1986).

Il est à noter que la structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton (Rostasy & al. 1980, Ferreira & al. 1989, Noumowe 1995). De nombreux essais ont permis de mettre en évidence l'influence de la porosité sur les propriétés mécaniques du béton et plusieurs auteurs ont même proposé des relations théoriques permettant de lier la porosité totale à diverses caractéristiques (Rossler & Older 1985, Ferreira & al. 1989). La figure II.2 présente à titre indicatif les relations d'évolution de la résistance en compression en fonction de la porosité ($\phi = V_p / V_{tot}$)

II.1.2 Comportement mécanique du béton

Dans ce qui suit, on présente un aperçu du comportement mécanique du béton à température ambiante sous divers types de sollicitations, en passant en revue son comportement sous sollicitation de compression simple et cyclique, traction simple et cyclique. Cette partie a pour but de mettre en évidence le lien entre la fissuration et l'endommagement. L'essai de traction-compression cyclique, par contre, a pour but de mettre en évidence l'effet de la refermeture de fissures (effet unilatéral).

II.1.2.1 Comportement en compression

II.1.2.1.1 Comportement en compression uniaxial

L'essai de compression uniaxiale est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance en compression. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16 32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et diamètre de 16 cm avec une aire de 200cm². L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la Fig. II.2.

Nous observons les quatre phases suivantes :

La réponse est linéaire jusqu'à 30% - 50% de la limite en compression f_c .

La courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).

La courbe présente un pic suivi d'une branche post - pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Fig. II.2a).

La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures et augmentation de volume (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 sont les déformations principales Fig. II.2b).

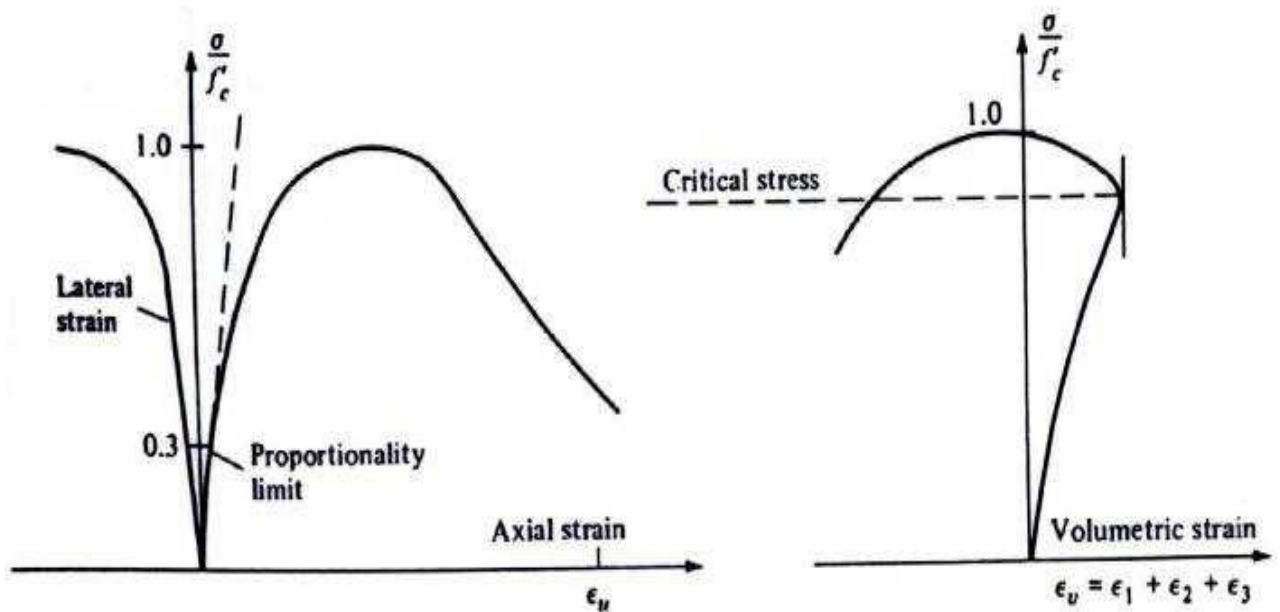


Figure II.2 : Comportement du béton en compression simple [Chen 1982][22]

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux ([Lorrain 1974][24], [Mazars 1984][25], [Berthaud 1988][26]) et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures. Le développement des microfissures est lié selon plusieurs auteurs, ([Lorrain 1974], [Mazars 1984]) à l'effet des extensions ($\varepsilon > 0$, déformation positive). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux présollicités ont montré que l'orientation privilégiée des micro-fissures est perpendiculaire aux directions d'extensions, créant dans un premier stade une anisotropie du comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens (Fig.II.3). De plus, il a été montré (Torrenti 1994) 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.

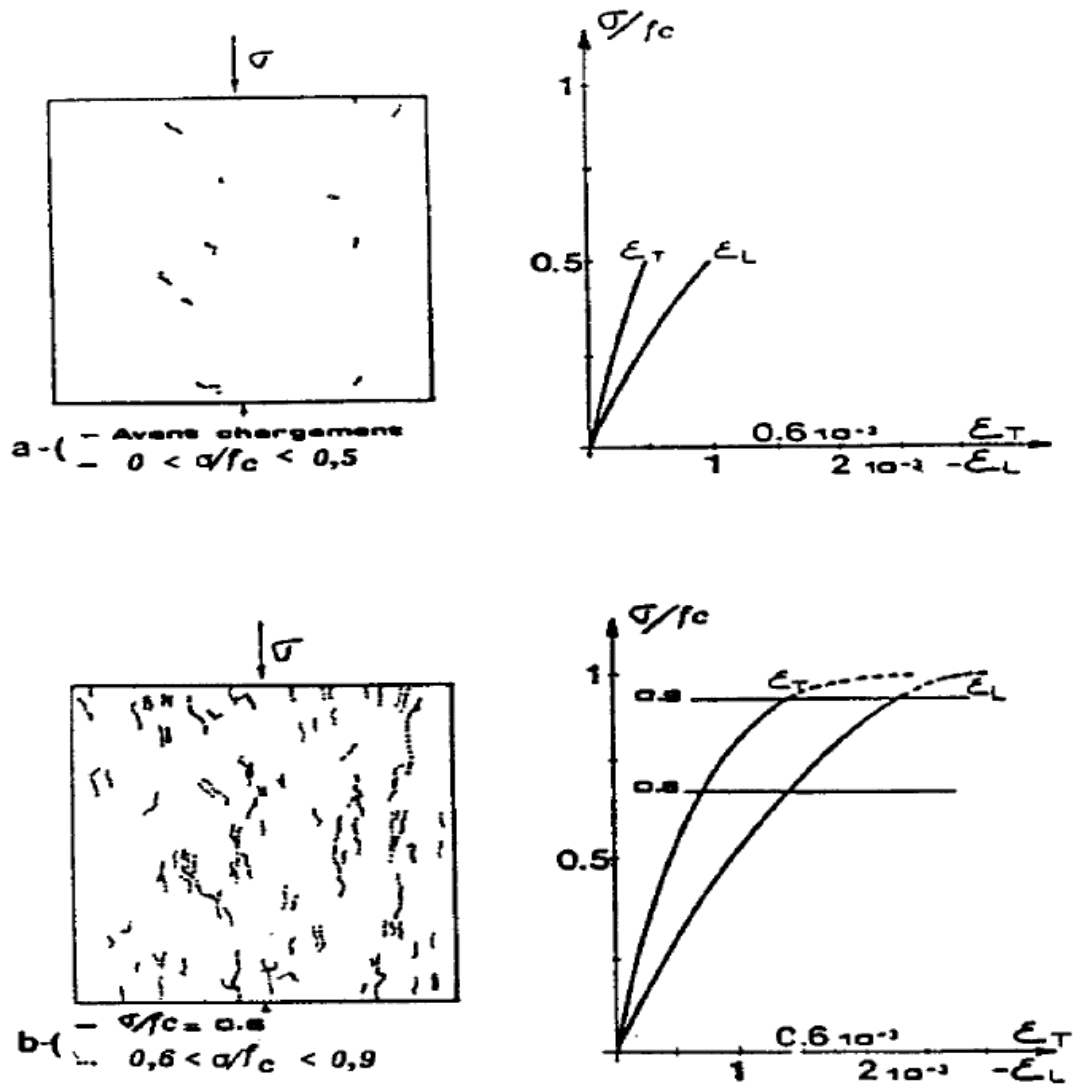


Figure II.3: Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression (Robinson 1965).

II.1.2.1.2 Comportement en compression cyclique

L'essai cyclique en compression simple présenté à la Fig. II.4, permet d'obtenir d'autres renseignements sur le comportement du béton. D'une part, il permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par

l'effet de frottement entre surfaces des microfissures et le non refermeture complète des microfissures après déchargement.

Un autre renseignement peut être tiré de cette figure, il concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être lié à deux aspects:

d'une part, au frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci ;

d'une part, au frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autres part, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

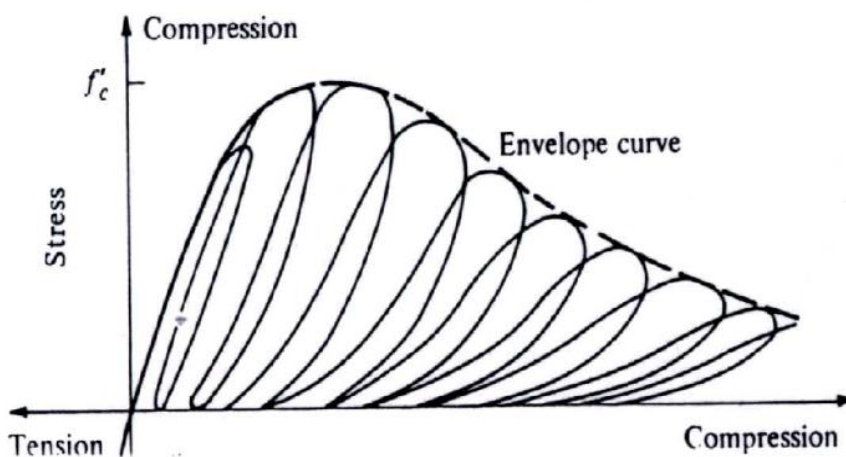


Figure II.4: Comportement cyclique du béton en compression simple [Karsan et al 1969][22]

II.1.2.1.3 Comportement à une contrainte de confinement

De ce qu'on a vu précédemment, on peut s'attendre à une sensibilité du matériau béton à l'application de contrainte de confinement. C'est effectivement ce qui a été démontré par plusieurs auteurs ([Richart & al]. [1928, Balmer 1949], [Jamet & al. 1984]).

On peut constater sur la Fig. II.5 :

la réponse du béton est d'autant moins fragile que le confinement est important et que l'on obtient un comportement ductile pour les très grands confinements.

Ce gain de rigidité est lié à l'augmentation des contacts au sein de la microstructure du matériau béton qui est une conséquence de la destruction des pores ([Chen 1982], [Ramtani 1990]).

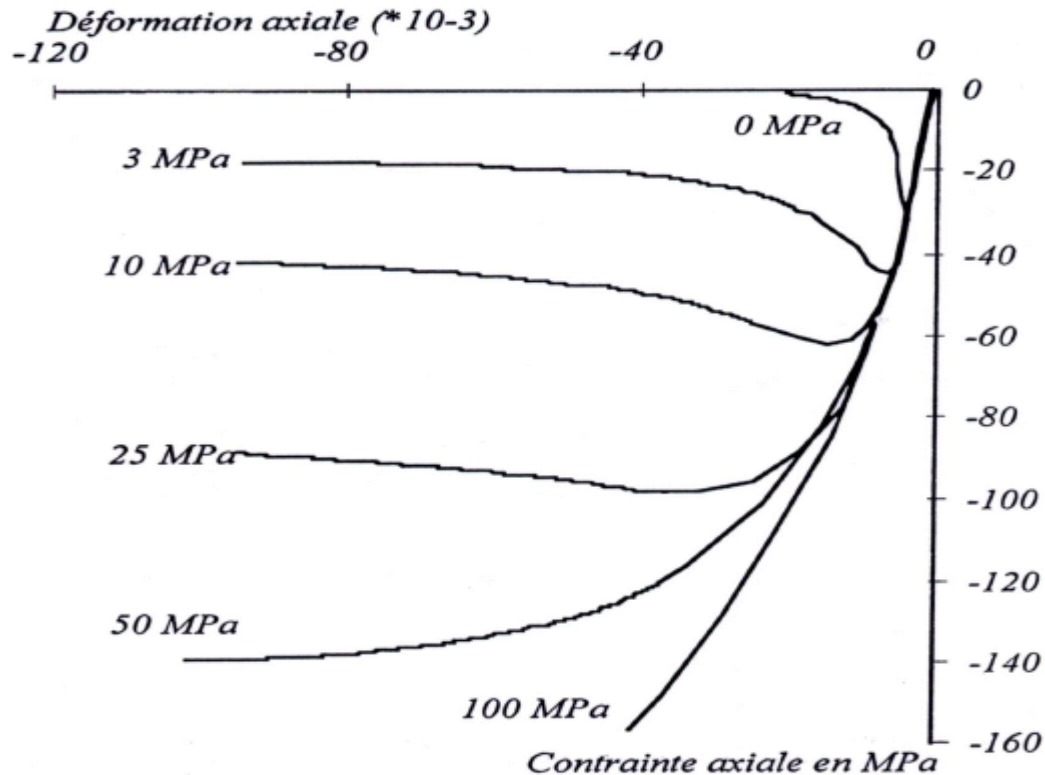


Figure II.5: Essais de compression triaxiale ([Jamet & al. 1984])

II.1.2.1.4 Comportement sous charge hydrostatique

En ce qui concerne le comportement du béton sous chargements hydrostatiques, le béton présente un comportement non linéaire.

La Fig. II.6, présente le comportement expérimental dans le cas d'une compression hydrostatique ([Chen 1982][22]). On remarque sur cette figure trois phases de comportement :

une phase élastique linéaire ;

une deuxième phase d'assouplissement correspondant à l'effondrement progressif de la structure microporeuse de la pâte de ciment hydraté ;

une dernière phase de raidissement liée à l'augmentation des contacts au sein de la matière qui est une conséquence de la destruction des pores ;

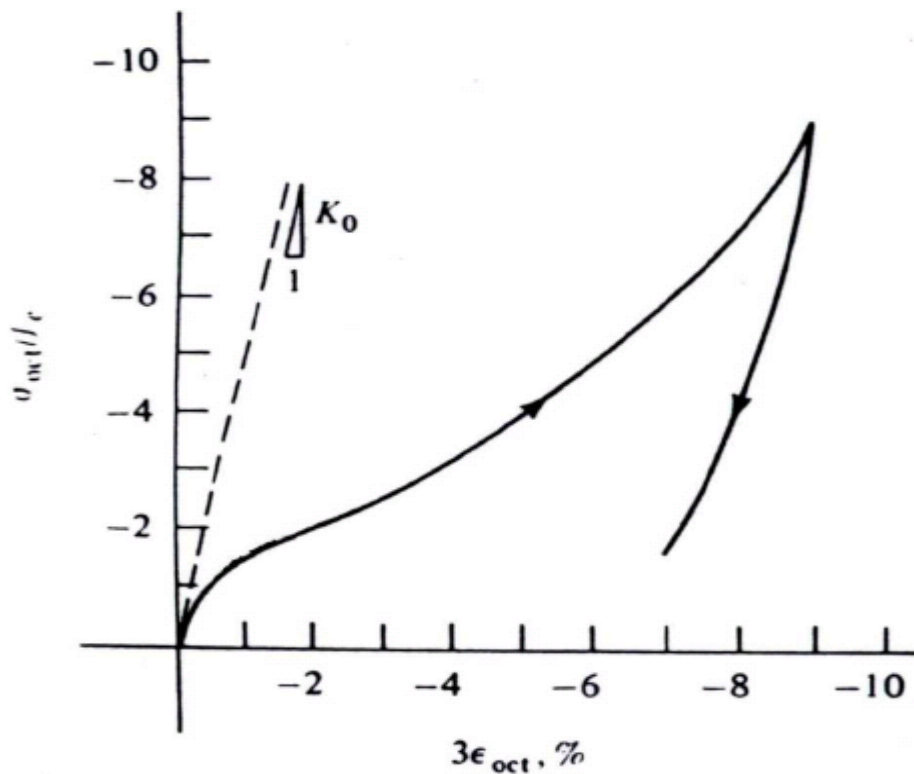


Figure II.6: Essai de compression hydrostatique du béton ([Chen 1982])

II-1.2.2 Comportement en traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. 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 déterminer ce comportement.

II-1.2.2.1 Comportement en traction simple

La Fig. II.7, présente la courbe contrainte-déformation pour le béton en traction simple (essai de traction directe). Dans cette figure, on peut distinguer deux phases importantes du comportement du béton:

Dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic ($\sigma < f_t$ f_t étant la limite en traction).

Une **deuxième phase (phase adoucissante)**, après le pic, est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les micro fissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent en mode I essentiellement pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.

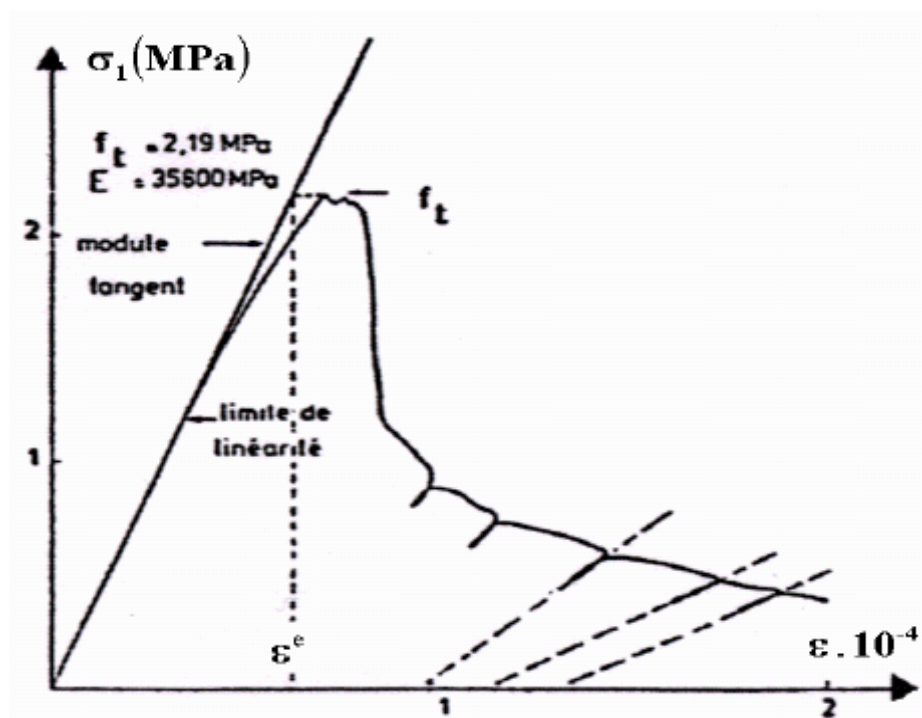


Figure II.7: Comportement de béton en traction simple ([Terrien 1980])

Les cycles charge-décharge permettent de constater :

Une chute importante de la raideur en fin d'essai ($E \approx E_0/2$) ;

Apparition de déformation résiduelle ;

Dans son état ultime, l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

II-1.2.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique présenté à la figure II.8, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la figure II.9 que les boucles d'hystérésis sont très faibles.

Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes peu importants qu'en compression.

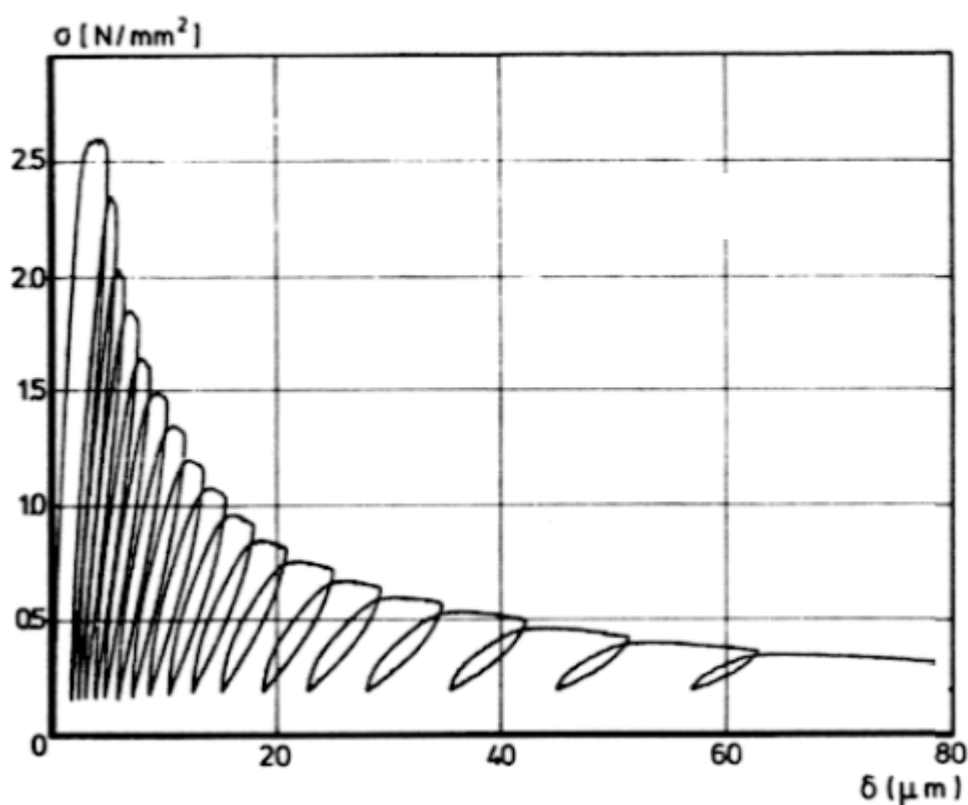


Figure II.8: Comportement cyclique du béton en traction ([Reinhardt et Corneillesen 1984])

II-1.2.3 Comportement cyclique traction-compression

Un essai de compression axiale, sur une éprouvette endommagée en traction, met en évidence une propriété importante du comportement du béton, **c'est le caractère unilatéral.**

On constate que la raideur du béton préalablement endommagé en traction augmente très rapidement pour atteindre une valeur proche de celle du matériau non endommagé. Ce phénomène de restauration de raideur initiale lie à la refermeture progressive des microfissures du matériau endommagé. Il y a lieu également donc d'effet de cumul de dommage en changeant le sens de la sollicitation. Il y a lieu également de constater une élasticité bilinéaire du comportement.

Ce comportement a été mis en évidence par ([Terrien 1980]) pour le cas particulière de rupture localises en une seule macro fissure. Il a été par la suite confirmé par le cas d'une distribution diffuse des macros fissures

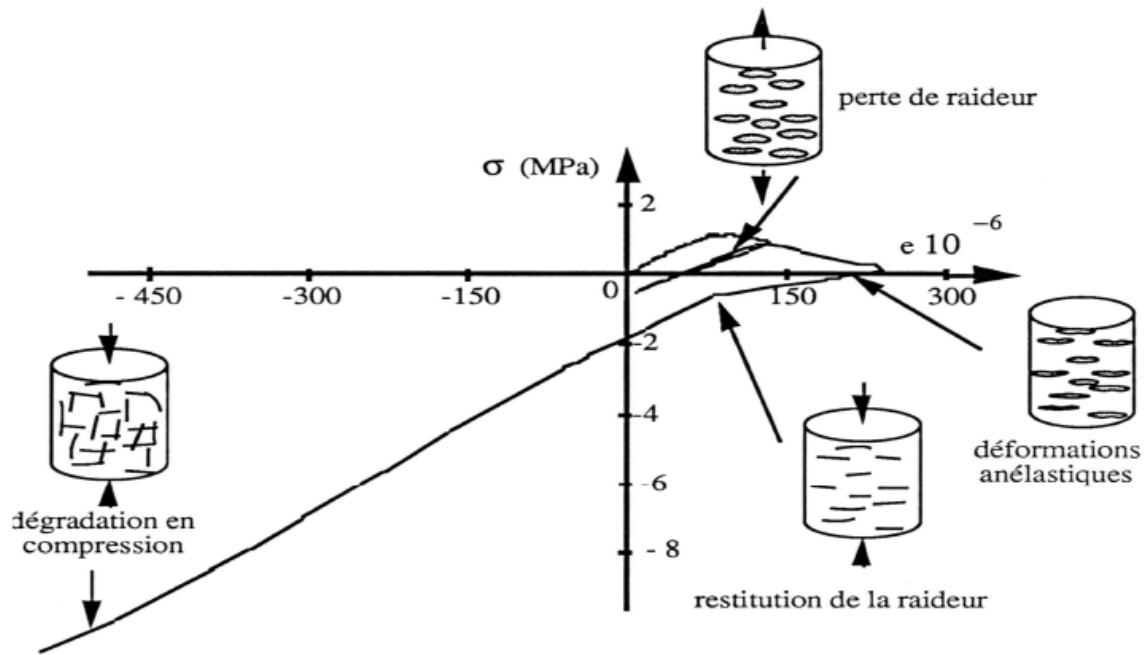


Figure II.9: Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression ([Ramtani 1990][30])

Cet essai met en évidence différents phénomènes :

La dégradation du matériau est accompagnée d'une perte de raideur ainsi que de la création de déformations anélastiques ;

La raideur se restaure lorsque le matériau dégradé par une sollicitation de traction est soumis en compression.

II.2 Modèle numérique du béton

Le modèle numérique utilisé lors de la simulation est celui de *concrete damaged plasticity* qui a été développé dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, afin d'allier les avantages de la théorie de l'endommagement (modélisation des

effets de la micro-fissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique) et de la théorie de la plasticité (modélisation des déformations irréversibles ou permanentes)

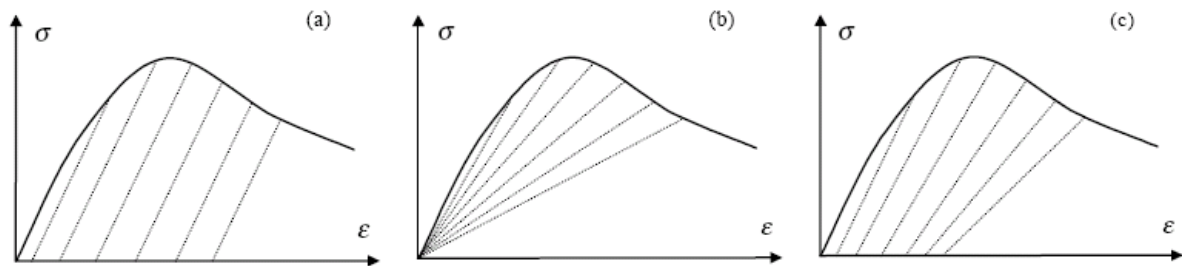


Figure II.10: Exemples de modélisations : (a) : Elasto-plastique,
(b) : Elasto-Endommageable, (c) : Couplée

Dans la suite, nous allons faire un rappel de la théorie d'endommagement (car le modèle est basé su ça), puis une présentation du modèle.

II.2.1 Théorie d'endommagement

La notion d'endommagement appliquée au comportement du béton date du début des années 1980 (Mazars 1984[25]). Tout d'abord proposée par Kachanov (Kachanov 1958[31]), la mécanique de l'endommagement introduit le principe de contrainte effective $\hat{\sigma}$ stipulant que la contrainte réelle s'appliquant sur la partie de matière encore résistante est supérieure à la contrainte macroscopique σ (Lemaître et Chaboche 1985[32]).

La notion de contrainte effective est souvent exprimée par le biais du principe d'équivalence en déformation ([Lemaître1992][33]) : la contrainte effective est celle qui produit dans une direction donnée la même déformation sur le matériau vierge que la contrainte macroscopique sur le matériau endommagé.

$$\{\hat{\sigma}\} = \Lambda\{\varepsilon\} \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

$$\{\sigma\} = \hat{\Lambda}\{\varepsilon\} \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

avec Λ la matrice d'élasticité initiale et $\hat{\Lambda}$ la matrice du matériau endommagé.

L'écriture de la loi d'élasticité dans un cadre uniaxial nous conduit à la relation suivante :

$$\sigma = E(1 - D)\varepsilon \dots\dots\dots (II.3)$$

avec E le module élastique et D l'endommagement défini comme le rapport des surfaces matérielles résistante et initiale (le facteur influençant la rigidité du matériau). Un choix judicieux de la loi d'évolution de D , qui varie de 0 quand le matériau est vierge à 1 quand le matériau est complètement ruiné - permet de simuler le comportement non-linéaire du béton.

On peut également raisonner en contrainte effective en posant

$$\hat{\sigma} = \frac{1}{(1 - D)}\sigma \dots\dots\dots (II.4)$$

II.2.2 Présentation du modèle *concrete damaged plasticity*

Le modèle est un couplage de la plasticité et de l'endommagement[34]. Il suppose que les mécanismes de rupture sont :

La fissuration ;

Le broyage de la matière concrète par compression ;

L'état de la surface du matériau est contrôlé par les deux variables suivantes :

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de traction ;

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$: déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de compression ;

II.2.2.1 Comportement à la traction

Dans le cas de la traction uniaxial la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_{t0} soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de micro-fissure dans le matériau béton. Au-delà de la contrainte de rupture, la formation de micro-fissure est représenté macroscopique avec une réponse de ramollissement de contrainte-déformation, qui induit la localisation des déformations dans le béton.

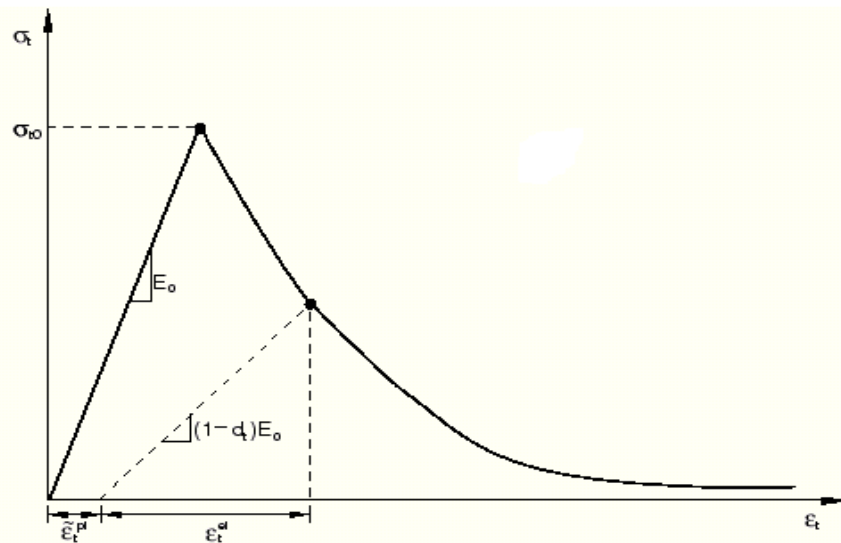


Figure II.11 : Réponse du modèle à la traction simple

II.2.2.2 Comportement à la compression

Dans le cas de compression uniaxial la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique, σ_{c0} . Dans le domaine plastique la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement, au-delà de la contrainte de rupture, σ_{cu} .

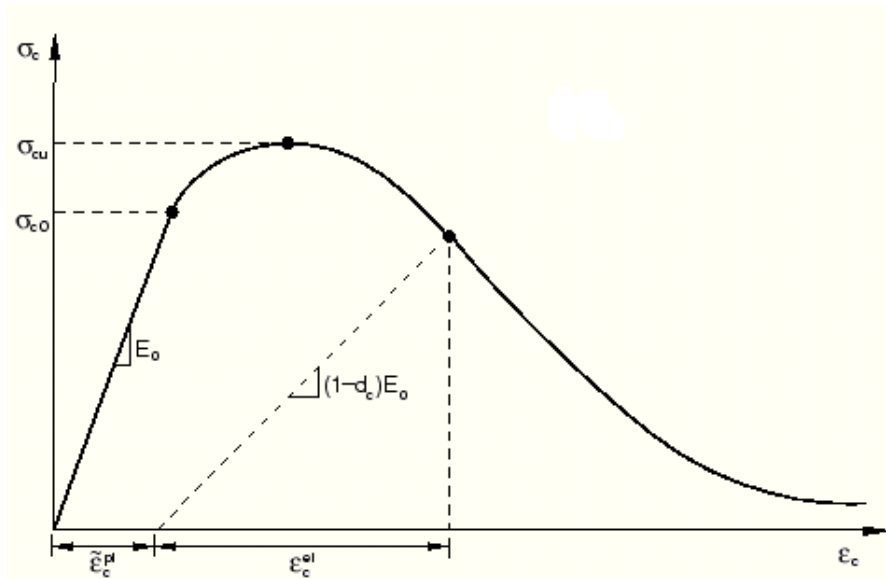


Figure II.12 : Réponse du modèle à la compression simple

Comme le montre les (Fig. II.11) et (Fig. II.12), Lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée (ou dégradée). La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables d'endommagement, d_t et d_c , qui sont en fonctions des déformations plastiques, la température et variables prédéfinis:

$$\begin{aligned} d_t &= d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); & 0 \leq d_t \leq 1, \\ d_c &= d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); & 0 \leq d_c \leq 1. \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (II.5)$$

Les variables d'endommagement peuvent prendre des valeurs de 0, ce qui représente un matériau sain (rigidité initial), et 1, ce qui représente l'endommagement total du matériau (une perte totale de la rigidité).

Si E_0 est la rigidité élastique (rigidité initial) du matériau, les relations contrainte-déformation sous traction et compression uniaxiale sont, respectivement:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \\ \sigma_c &= (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}). \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (II.6)$$

La contrainte effective de traction et de compression sont, respectivement :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \\ \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}).\end{aligned}\dots\dots\dots(\text{II.7})$$

II.2.2.3 La récupération de la rigidité en Comportement cyclique uniaxiale

Le modèle concrete damage plasticity suppose que la récupération de rigidité observé dans l'expérimental (lorsqu'un essai d'un chargement cyclique uniaxial), est donnée en termes d'une variable scalaire de dégradation d :

$$E = (1-d)E_0, \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

où E_0 est le module d'élasticité d'un matériau sain.

La dégradation de la rigidité (d) est en fonction, de l'état de contraintes et des deux variables d'endommagement uniaxial d_t et d_c .

Pour des chargements cycliques uniaxiales, Abaqus suppose que :

$$(1-d) = (1-s_t d_c)(1-s_c d_t), \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

où s_t et s_c sont des fonctions de l'état de contraintes, qui sont introduites pour modéliser les effets de récupération rigidité. Ils sont définis comme suit :

$$\begin{aligned}s_t &= 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); \quad 0 \leq w_t \leq 1, \\ s_c &= 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})); \quad 0 \leq w_c \leq 1,\end{aligned}\dots\dots\dots(\text{II.10})$$

où

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

w_t et w_c , sont les deux paramètres qui permettent de contrôler la récupération de la rigidité à la traction et à la compression. Pour illustrer cela, prenons l'exemple en figure, où on passe d'une traction à la compression.

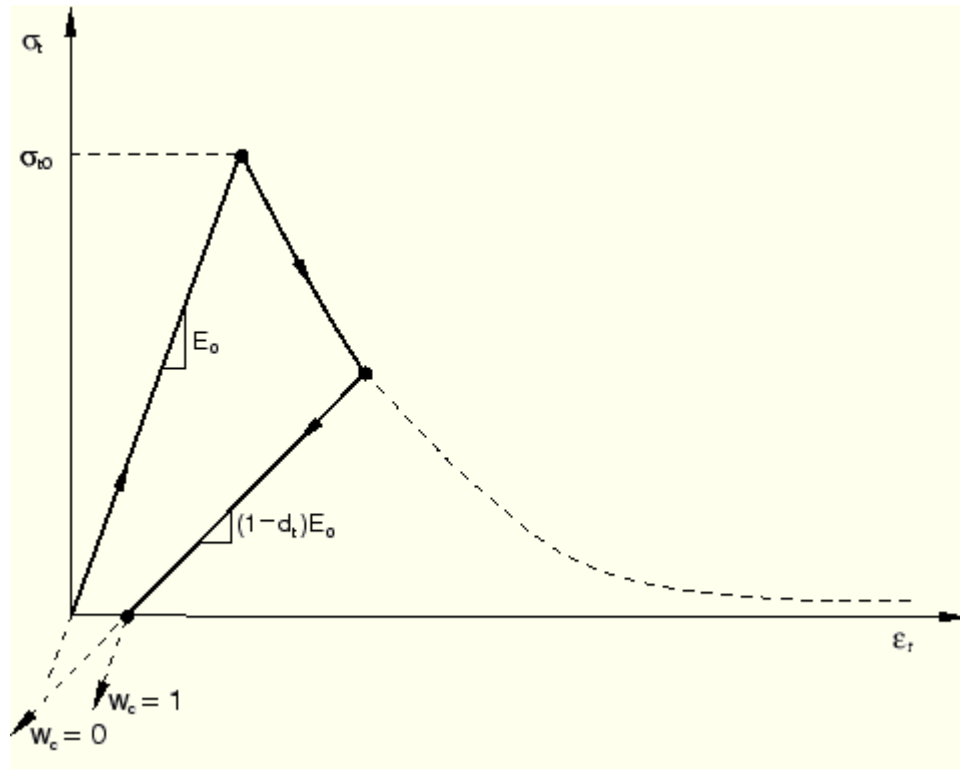


Figure II.13 : Récupération de rigidité en compression

Supposons qu'il n'y ait pas de dommages antérieurs à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a :

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = 0 \text{ et } d_c = 0.$$

$$(1 - d) = (1 - s_c d_t) = (1 - (1 - w_c(1 - r^*))d_t).$$

Dans la traction

$$(\sigma_{11} > 0), r^* = 1, \text{ par conséquent, } d = d_t.$$

Dans la compression

$$(\sigma_{11} < 0), r^* = 0$$

$$d = (1 - w_c)d_t.$$

Si $w_c = 1$, ça implique que $d = 0$ et, par conséquent, le matériau recouvre entièrement la rigidité à la compression (qui dans ce cas est la rigidité initiale, $E = E_0$).

Si, d'autre part, $w_c = 0$, ça implique que $d = d_t$, dans ce cas-là, il n'y a pas une récupération de rigidité.

w_t et w_c , peuvent prendre des valeur de zéro jusque à un.

La (Fig.II.14) illustre la récupération de rigidité pour un cycle de chargement uniaxiale (traction-compression-traction)

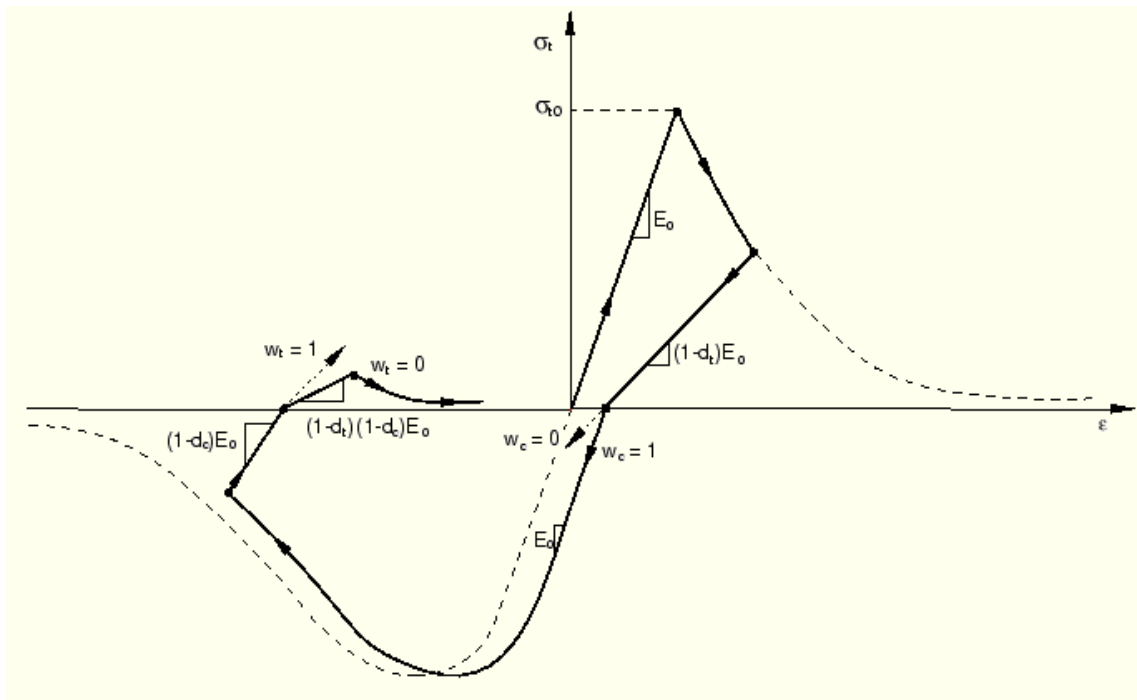


Figure II.14 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet

N.B : les valeurs d'endommagement de traction et de compression peuvent être introduites sous forme de : tableau dommage-déformation ou dommage-déplacement

Ce modèle:

offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, des coquillages, et les solides);

utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagé en combinaison avec la plasticité traction et de compression isotrope pour représenter le comportement inélastique du béton;

peut être utilisé pour le béton ordinaire, même il est destinée principalement à l'analyse des structures en béton armé;

est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et / ou dynamique sous faible pression de confinement;

consiste en la combinaison de la plasticité multi-scalaire et durcissement non associé (isotropes) élasticité endommagé pour décrire les dégâts irréversibles qui se produit pendant le processus de fracturation;

permet un contrôle utilisateur des effets de récupération de rigidité lors des inversions de charge cyclique;

II-2 Acier d'armature

Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage.

Ces propriétés d'usage font l'objet de **garanties**. Ce sont :

- la **limite d'élasticité à 20 °C**, ReH exprimée en N/mm² ;
- la **résistance à la traction à 20 °C**, Rm exprimée en N/m ;
- l'**allongement à rupture à 20 °C**, A exprimé en % ;
- l'**énergie de rupture en flexion par choc** exprimée en Joule ;

Les mesures de ces propriétés sont effectuées sur des éprouvettes de différentes géométries normalisées prélevées dans les produits à tester. Les conditions de prélèvement sont définies par les normes et il ne faut jamais oublier que les résultats obtenus correspondent à la localisation ainsi imposée. Le niveau des propriétés peut varier d'un point à un autre du produit et suivant l'orientation considérée ; **l'utilisateur doit être attentif à ces risques afin de ne pas généraliser outre mesure les résultats obtenus**. Mais, en pratique, **le constructeur exige que**, dans différentes situations **les aciers puissent** :

- **assurer leur service à la température ambiante** ;
- **résister à basse température** (température inférieure à l'ambiante) ;
- **assurer leur service à chaud** (température supérieure à l'ambiante) ;
- **résister à d'éventuelles sollicitations en fatigue** ;
- éventuellement **résister à la corrosion atmosphérique**.

C'est dans le cadre de ces exigences que nous allons replacer la définition, la mesure et la signification des caractéristiques. Les mesures de ces propriétés sont effectuées sur des éprouvettes de différentes géométries normalisées prélevées dans les produits à tester. Les conditions de prélèvement sont définies par les normes et il ne faut jamais oublier que les résultats obtenus correspondent à la localisation ainsi imposée. Le niveau des propriétés peut varier d'un point à un autre du produit et suivant l'orientation considérée ; **l'utilisateur doit être attentif à ces risques afin de ne pas généraliser outre mesure les résultats obtenus**.

II.2.1 Performances et comportement mécaniques des aciers de construction à température ambiante

Les performances mécaniques d'un acier à la température ambiante sont appréciées fondamentalement à travers les valeurs que prennent sa **limite d'élasticité** (ReH) et sa

résistance à la rupture en traction (R_m) à 20 °C. Ces deux caractéristiques sont déterminées au cours d'un **essai de traction**. Cet essai permet de tracer la « courbe de traction » de l'acier (figure **II.15**), qui représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimé en %) imposé à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants de l'acier :

la première **partie OA** (figures **II.15a** et **II.15b**) correspond au domaine dans lequel l'acier est **élastique**, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais reprend sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (la déformation disparaît, elle est réversible). C'est le domaine normal de travail de l'acier ; son comportement est alors régi par la **loi de Hooke** :

$$F/S_0 = E \cdot \Delta l_t / l_0$$

qui introduit le **module d'élasticité** E dit aussi **module de Young**. Mais cet allongement dans la direction de l'effort uniaxial de traction s'accompagne d'une contraction Δl_t dans le plan perpendiculaire à cet effort (de longueur initial l_{t0}). Ce retrait est proportionnel à l'allongement longitudinal mais de signe opposé ; cette dépendance est traduite par le **coefficient ou nombre de Poisson** ν : $\Delta l_t / l_{t0} = \nu \Delta l_t / l_0$ ou $\varepsilon_t = -\nu \varepsilon_l$

Pour la très grande majorité des aciers de construction, on peut admettre que E et ν ne dépendent pratiquement pas de la composition chimique et, à 20 °C, on peut adopter les valeurs suivantes :

$$210\,000 \text{ N/mm}^2 \leq E \leq 215\,000 \text{ N/mm}^2 \quad \nu = 0,28$$

Cependant les **codes de calcul** (Eurocode 3) retiennent les valeurs conventionnelles suivantes : $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0,3$. Ce sont ces valeurs-là qui on utilisera par la suite dans notre étude

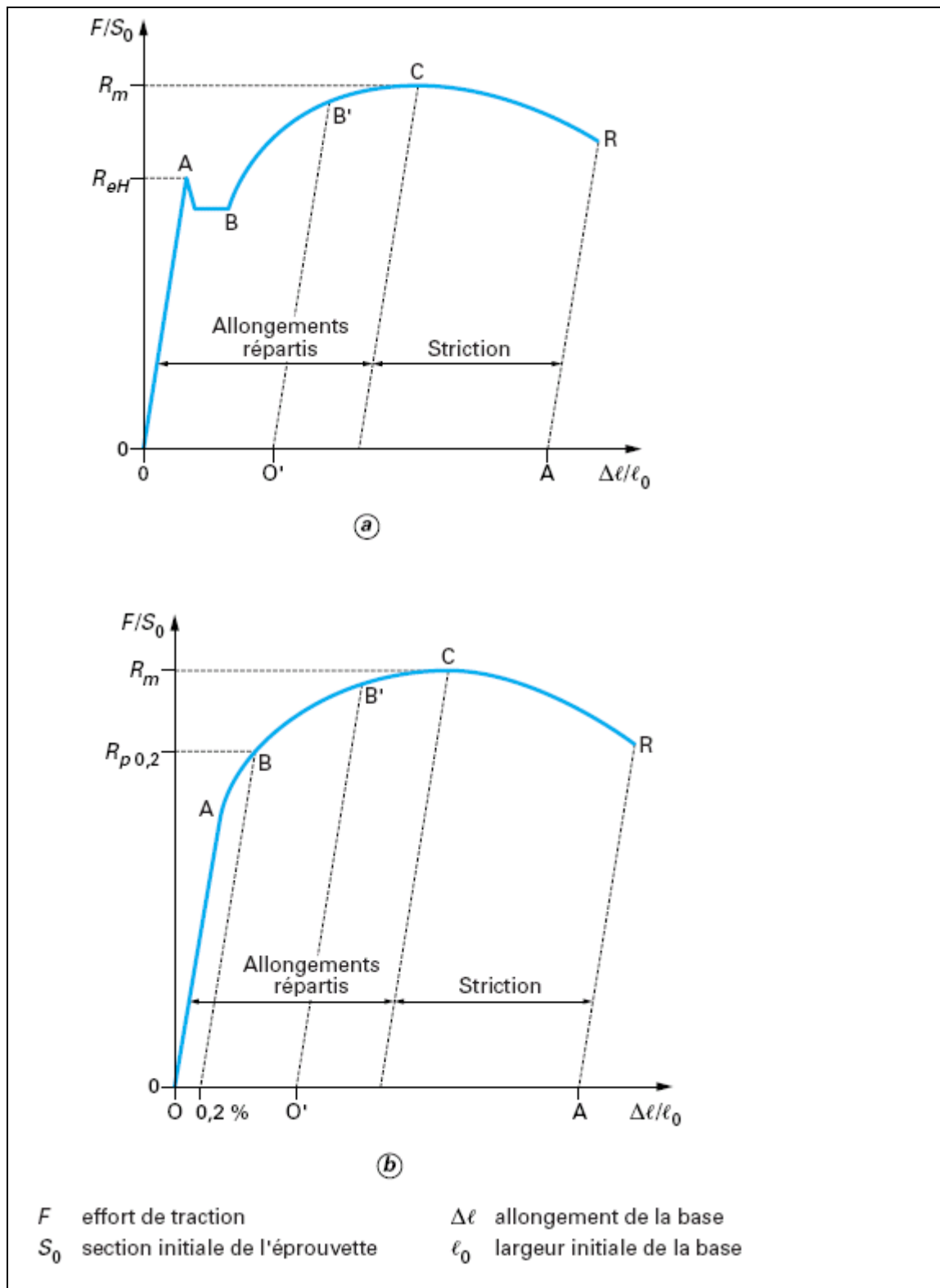


Figure II.15: Courbe de traction pour un acier de construction

la deuxième **partie AC** correspond au domaine dans lequel le métal est **plastique**, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais ne reprend pas sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (une partie de la déformation subsiste, elle est irréversible et dite « plastique

»). Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la figure **II.15a** et de A à C pour la figure **II.15b**) la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple, on supprime l'effort appliqué en B', le métal revient au point O' (la déformation plastique est égale à OO') et son nouveau domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand qu'OA. Cette augmentation est dite **consolidation** ou, encore, **écrouissage** (et parfois **raffermissement**). Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une **adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle** ; c'est donc un **facteur de sécurité en service**.

La limite d'élasticité et la résistance à la traction sont déterminées dans des conditions qui leur confèrent un caractère conventionnel :

— la limite d'élasticité est la limite supérieure d'écoulement ReH (figure II.15a) dont le niveau est celui de la charge unitaire au moment où l'on observe la première chute de l'effort. En l'absence de phénomène d'écoulement on se réfère à la limite conventionnelle d'élasticité Rp0,2 (figure II.15b), qui est la charge unitaire pour laquelle un allongement plastique de 0,2 % est atteint ;

— la résistance à la traction correspond à la charge unitaire maximale (Rm) que peut supporter l'acier, en traction pure, avant de subir le phénomène d'instabilité (dans le domaine CR des figures II.15 a et II.15b) qui conduit à la formation de la striction et à la rupture (cette définition est conventionnelle puisqu'elle fait référence à la section initiale de l'éprouvette ; elle ne correspond donc pas à une contrainte vraie).

L'importance de la plasticité du métal pour la sécurité d'emploi fait qu'à travers l'essai de traction on tente aussi d'apprécier la **réserve de plasticité** (ou **ductilité**) sur laquelle peut compter l'utilisateur. Pour ce faire, on mesure l'**allongement à rupture A** de l'éprouvette qui est actuellement la caractéristique de ductilité qui fait l'objet d'une garantie. **Rapporté à la longueur initiale de la base de mesure (A/l_0), il traduit le résultat de deux déformations successives :**

— l'**allongement uniforme (ou réparti)** qui commence dès la sortie du domaine élastique et s'étend sur toute la période de consolidation jusqu'à ce que la charge unitaire atteigne le niveau de la résistance à la traction (point haut de la courbe de traction).

Durant toute cette période, la partie calibrée de l'éprouvette se déforme uniformément (d'où l'appellation d'allongement réparti) ;

— l'**allongement localisé dans la zone de striction** qui représente la déformation de la partie dans laquelle apparaît la striction, c'est-à-dire la diminution localisée de la section S de l'éprouvette avec, bien entendu, une augmentation de la contrainte vraie locale mais, compte tenu des performances des machines d'essai, une diminution de l'effort total appliqué à l'éprouvette dont la zone hors striction cesse de se déformer et subit un retrait élastique. Cette déformation localisée dépend de la géométrie de l'éprouvette et surtout de sa section.

II.2.2 Modèle numérique pour les aciers

Le modèle numérique que on va utiliser lors de la simulation est celui intégré dans ABAQUS, il s'agit s'un modèle élasto-plastique a écrouissage isotrope et cinématique (Fig. II.16).

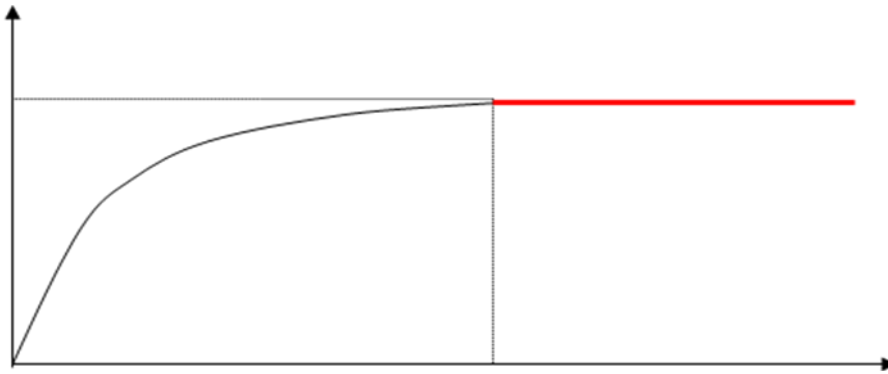


Figure II.16 : Modèle numérique pour l'acier

II.3 CONCLUSION

A la lumière de l'étude présente ci-dessus sur le comportement du béton on peut tirer les conclusions suivantes :

On peut représenter le béton comme un milieu multifissuré ;

La dégradation du matériau est accompagnée d'une perte de raideur ;

Une anisotropie induite à l'orientation privilégiée de la microfissuration dans la direction perpendiculaire aux extensions, qui se traduit au-delà du pic par un gonflement du matériau ;

Une très grande dissymétrie du comportement en traction et en compression ;

Un caractère unilatéral du dommage. La raideur se restaure lorsque le matériau dégradé par un état de traction s'annule progressivement lors d'un chargement en compression.

Une résistance multiaxiale plus élevée que la résistance en uniaxial ;

Des déformations rémanentes après décharge. Les déformations transversales et les déformations longitudinales sont de signes opposés.

Les comparaisons effectuées entre la simulation numérique du comportement du béton avec le modèle concrete damage plasticité, et ceux de l'expérimentale, ont montré que le modèle répond parfaitement au comportement réel du béton.

Chapitre III :

Simulation numérique

Introduction :

L'avenir est à l'outil numérique et à la réalité virtuelle; la simulation et l'analyse numérique se sont développées ces dernières années dans la recherche industrielle privée ou publique (constructeurs automobile, aéronautique, spatial...) améliorant ainsi la productivité des industriels et la vie de tous les consommateurs.

La solution d'analyse par éléments finis optimise le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise en utilisant les hypothèses de la mécanique de l'endommagement et de la rupture en élasticité, plasticité et de la dynamique. Ainsi elle simule et améliore les performances des composants, des matériaux et des produits sujets à de fortes exigences opérationnelles (sécurité, endommagement...).

La simulation et l'analyse numérique ont un impact direct sur la qualité et le temps de mise sur le marché des produits ; de plus, elles accroissent les performances des solutions de gestion du cycle de vie du produit.

Elles sont apparues, dans le désir de minimiser le coût d'une étude avec un nombre d'essais optimisés. La difficulté est de créer un modèle C.A.O. se rapprochant au maximum de la réalité (matériaux, conditions aux limites...). L'étude ne sera validée qu'à partir d'essais physiques entraînant des mesures pour la comparaison entre la réalité et la simulation

A cet effet, dans ce chapitre on présentera une simulation numérique des voiles en béton armé soumis à un effort horizontal sous **ABAQUS 6.8.1**

III.1 présentation du logiciel ABAQUS

ABAQUS est une suite puissante des programmes des logiciels de simulation technique créée en 1978, basée sur la méthode des éléments finis (méthodes numériques approchées), ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Il a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant de métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans de tels secteurs divers, comme :

la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutants, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

ABAQUS/Standard : résoudre par un algorithme statique implicite.

ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme explicite

ABAQUS/cae : fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

ABAQUS/Standard : Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires [36]. La base du formalisme de cette méthode est la suivante. Considérons qu'après i itérations sur l'incrément de temps, l'approximation de la solution est $u(i)$. La différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée $c(i+1)$. La solution exacte est donc donnée par :

$$u = u(i) + c(i+1)$$

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite, $F(u) = 0$.

Cela signifie l'équilibre par rapport à la variable nodale considérée. Cette équation implicite peut être développée en série de Taylor en $u(i)$, ce qui donne :

$$F[u(i)] + (\partial F[u(i)]/\partial u(i)) * c(i+1) + (\partial^2 F[u(i)]/\partial u(i)^2) * c^2(i+1) + \dots = 0 \quad (1)$$

Si l'approximation est proche de la solution $u(i)$, alors $c(i+1)$ est petit et l'équation (1) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi :

$$(\partial F[u(i)]/\partial u(i)) * c(i+1) = - F[u(i)] \quad (2)$$

Cette équation (2) permet de déterminer $c(i+1)$ pour calculer l'approximation suivante $u(i+1)$ par :

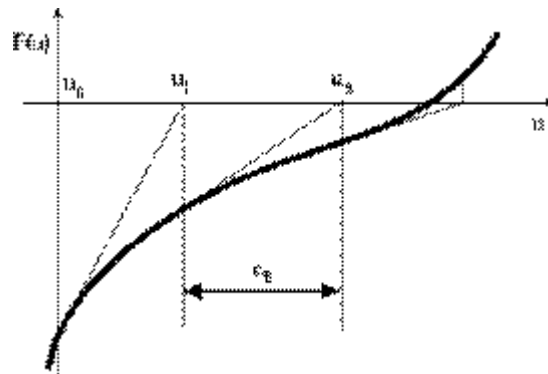


Figure III.1 : Illustration de la méthode de Newton

La figure III.1 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer u tel que $F(u)=0$. Sur cette figure, on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice jacobienne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide.

Cependant, la matrice jacobienne $(\partial F[u(i)]/\partial u(i))$ peut présenter des problèmes d'existence et de singularité. Auquel cas, l'équation (2) est insoluble.

ABAQUS/Explicit : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques [37]. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard. Ce code présente une bonne résolution des contacts ce qui est un autre intérêt vis-à-vis de la simulation du procédé. ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimé par les équations (3) et (4).

$$du(i+1/2)/dt = du(i-1/2)/dt + [(\Delta t(i+1) + \Delta t(i)) / 2] * d^2u(i)/dt^2 \quad (3)$$

$$u(i+1) = u(i) + [(\Delta t(i+1) * du(i+1/2)/dt] \quad (4)$$

Où du/dt est la vitesse et d^2u/dt^2 est l'accélération. L'exposant (i) indique le numéro de l'incrément.

Ces équations sont illustrées sur la figure III.2. :

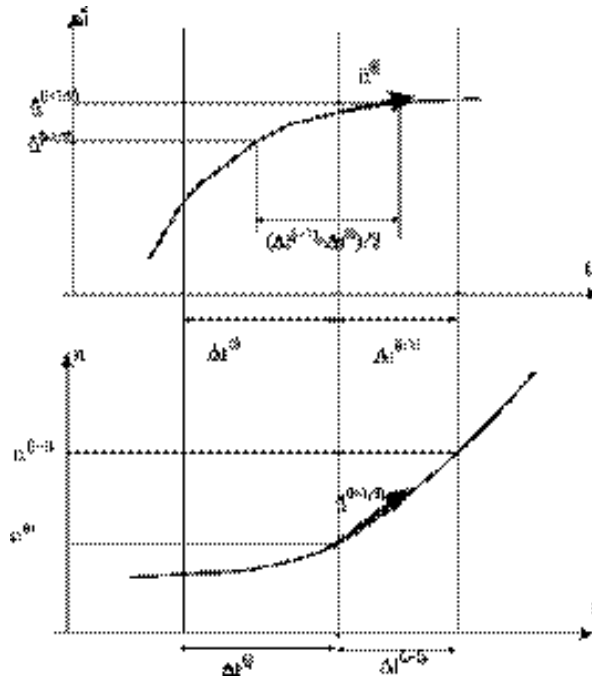


Figure III.2: Illustration de l'opérateur de différence centrale

Ce seul schéma d'intégration est combiné à une procédure dynamique. La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'utilisation d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisée pour la détermination de l'accélération de l'équation (5).

$$d^2u(i)/dt^2 = M^{(-1)} * (F(i) - I(i)) \quad (5)$$

où M est la matrice de masse diagonale, F est le vecteur des charges appliquées et I est le vecteur des forces internes. Ainsi, la procédure explicite ne requiert ni itération ni matrice tangente de rigidité. La procédure explicite intègre par rapport au temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différences centrales est conditionnellement

stable. La limite de cette stabilité pour cet opérateur est donnée en terme de plus grande valeur propre du système par :

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}}$$

Une estimation de la plus petite valeur propre du système peut être obtenue en déterminant le mode maximum des éléments du maillage. Ainsi, l'incrément de temps permettant la stabilité est donnée par :

$$\mathbf{Dt} = \min (\mathbf{Le}/\mathbf{Cd})$$

Où **Le** est la dimension caractéristique des éléments et **Cd** est la vitesse des ondes en dilatation dans le matériau. Cette vitesse est donnée par :

$$\mathbf{Cd} = \sqrt{[(\lambda + \mu)/\rho]}$$

$$\lambda = K - (2/3) * \mu$$

avec :

$$\Delta p = -\hat{K} \Delta \varepsilon_{vol}$$

$$\Delta \mathbf{S} = 2 * \mu * \Delta \boldsymbol{\rho}$$

$$\lambda = K - (2/3) * \mu$$

Le tenseur **S** est le tenseur des contraintes déviatrices et **p** est le tenseur des déformations déviatrices. ρ est la masse volumique du matériau. Ainsi, la procédure explicite dynamique peut effectuer un grand nombre de petits incréments pour un temps de calcul raisonnable.

Le CAE (complète Abaqus environment) est l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus. Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats.

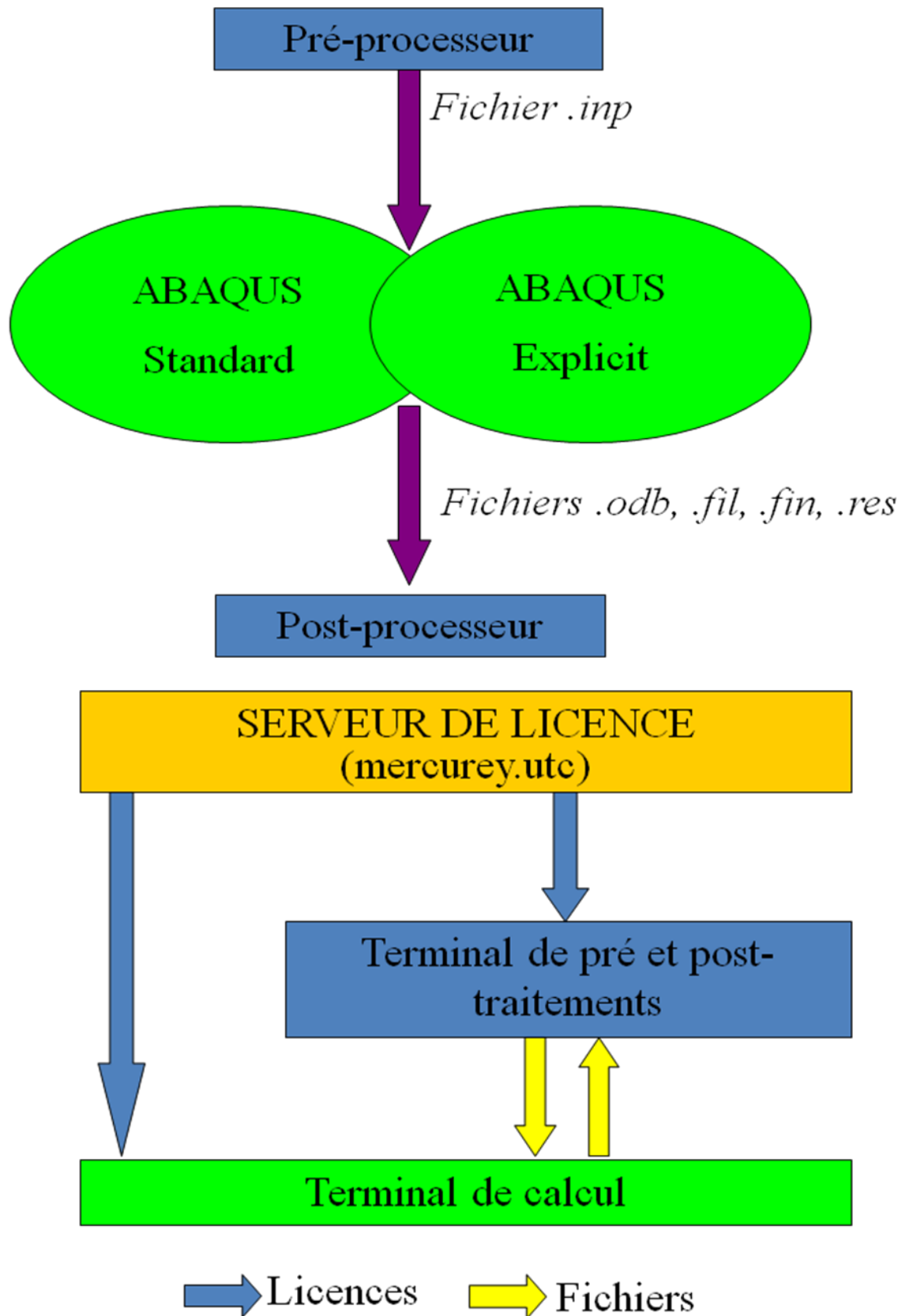


Figure III.3 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS[37].

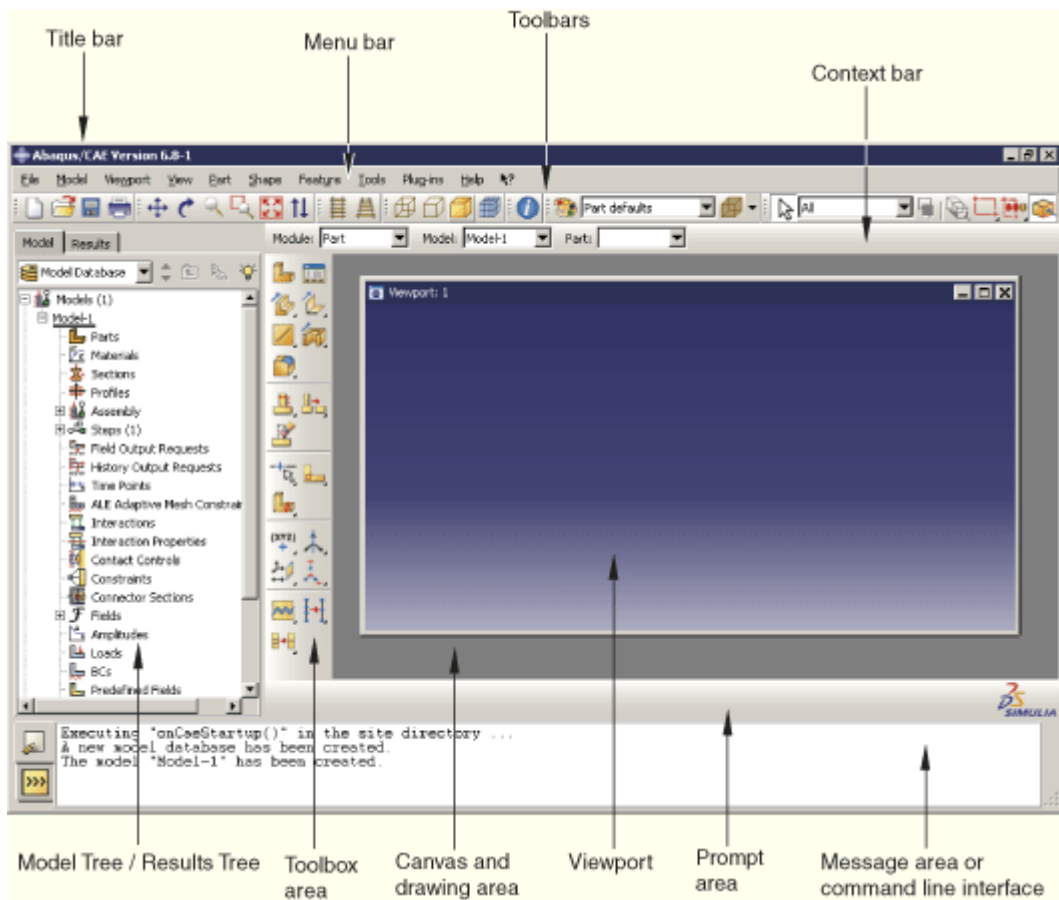


Figure III.4 : Interface d'ABAQUS.

La simulation, qui est généralement exécuté en tâche de fond, est le stade dans lequel Abaqus / Standard ou Abaqus / Explicit résout le problème numériques définies dans le modèle. la résolution du ce modèle se fait en dix grandes étapes dans ABAQUS :

Module Part.

Module Property.

Module Assembly.

Module Step.

Module Interaction.

Module Load.

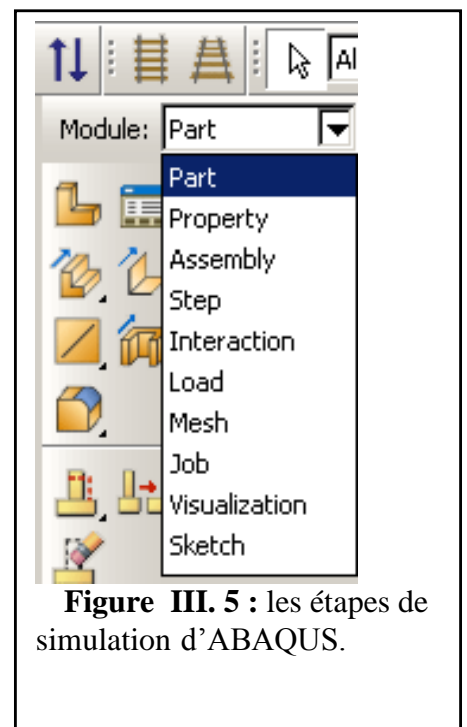


Figure III.5 : les étapes de simulation d'ABAQUS.

Module Mesh.

Module Job.

Module de visualisation des résultats.

Les huit premiers modules servent à définir le problème mécanique à simuler. Le module Job est celui qui gère le passage du calcul de simulation proprement dit, c'est-à-dire le cœur du code. Enfin, le dernier module regroupe tout ce qui concerne l'exploitation des résultats sous forme de diverses visualisations.

III.1.1 Module part

Ce module nous permet de créer des pièces individuelles en esquissant leur géométrie directement dans Abaqus / CAE ou en important la géométrie à partir d'autres programmes de modélisation géométrique. Chaque pièce est créée grâce à l'outil '**Create Part**' (**Fig.III.6**). Elles sont définies en fonction de leur nom (par défaut, le logiciel utilise le mot Part suivi d'un numéro, correspondant au nombre de pièces). Il faut ensuite entrer d'autres caractéristiques importantes. Par exemple, il est nécessaire d'indiquer notre zone de travail : '**3D**', '**2D**', si le problème se simplifie suffisamment pour être traité comme plan; '**Axisymmetric**', utile dans le cas de la représentation simplifiée du modèle. Ces deux derniers points sont utilisés dans une perspective de simplification du problème, et, par conséquent de diminution le temps de calcul. Il faut aussi déterminer son 'Type' : '**Deformable**', '**Discrete Rigid**' ou '**Analytical rigid**', la pièce est définie soit comme déformable ou indéformable; et ses caractéristiques mécaniques qui sont au nombre de quatre: '**Solid**', '**Shell**', en français « coque » utilisé de préférence en '**2D planar**', '**Wire**' et '**Point**'. Tous les dessins élaborés sont bidimensionnelles, pour se rapporter dans l'espace de travail, en '**3D**', il suffit de stipuler que sa construction se fait soit par '**Revolution**', soit par '**Extrusion**', ou '**Sweep**', ces outils sont là pour créer une épaisseur. D'autres outils permettent d'améliorer le dessin en rajoutant des détails de plus en plus minutieux, comme les outils d'affinage des arêtes par implantation de congés, etc. Des modèles extérieurs peuvent être importés. Les pièces peuvent être, à tout moment, modifiées grâce à l'outil '**Feature Manager**', en rajoutant, par exemple, ses dimensions afin de les modifier ensuite, nous pouvons créer autant de modèle pour obtenir différents résultats numériques.

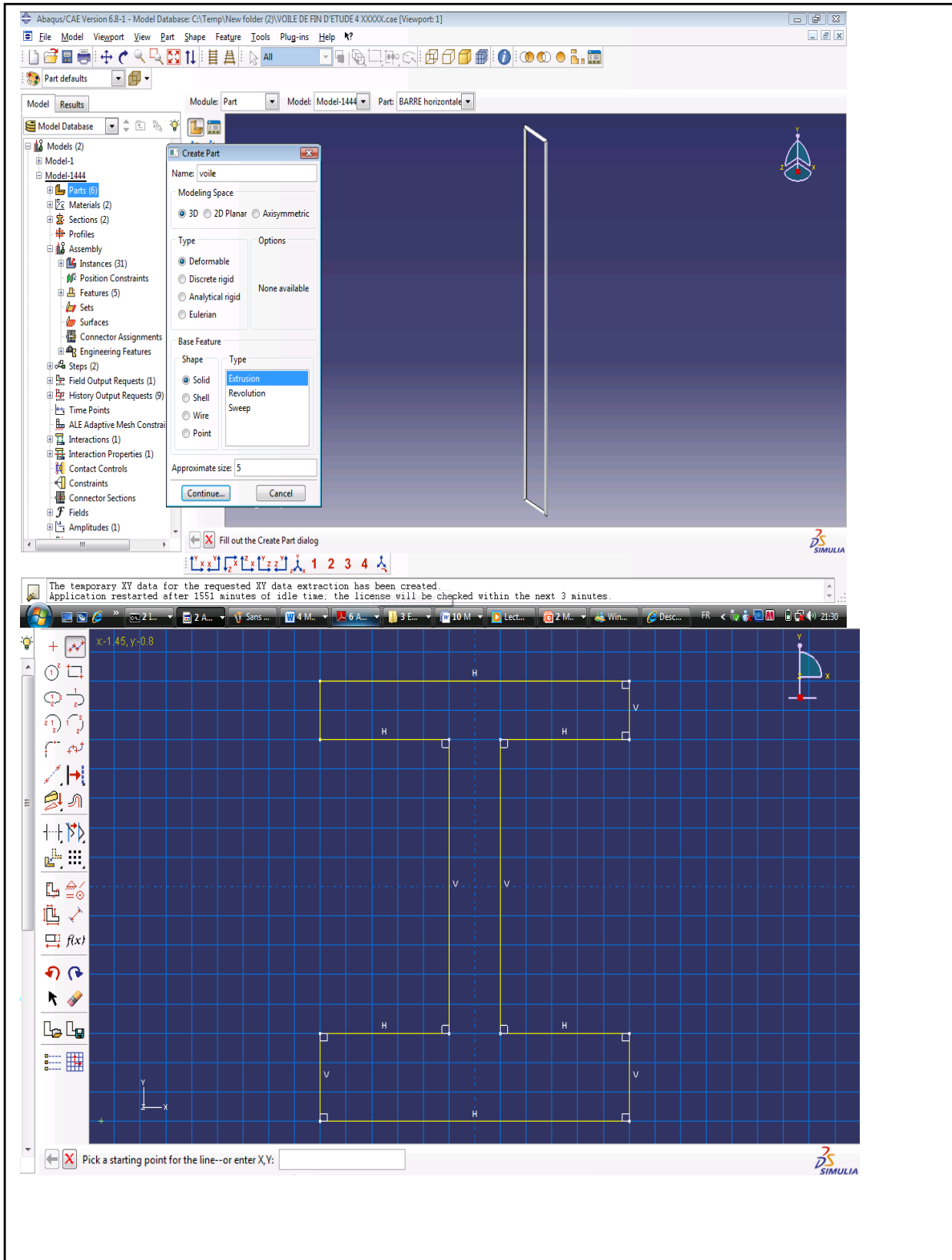


Figure III.6: module Part.

III.1.2 Module Property

Ce module est important dans la modélisation numérique du phénomène physique. Il faut créer le matériau, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés mécaniques, thermiques ou acoustiques (**Fig.III.7**).

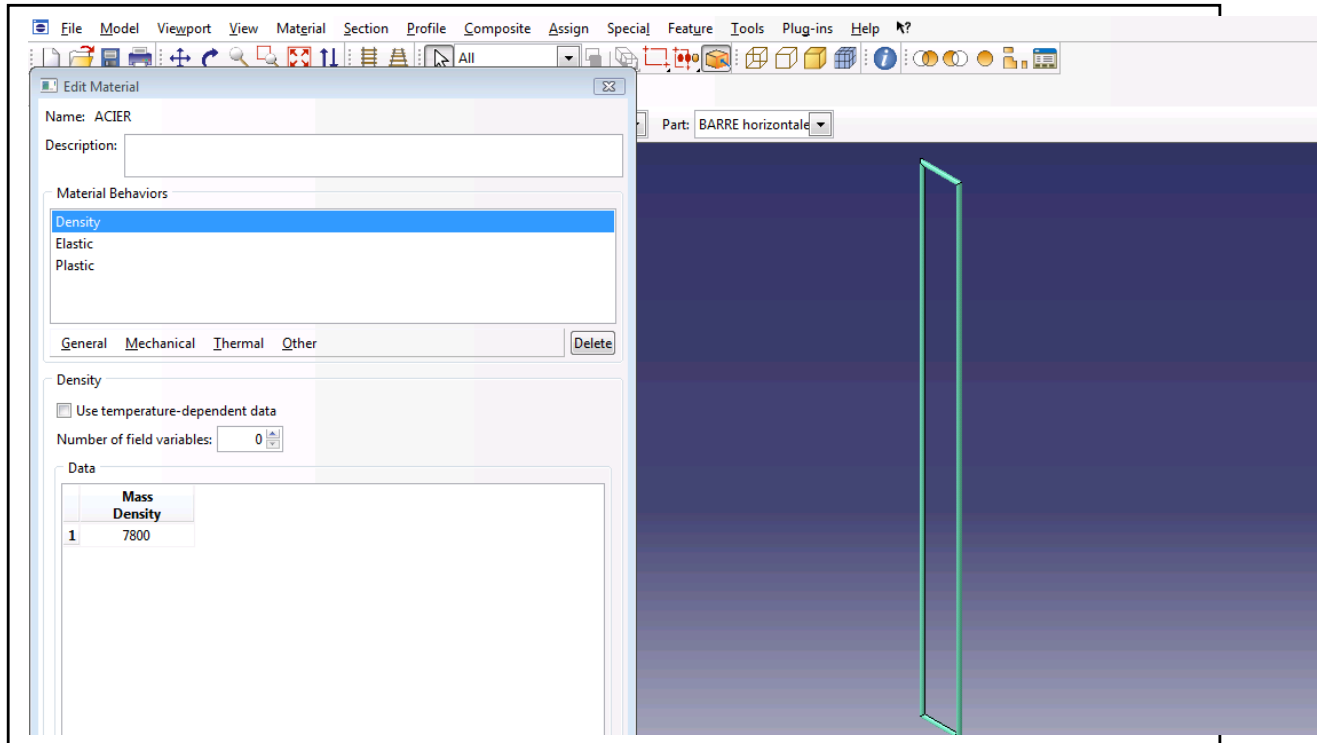


Figure III.7 : module property.

Dans la partie ‘**Material Manager**’, nous avons la possibilité de rentrer différentes valeurs numériques ou lois physiques. Le logiciel Abaqus travaille sans unités, il est donc préférable de les définir avant et de s’en tenir tout au long du calcul.

MASSE	LONGUER	TEMPS	FORCE	PRESSION	ENERGIE
M	L	T	$M.L.T^{-2}$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$M.L^2.T^{-2}$
Kilogramme	Mètre	Seconde	Newton	Pascal	Joule
Gramme	Millimètre	Milliseconde	Newton	MPa	Mili joule
Tonne	Millimètre	Seconde	Newton	MPa	Mili joule

Tableau 3 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.

Nous nous sommes restreints simplement aux problèmes mécaniques, dits de contact « instantané », plus précisément, le processus physique étudié est adiabatique ($\Delta Q=0$). Les propriétés thermiques ou acoustiques n’ont pas été définies. Nous n’avons pas utilisé les deux dernières sections, connues sous le nom de ‘Thermal’ et ‘Other’

III.1.3 Module Assembly

Lorsqu'on crée une partie, il existe dans son propre système de coordonnées, indépendant des autres parties dans le modèle. L'utilisateur rassemble toutes les pièces avec 'Create Instance' afin de modéliser le phénomène physique.

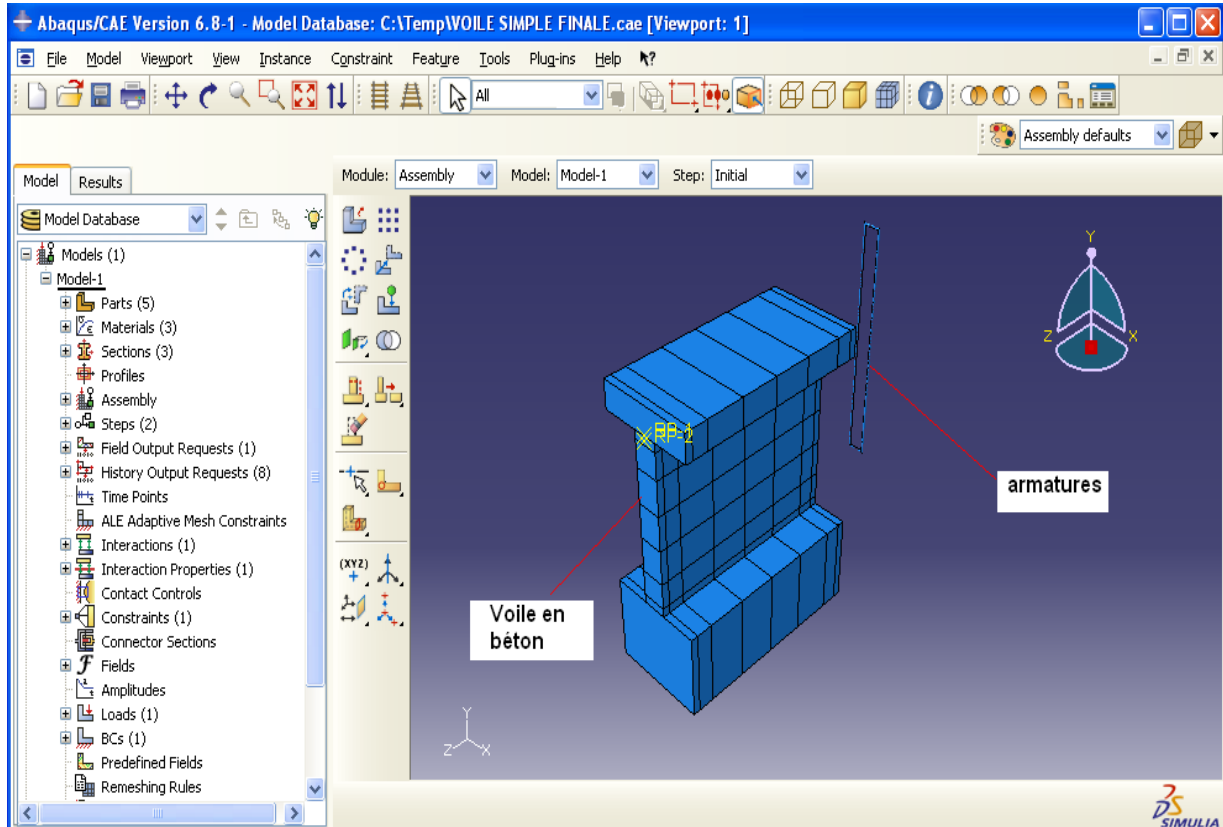


Figure III.8: module Assembly.

III.1.4 Module step

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par Abaqus dans le module Job. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final, qui est un temps « virtuel », temps sans unité. Le temps réel ou physique est défini en fonction des unités (cf. tableau dans 'Material Manager').

Il faut définir les variables de sortie utiles dans le module de 'Visualisation'

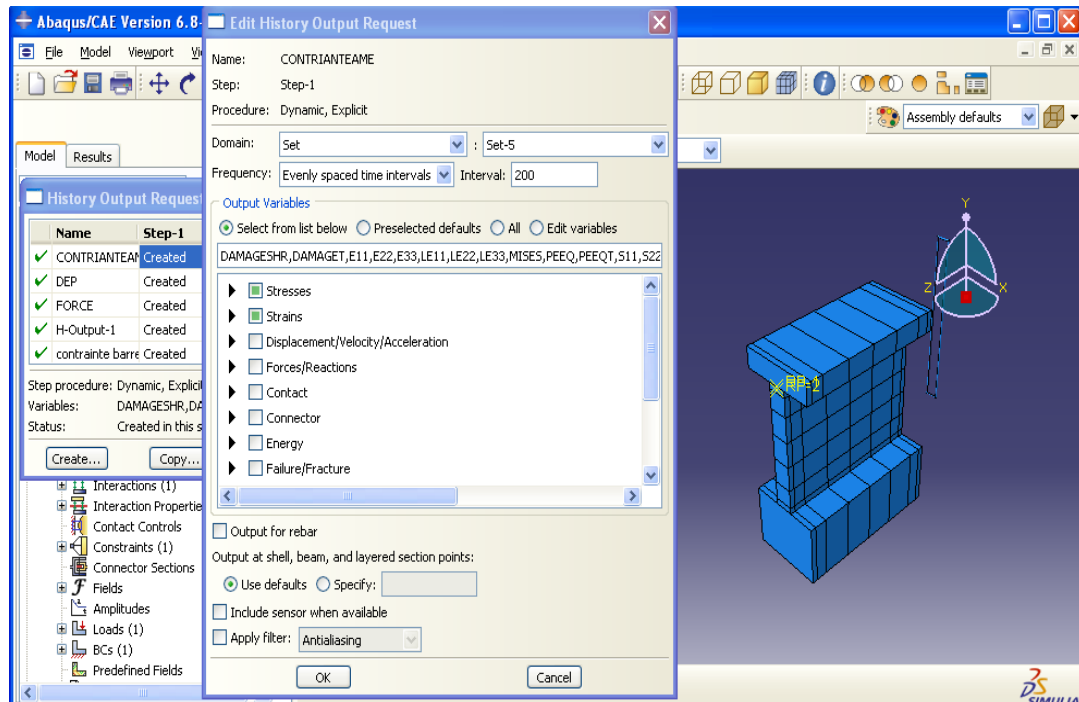


Figure III.9: module step

III.1.5 Module interaction

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connexions éventuelles.

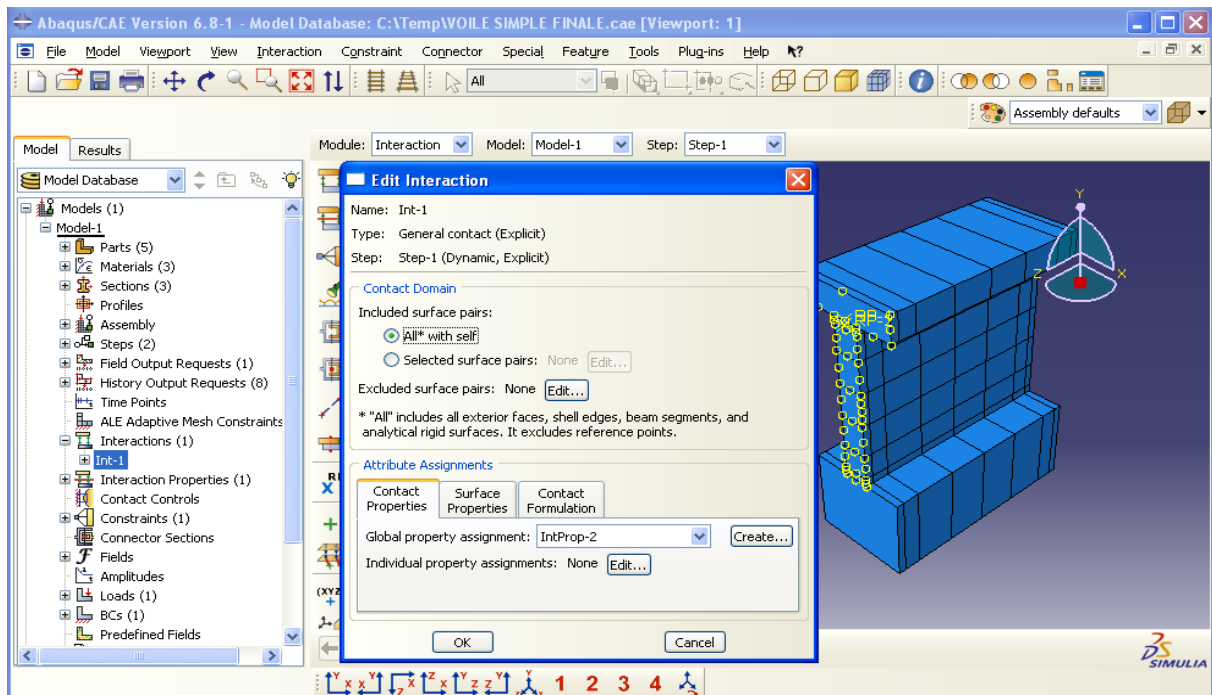


Figure III.10 : module Interaction.

III.1.6 : Module Load

L'utilisateur définit le système à partir de 'Create Boundary Condition' et de 'Create Load' :

La partie 'BC' regroupe tous les mouvements possibles que l'on rencontre, le nombre de degrés de liberté pour chaque pièce.

La partie 'Load' regroupe l'ensemble des forces auxquelles le système est soumis.

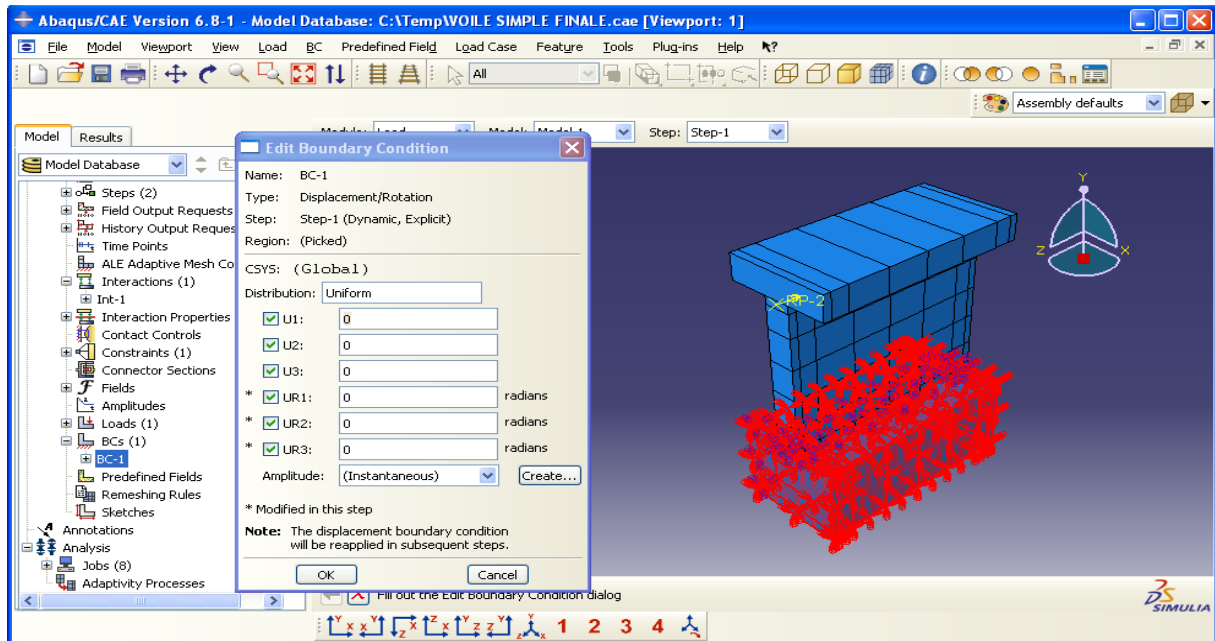


Figure III.11 : conditions aux limites de module load.

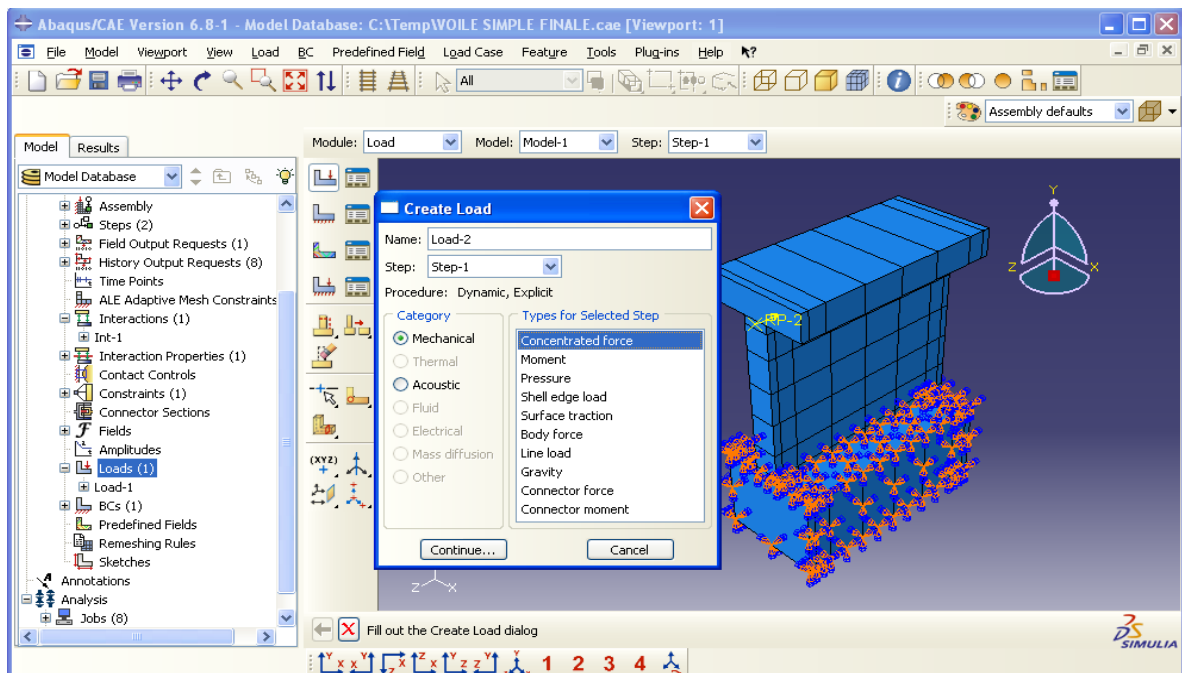


Figure III.12 : définition des forces de module load.

III.1.7 Module Mesh

Le module Mesh contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis sur un assemblage créé dans Abaqus / CAE. Ce module contient plusieurs éléments finis utilisés pour le calcul exemple : hexaédriques, cubiques, tétraédrique...

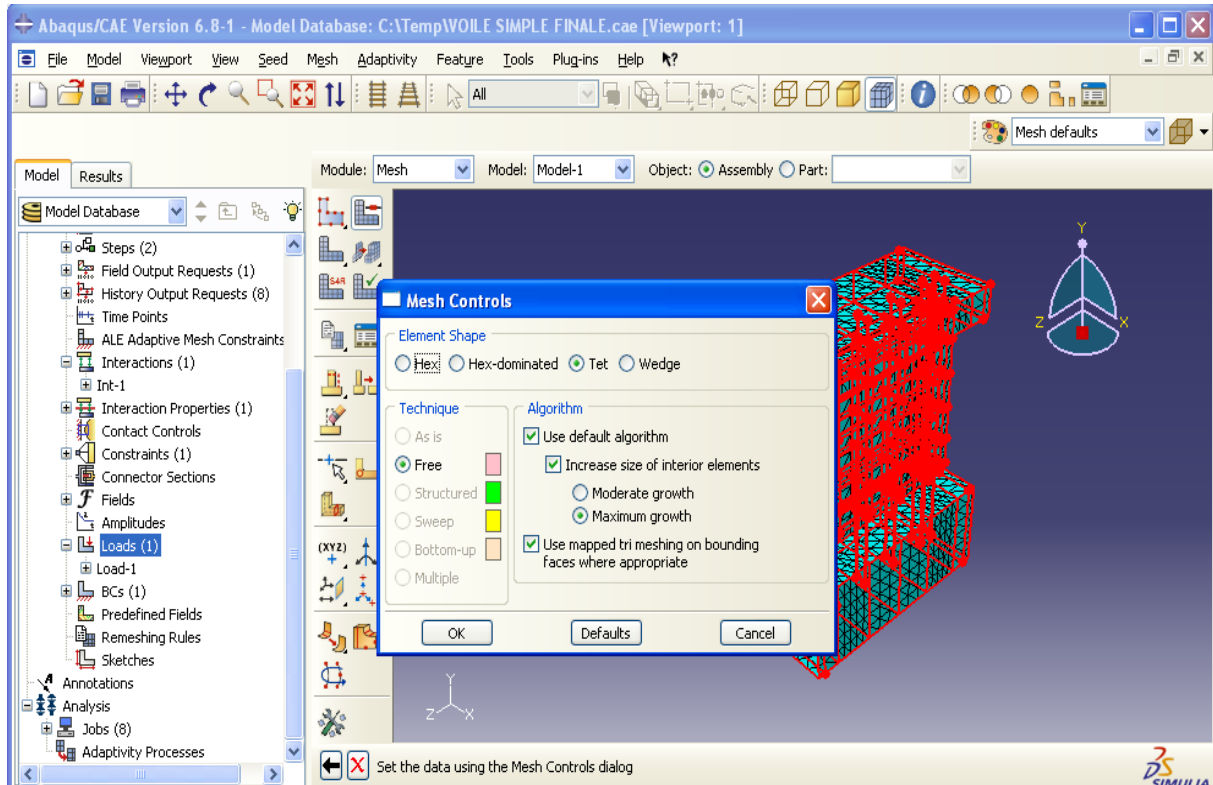


Figure III.13: module Mesh.

III.1.8: Module Job

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...), on lance le calcul à l'aide de module Job, qui reprend les caractéristiques de ce calcul à partir du module Step.

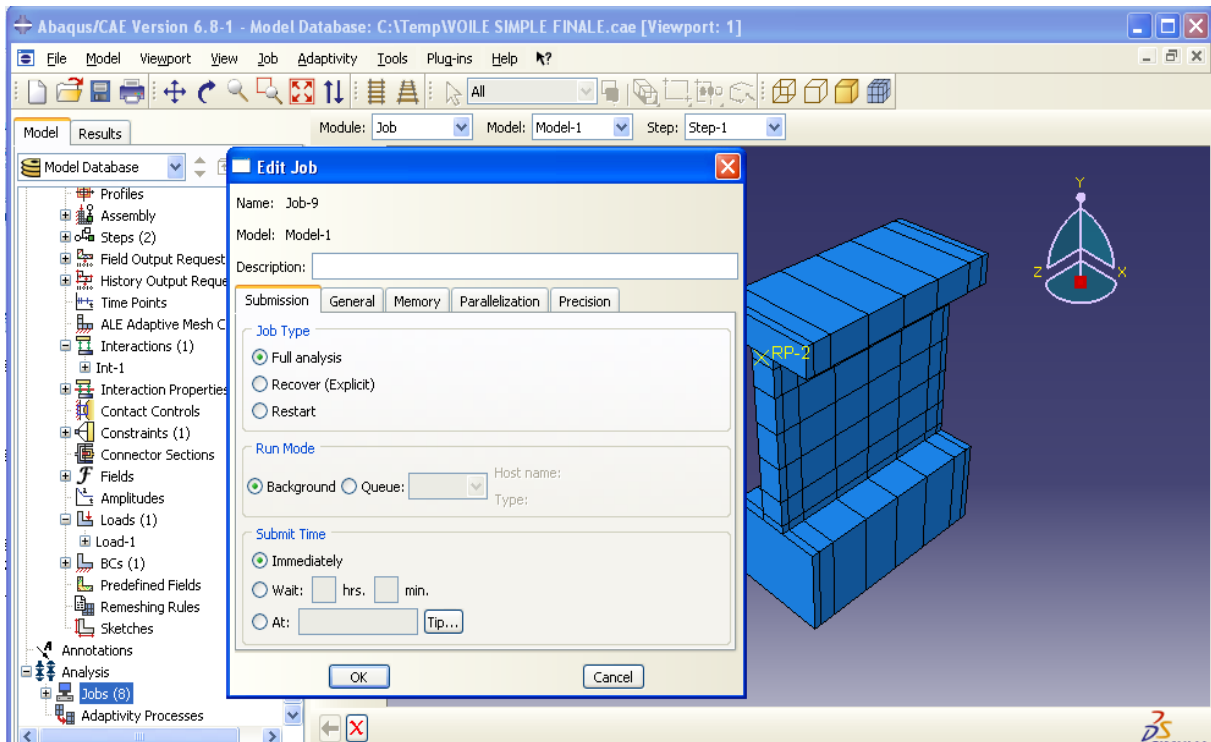


Figure III.14: module Job.

III.1.9: Module Visualisation

Le module de visualisation permet l'affichage graphique ou numérique des résultats de l'analyse .L'utilisateur voit ces résultats dans 'Result' : soit par la visualisation des déformations dans 'Field Output' : Par Exemple, les déformations, les contraintes, les vitesses ou les forces nodales ; soit par les courbes dans '**History Output**' : Par exemple, l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

III.2 Présentation des modèles à simuler :

III.2.1 : dimensions et géométrie :

Trois voiles courts ayant le même élancement ($h/l=0.8$) ont été simulés sur ABAQUS, les murs sont dimensionnés comme suit :

La hauteur totale des voiles est de 1.66 m, dont l'âme fait 1m.

La largeur est de 1.25 m.

L'épaisseur est de 0.15 m.

La semelle du voile a : 0.5 m d'épaisseur, 0.6 m de largeur et de 1.25 m de longueur.

A l'entête on a une masse dont les dimensions : 0.16 m d'épaisseur, 0.6m de largeur, et de 1.25 m de longueur.

Les trois voiles ils sont soumis a un même chargement dynamique (choc), d'une intensité induite par la contrainte de cisaillement défini par les règlements (RPA99 [1], BAEL91 [35]), cette contrainte est multipliée par la section transversale pour obtenir une force concentrée, qui est appliquée pour tout les voiles à 97.5 cm au dessus de la base du l'âme, dont la valeur est comme suit :

$$\tau_u \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$\tau_u = 0.2 \times 25\text{MPa} = 5\text{MPa}$ donc la force appliquée est égale à :

$$F = 5 \times (1250 \times 150) = 937500 \text{ N.}$$

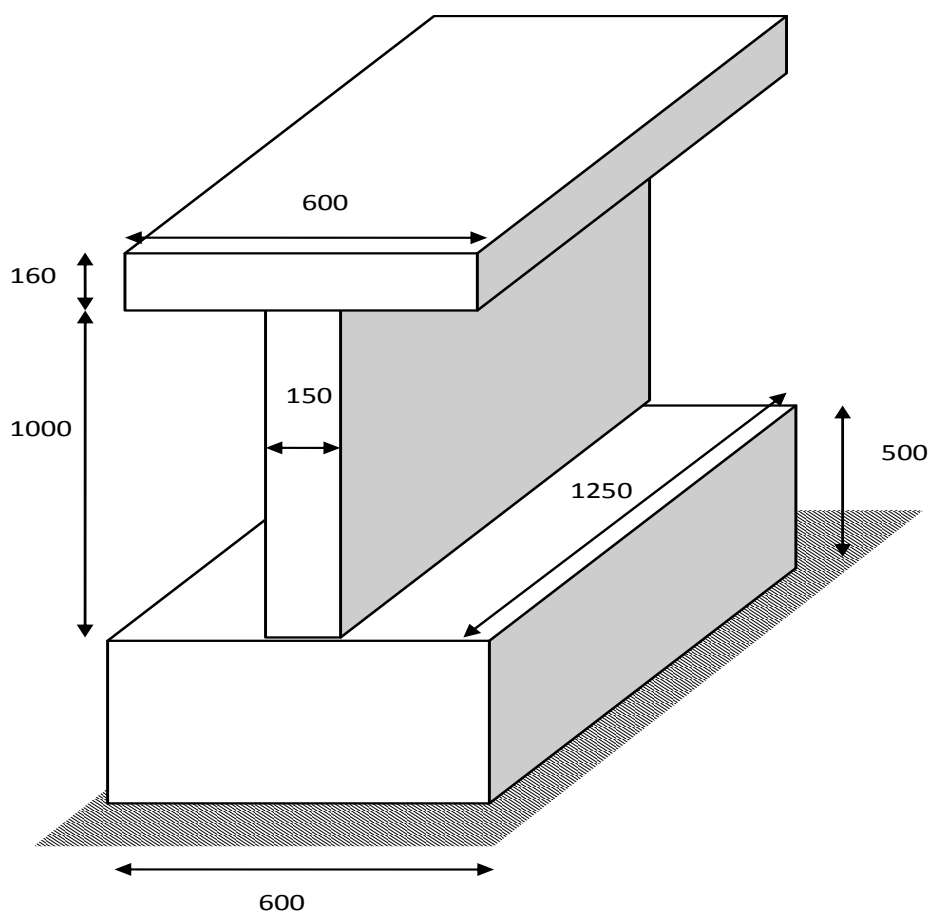


Figure III.15 : dimensions et géométrie des voiles.

III.2.2 Ferraillage des voiles

Premier modèle (MC)

Ce premier modèle est ferrillé classiquement selon les codes parasismiques comme suit :

14 barres verticales en T10 réparties en deux nappes, dont le pourcentage est supérieur à 0.15% dans toute la section transversale du béton, avec un potelet à chaque extrémité.

12 barres horizontales en T10 réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm.

6 cadres en T10 répartie sur toute la hauteur du chaque potelet avec un espacement de 20 cm.

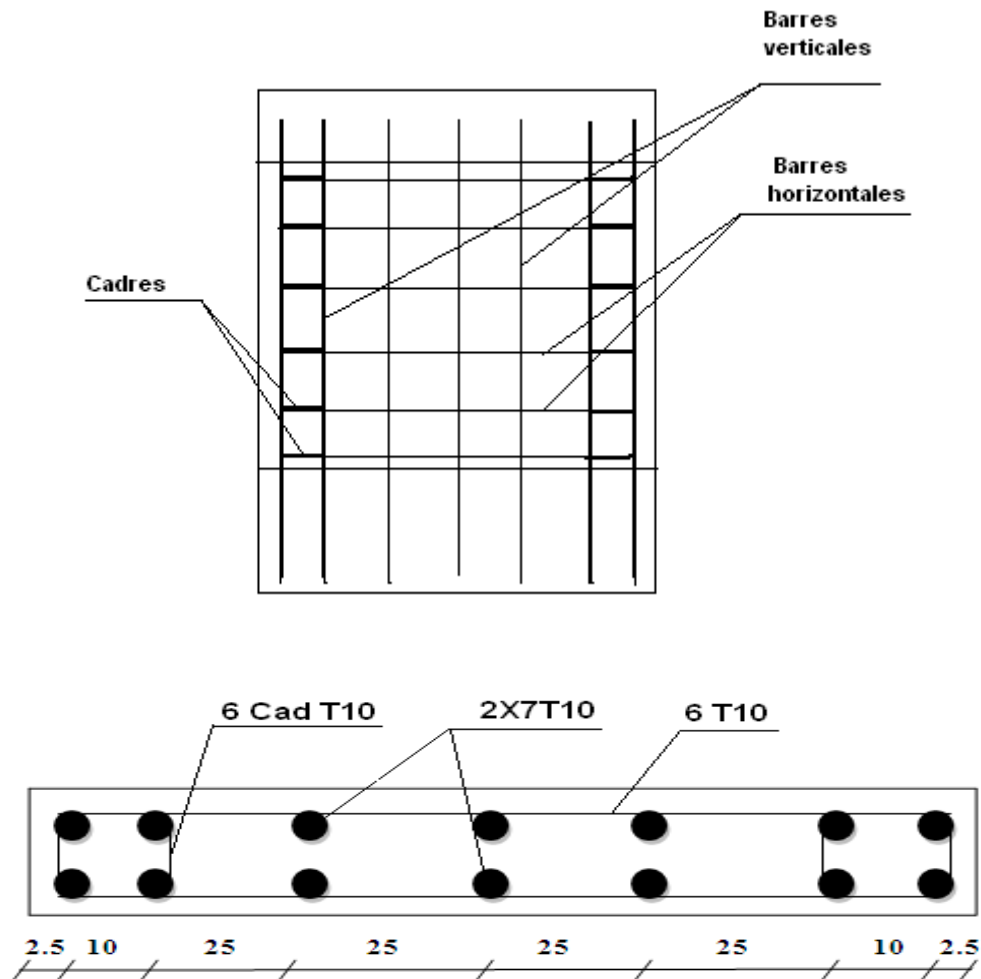


Figure III.16 : Ferrillage du voile classique.

Deuxième modèle (MR4)

Le deuxième modèle est ferrillé identiquement comme le premier, avec un renfort en deux barres croisées en diagonale (en X), inclinées par rapport à la base du voile d'un angle de 46°. Elles sont disposées de l'intérieur et attache aux barres verticales, dont les caractéristiques de ces barres est comme suit :

La longueur des barres est de 1.78 m.

Le diamètre des barres est de T10.

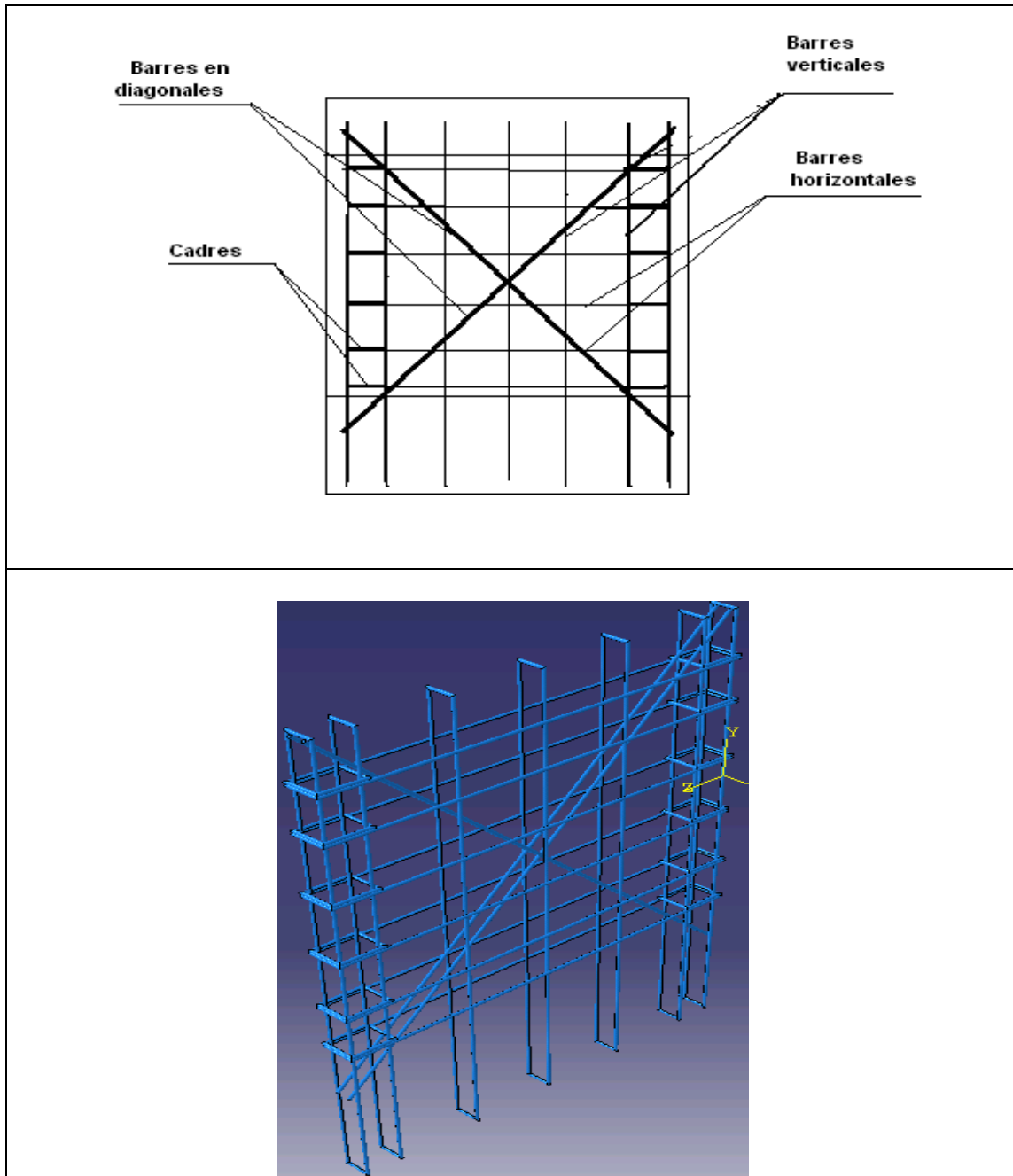


Figure III.17 : Ferrailage voile renforcé à 4 barres.

Troisième modèle (MR8)

Le troisième modèle est ferrillé comme le premier, renforcé toujours en diagonales avec 4 barres qui se croisent deux à deux (en X), inclinées par rapport à la base du voile d'un angle de 46° . Elles sont disposées à l'intérieur sur chaque nappe de ferrailage, les caractéristiques de ces barres est comme suit :

La longueur des barres est de 1.78 m.

Le diamètre des barres est de T10.

La distance entre deux barres inclinées dans la même direction est de 5 cm.

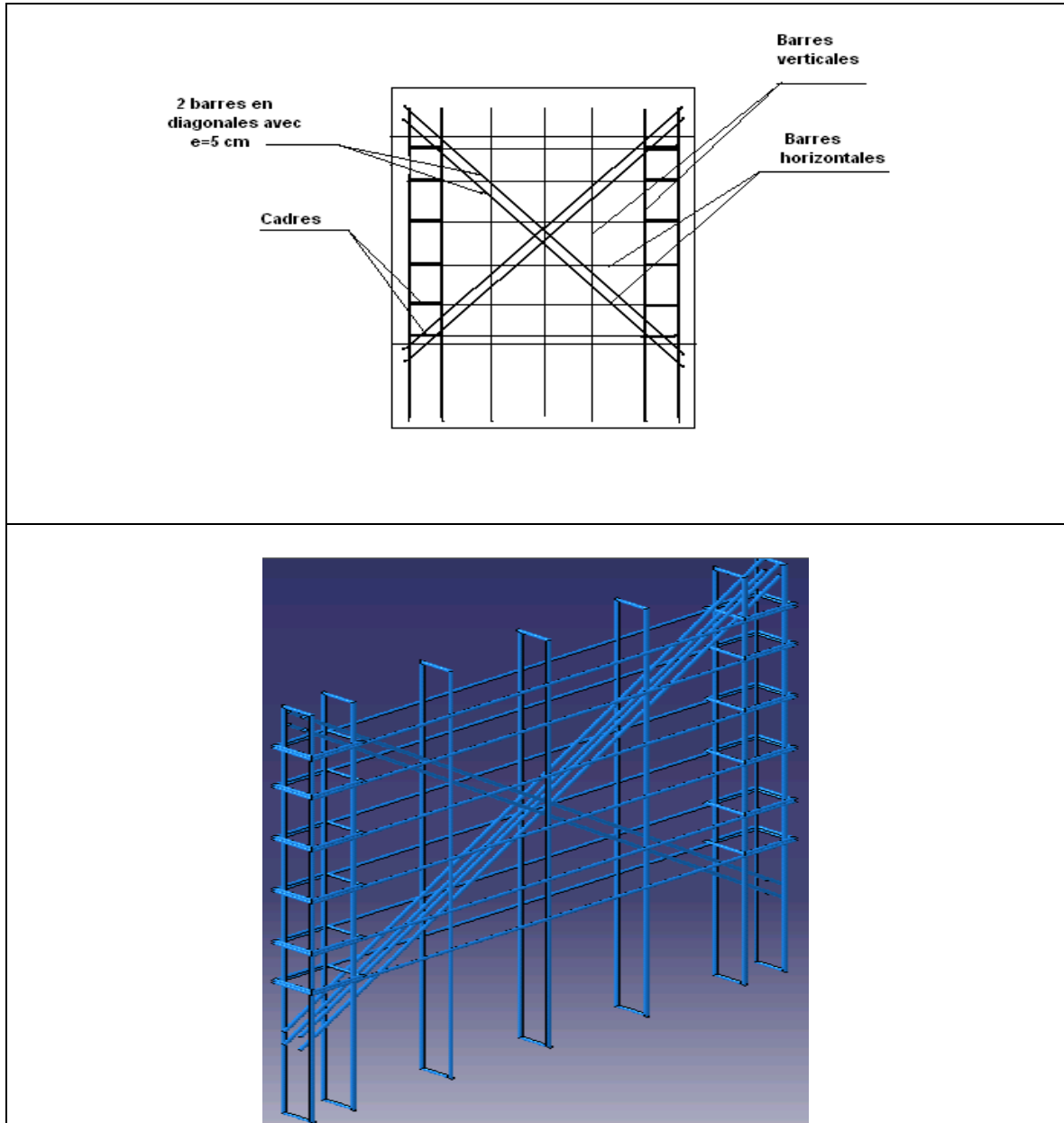


Figure III.18 : Ferrailage du voile renforcé à 8 barres.

Chapitre IV :

Résultats et interprétation

IV.1 Les résultats de la simulation (MC)

IV.1.1 voile classique

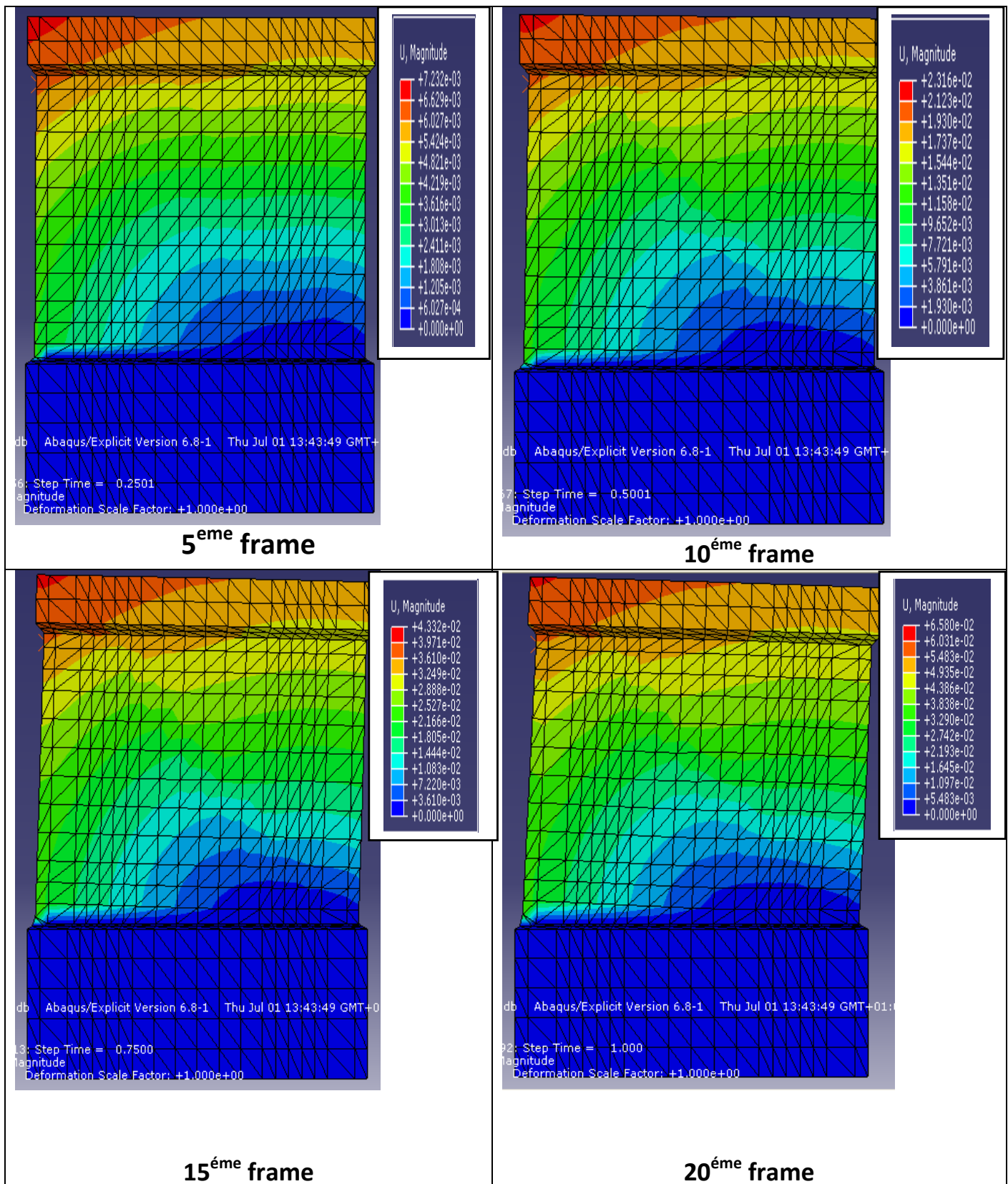


Figure IV.1 Propagation des déplacements dans le béton du voile classique.

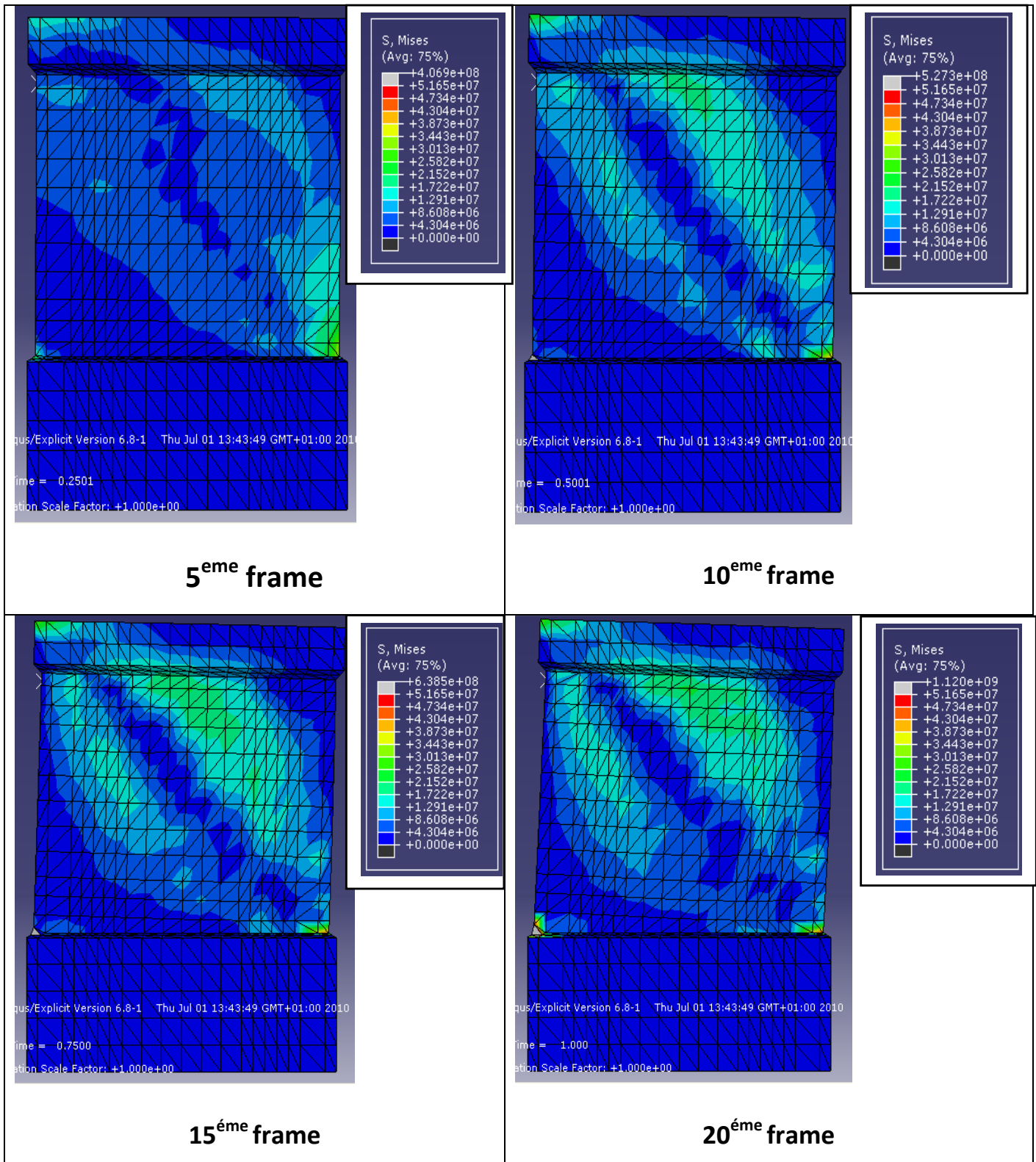
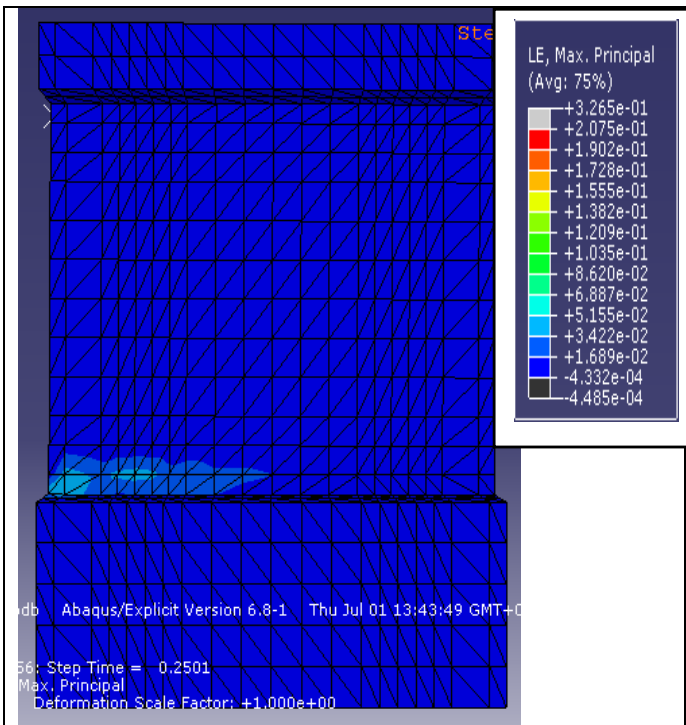
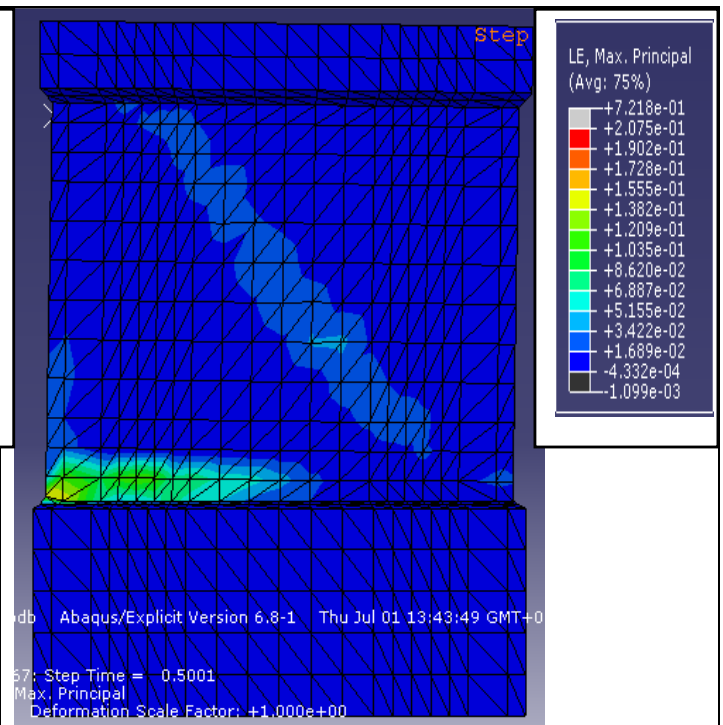


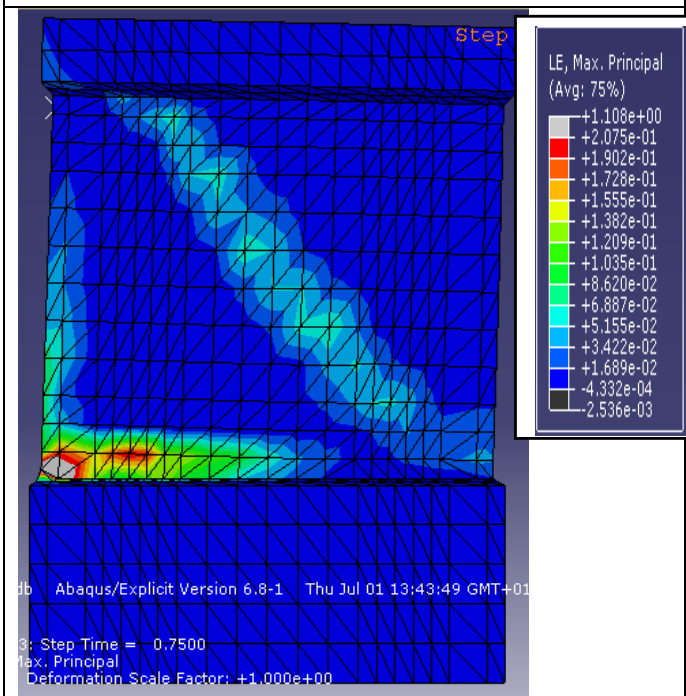
Figure IV.2 : Propagation des contraintes dans le béton du voile classique.



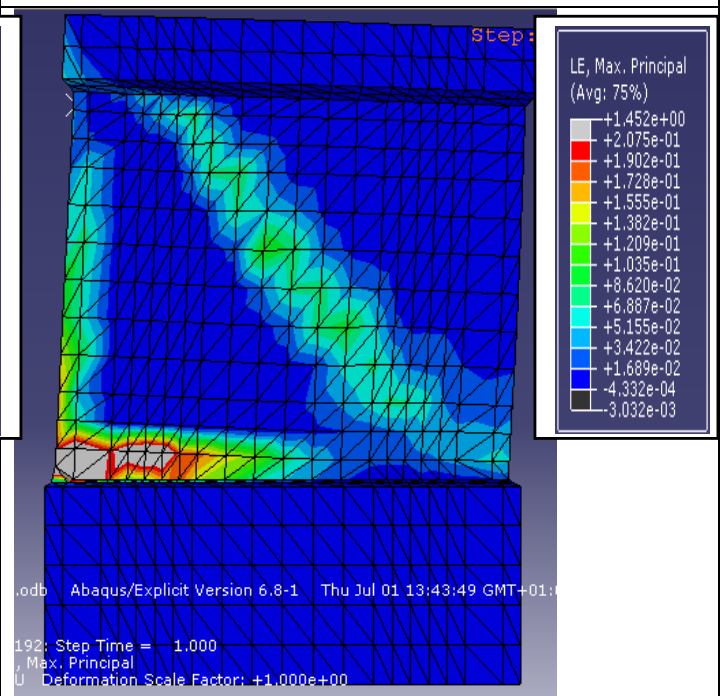
5^{ème} frame



10^{ème} frame



15^{ème} incrément



20^{ème} frame

Figure IV.3 : Propagation des déformations dans le béton du voile classique.

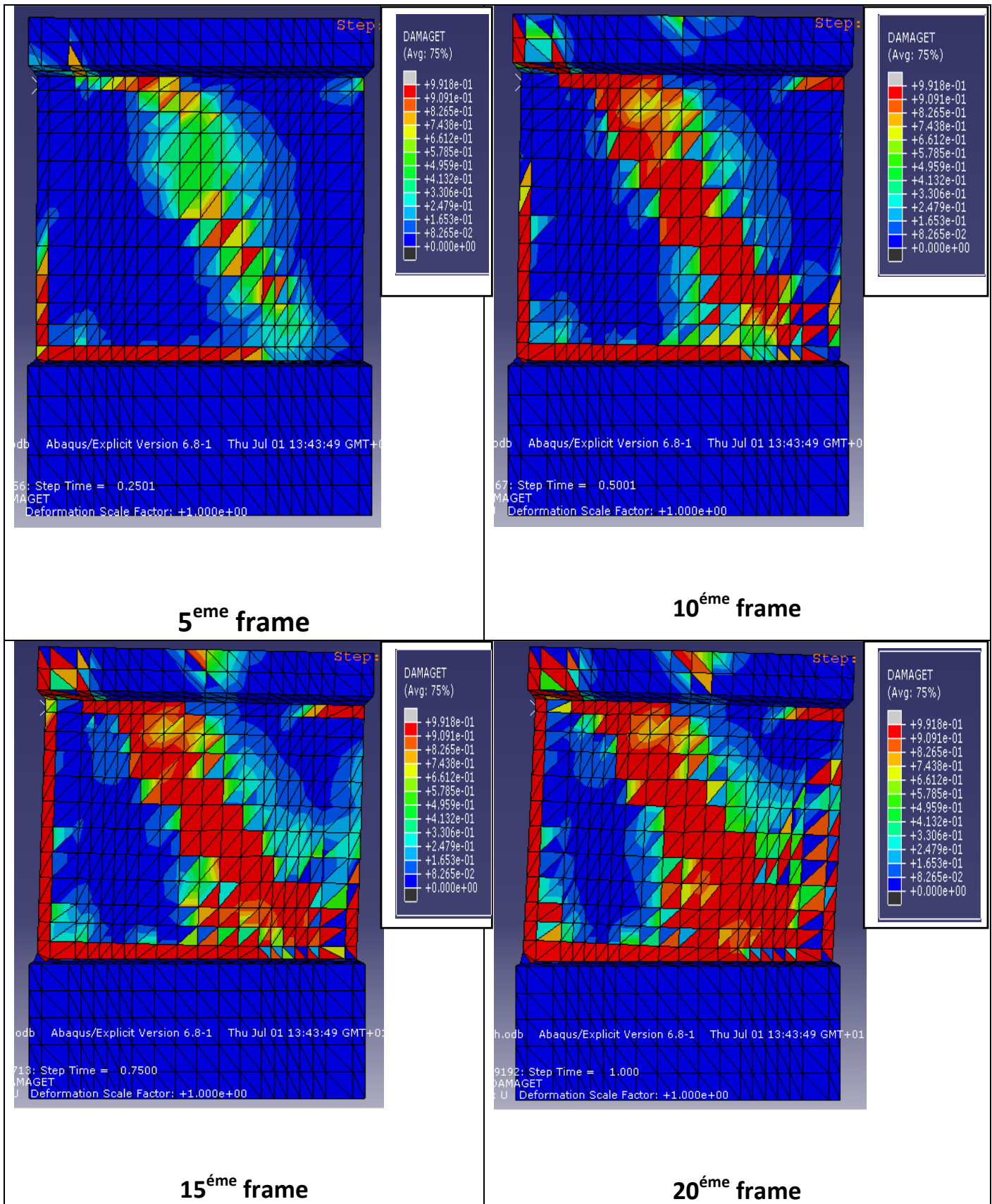


Figure IV.4 : Propagation des dommages dans le béton du voile classique.

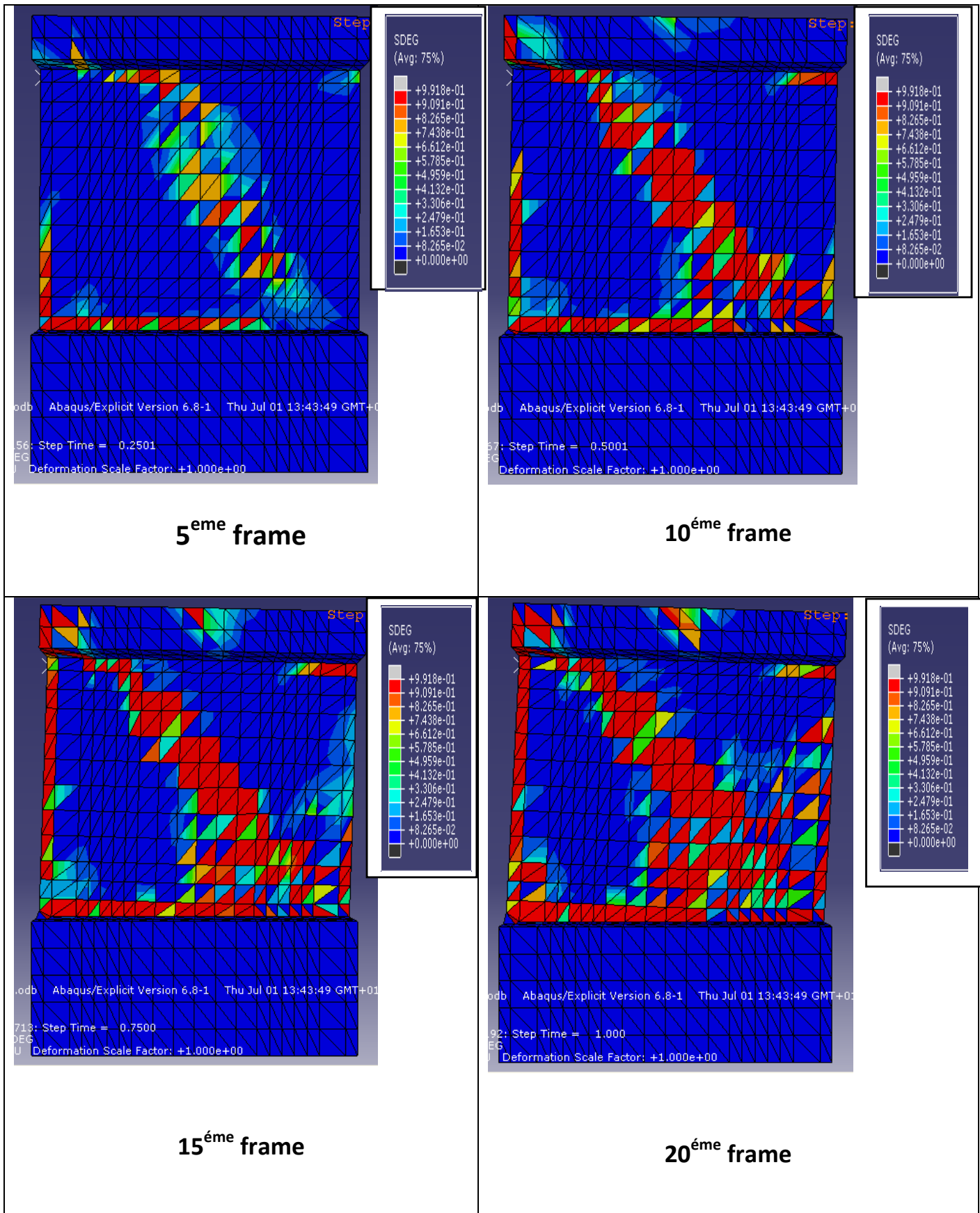
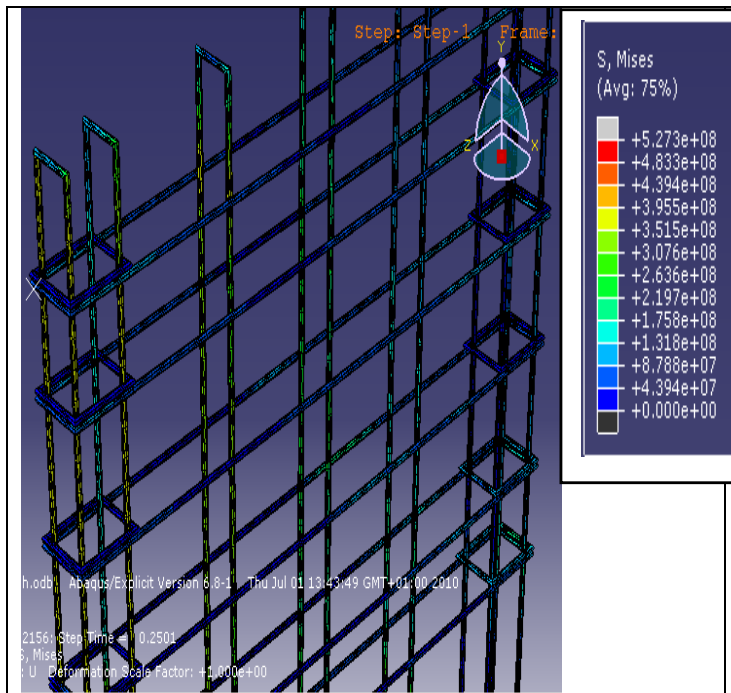
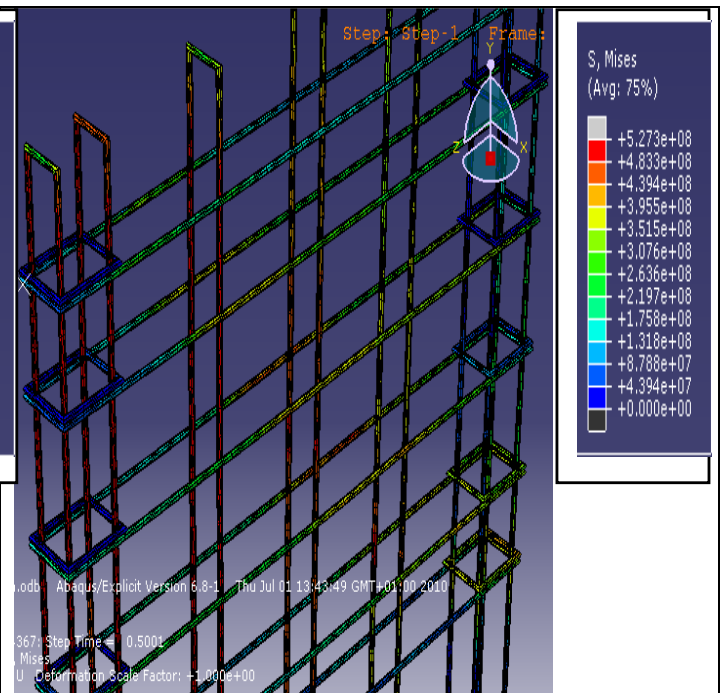


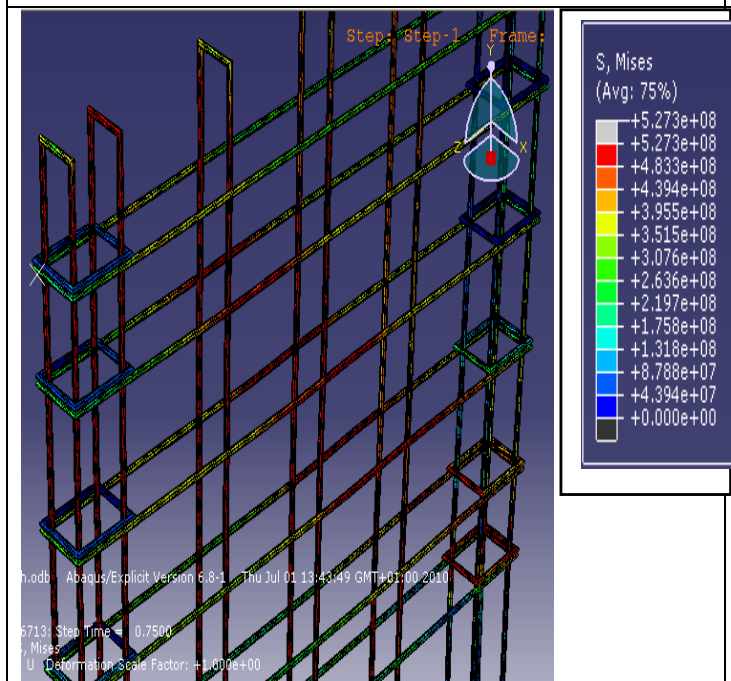
Figure IV.5 : Dégradation de la rigidité dans le béton du voile classique.



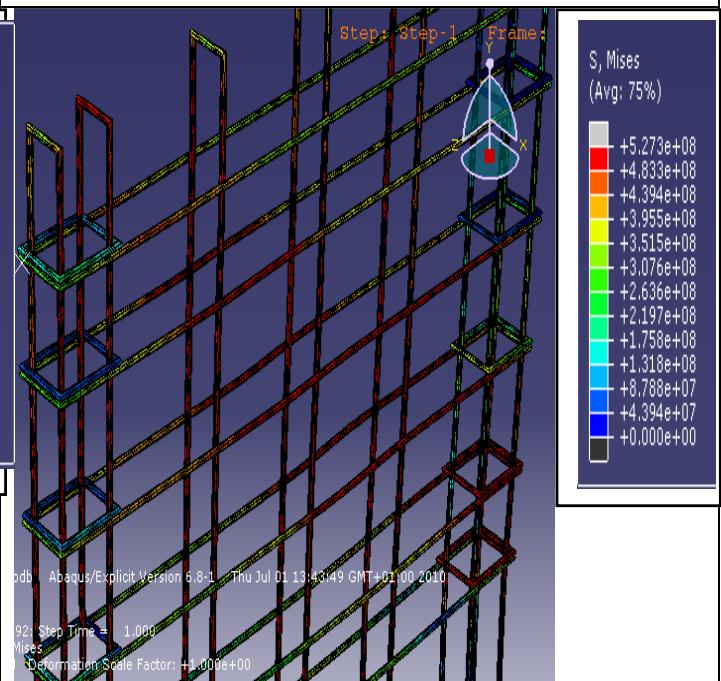
5^{ème} frame



10^{ème} frame

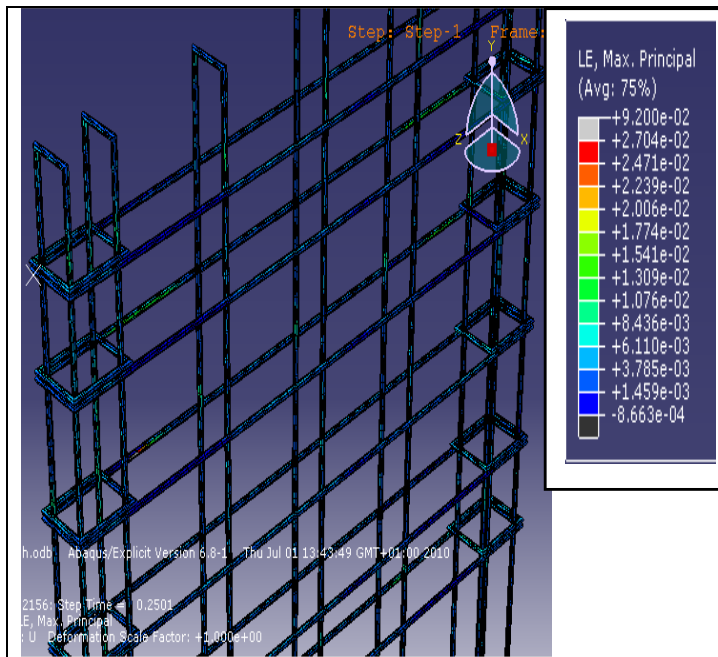


15^{ème} frame

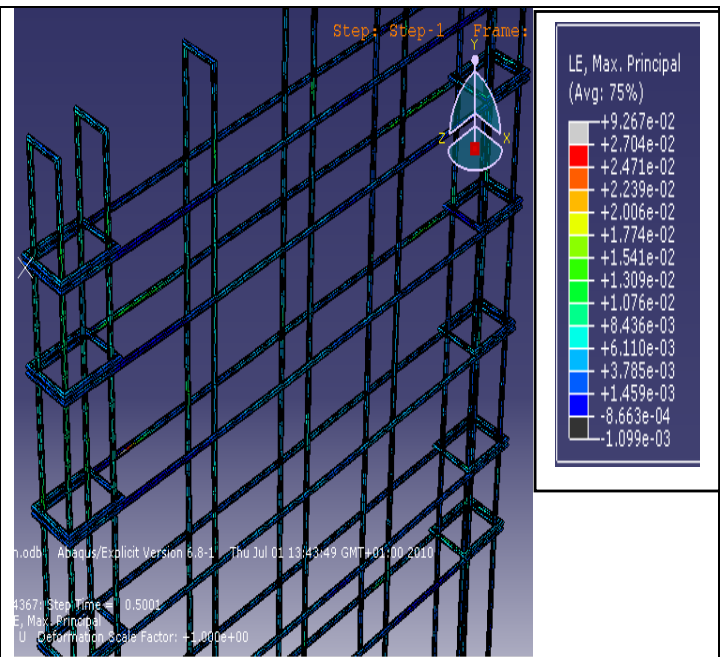


20^{ème} frame

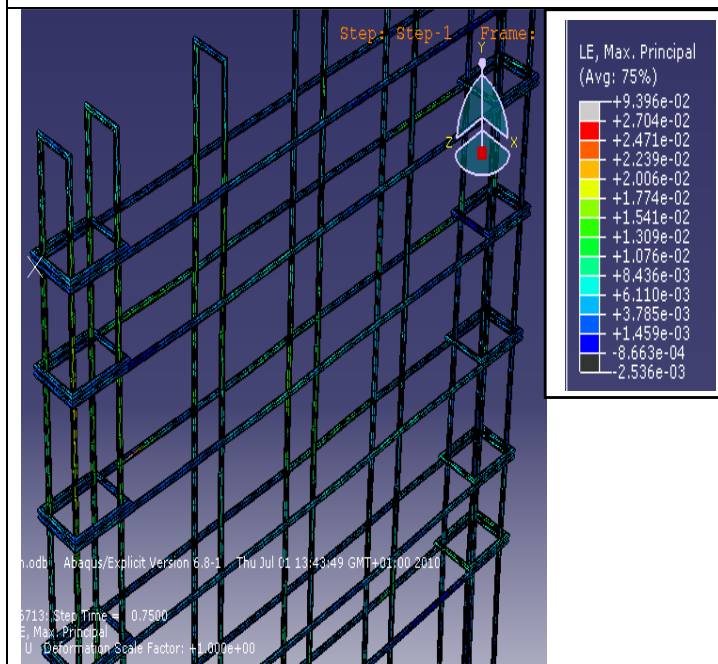
Figure IV.6 : Propagation des contraintes dans les aciers du voile classique.



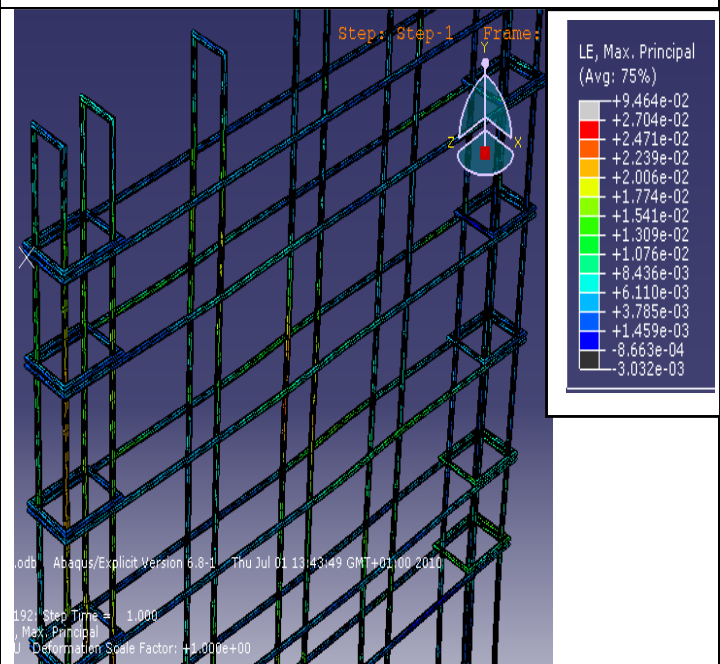
5^{ème} frame



10^{ème} frame



15^{ème} frame



20^{ème} frame

Figure IV.7 : propagation des déformations dans les aciers du voile classique.

IV.1.2 Voile renforcé à 4 barres (MR4)

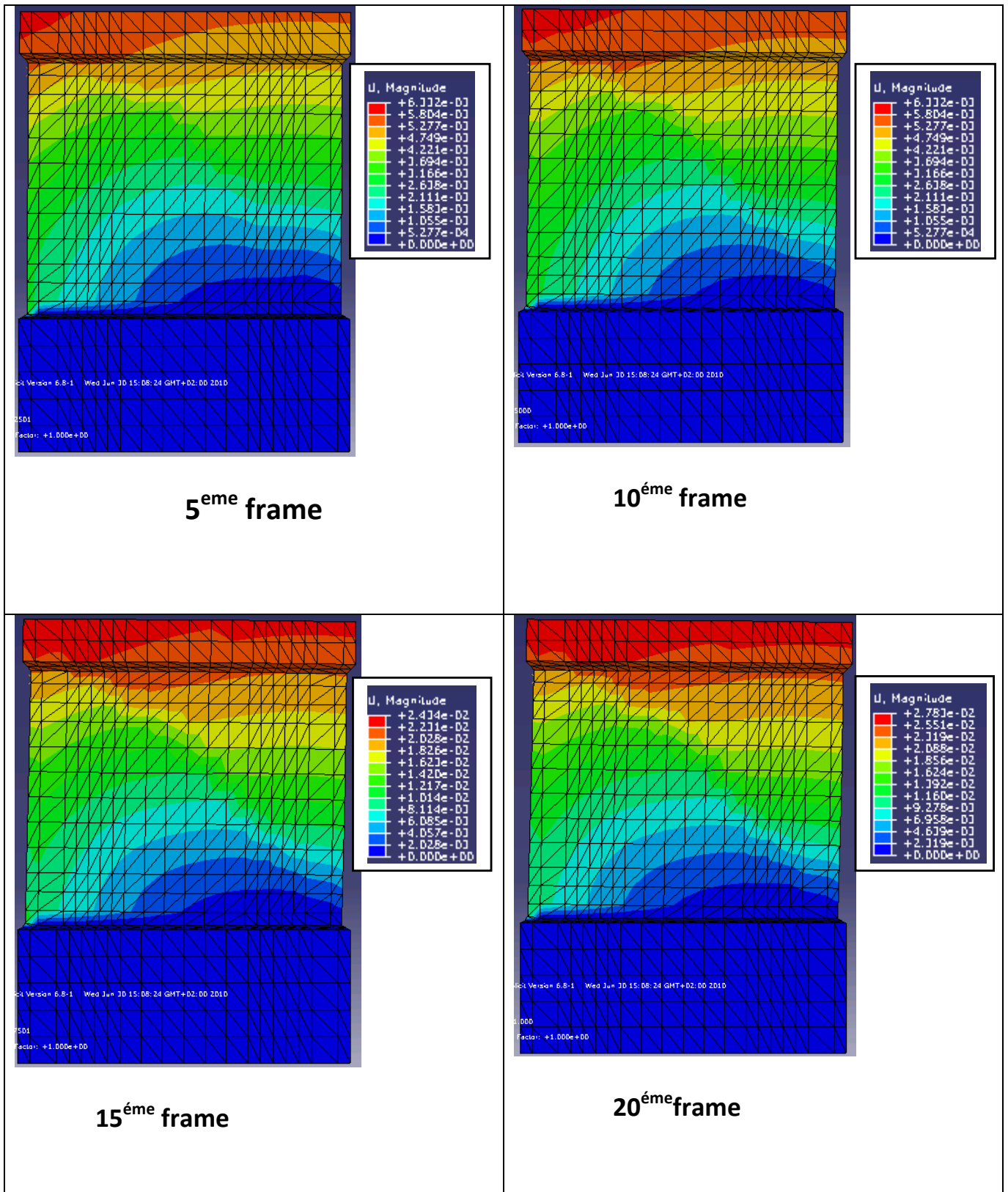


Figure IV.8: Propagation des déplacements dans le béton du voile renforcé à 4 barres.

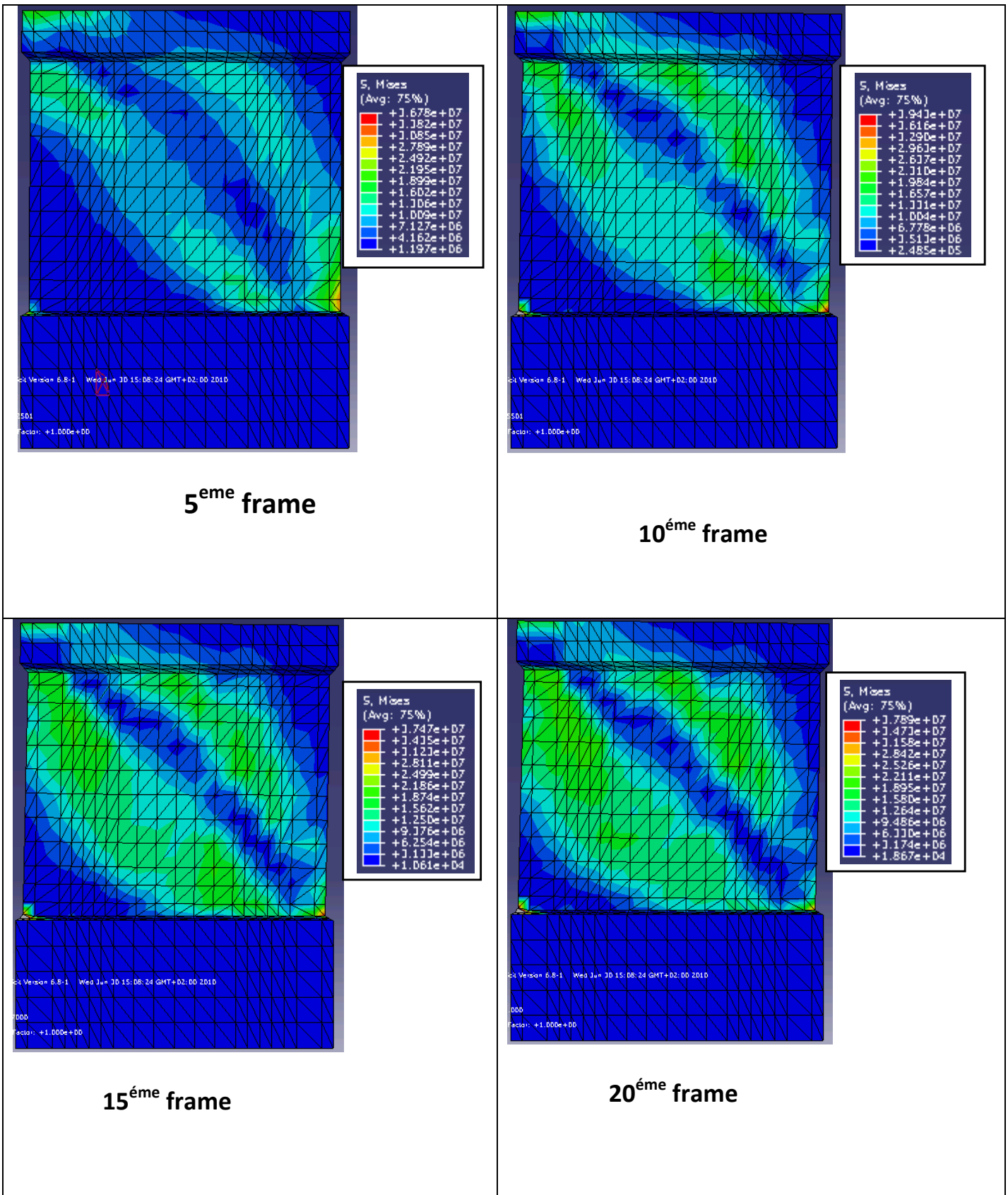


Figure IV.9 : propagation des contraintes dans le béton du voile renforcé à 4 barres.

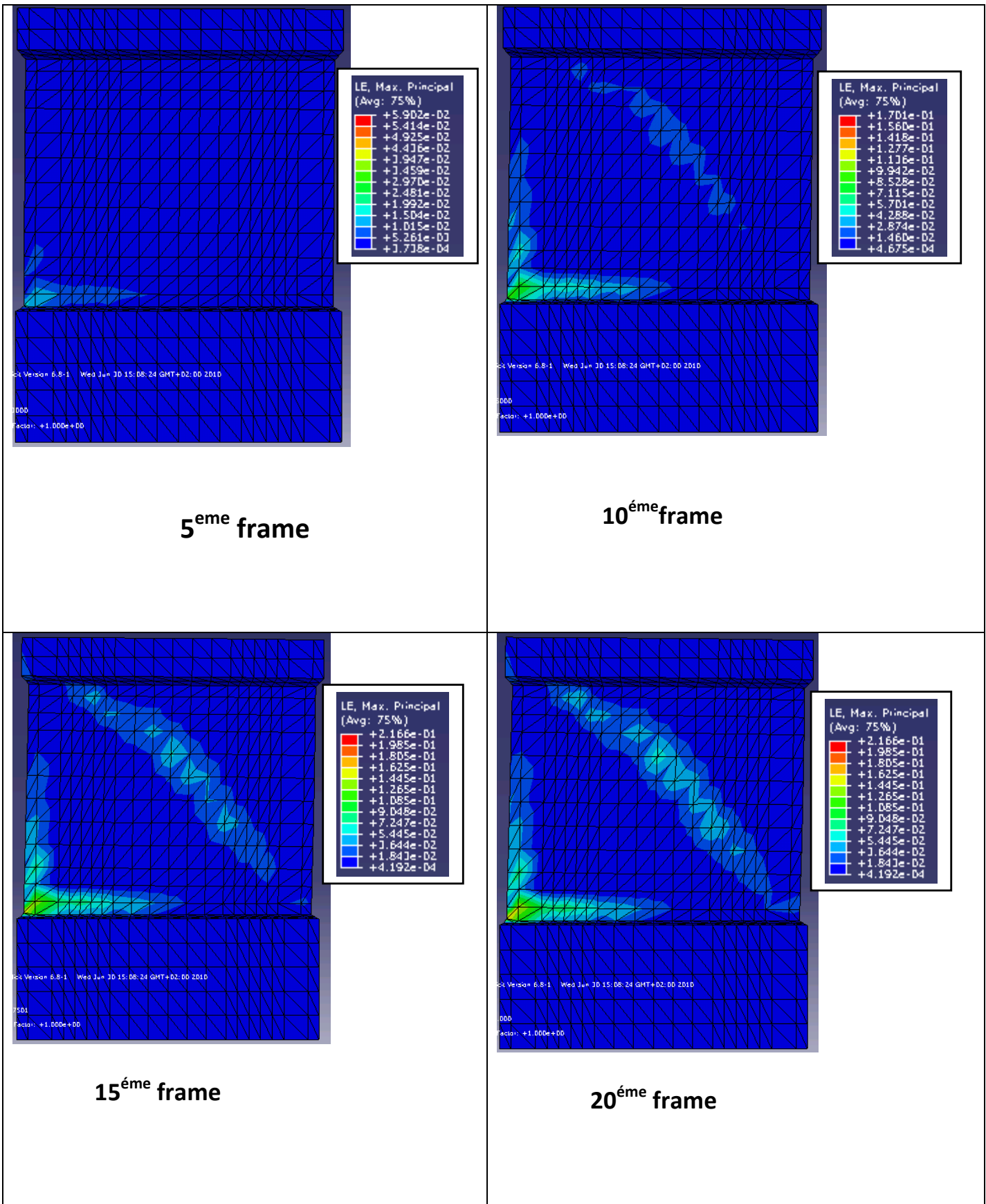


Figure IV.10 : Propagation des déformations dans le béton du voile renforcé à 8 barres.

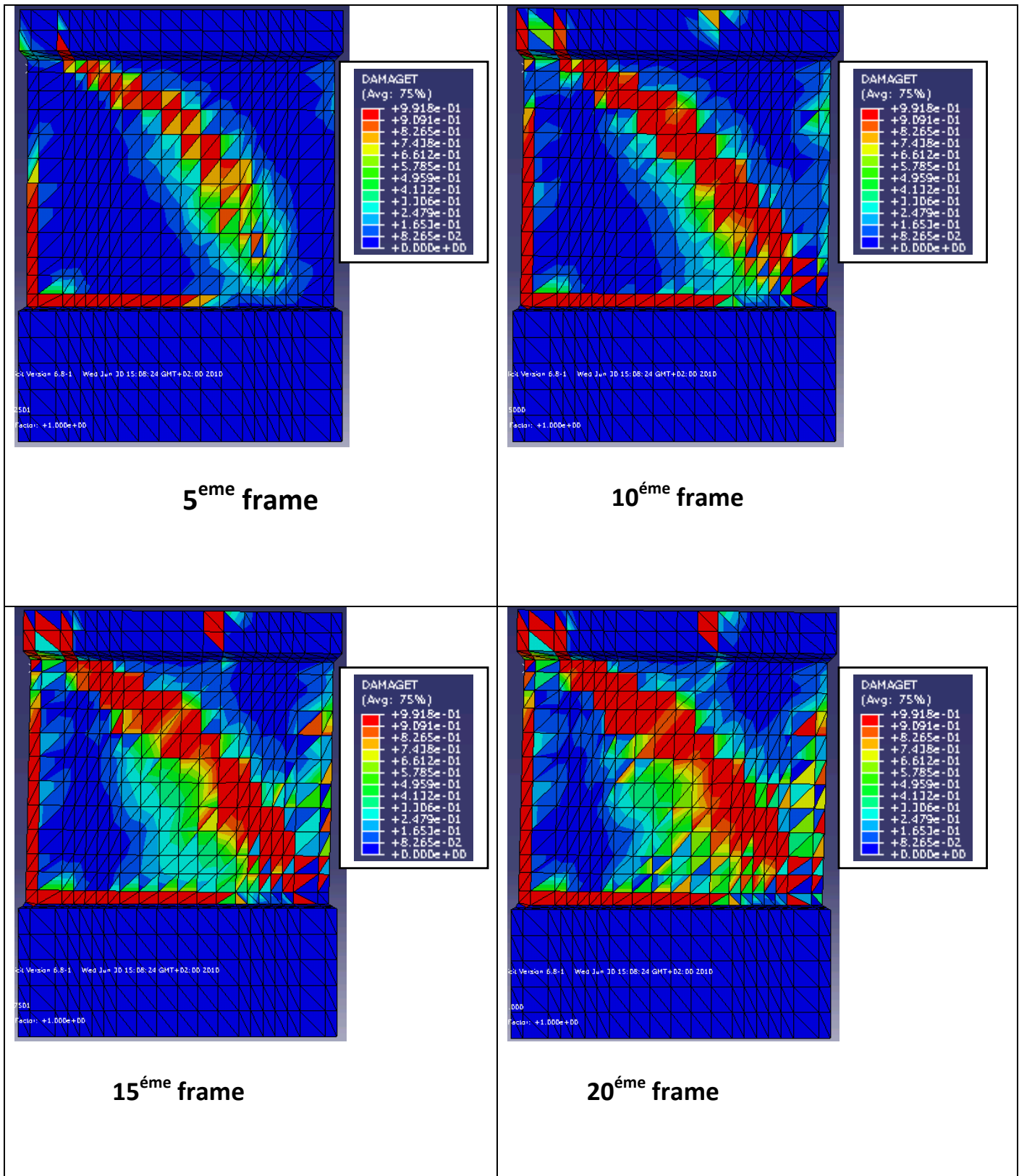
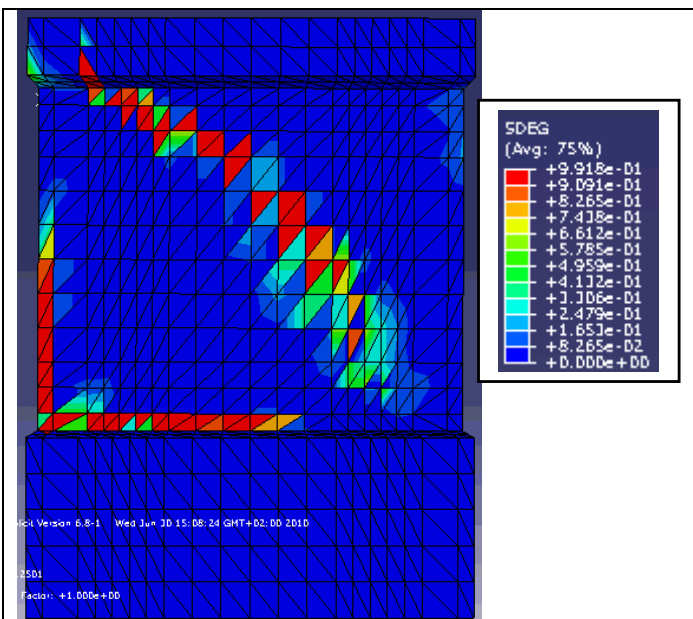
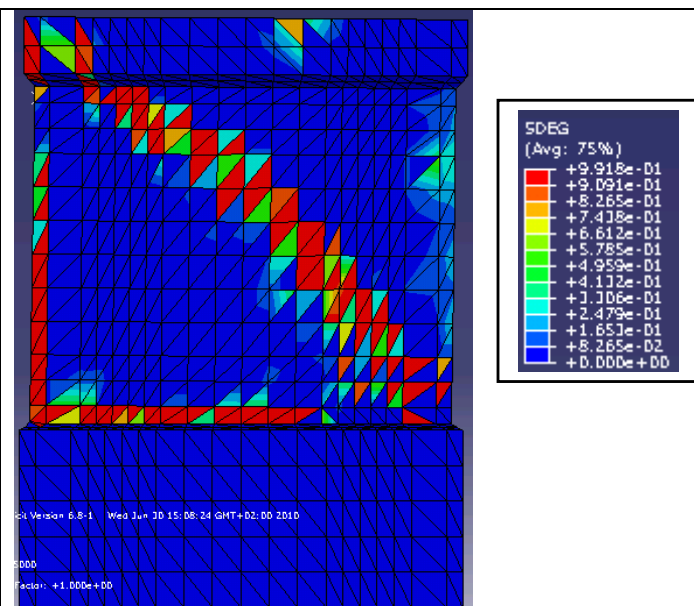


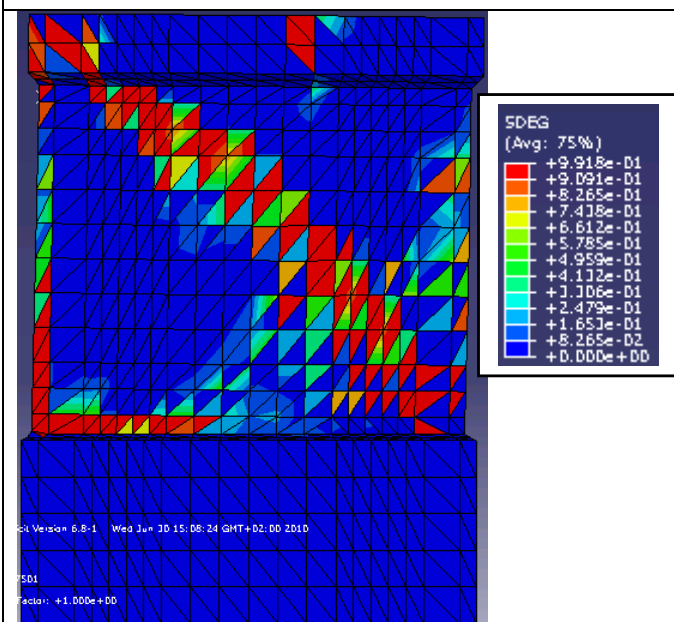
Figure IV.11 : propagation de l'endommagement dans le béton du voile renforcé à 4 barres



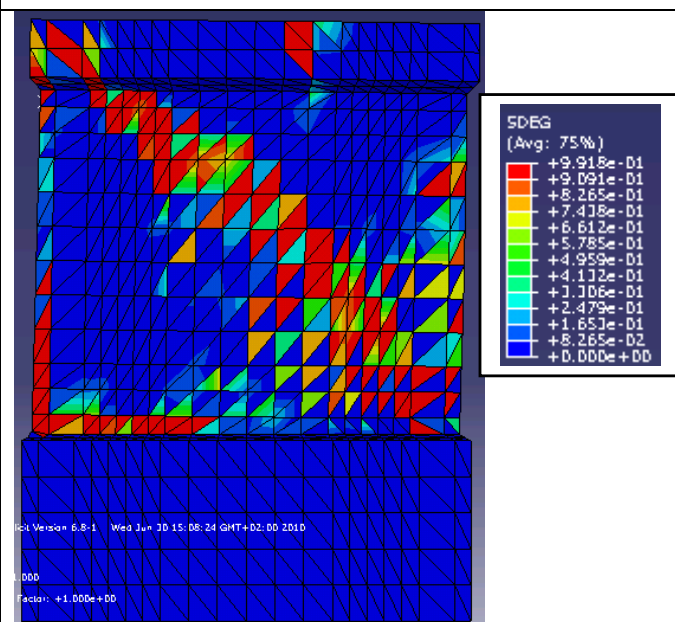
5^{ème} frame



10^{ème} frame

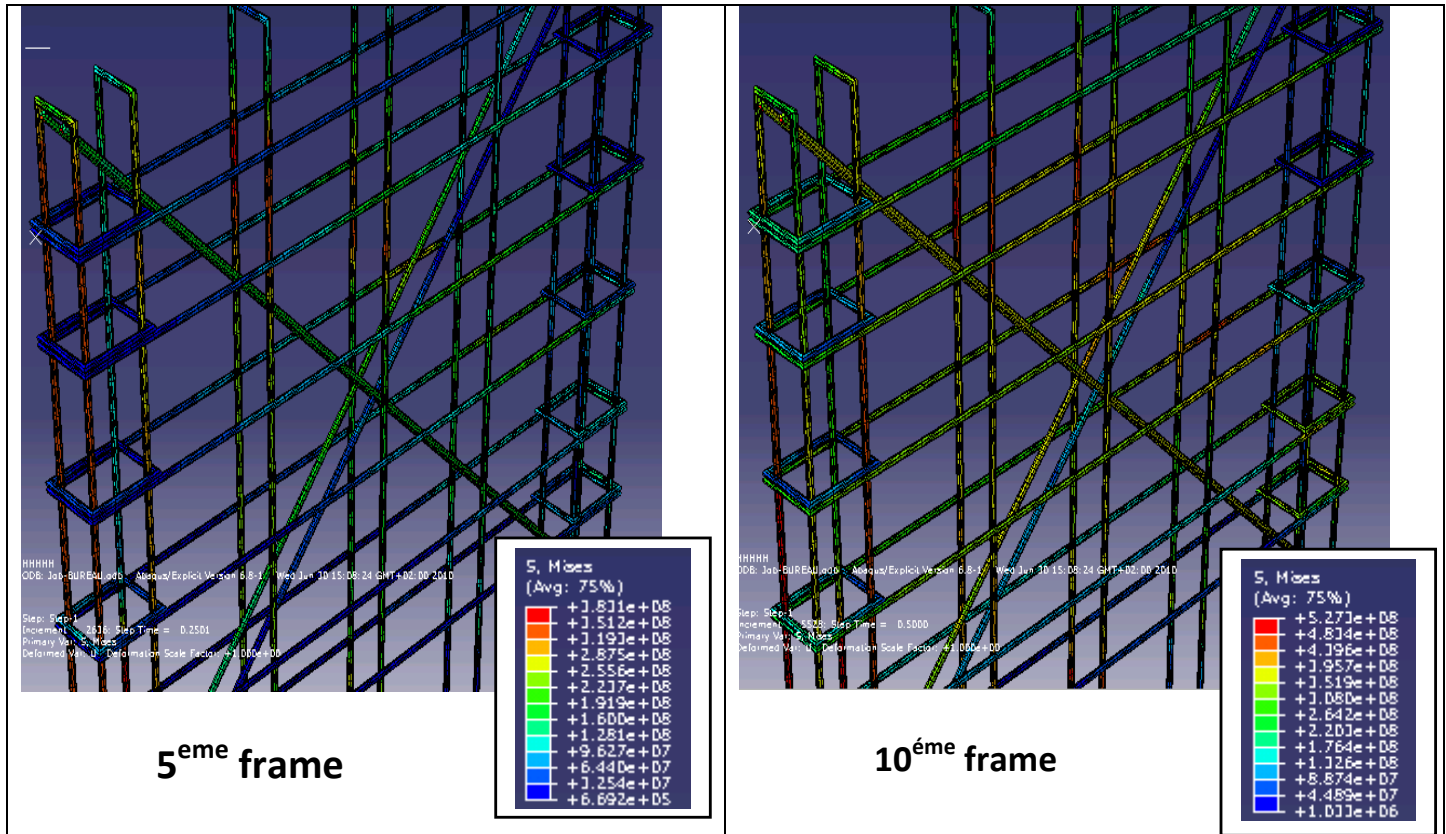


15^{ème} frame



20^{ème} frame

Figure IV.12 : Dégradation de la rigidité dans le béton du voile renforcé à 4 barres.



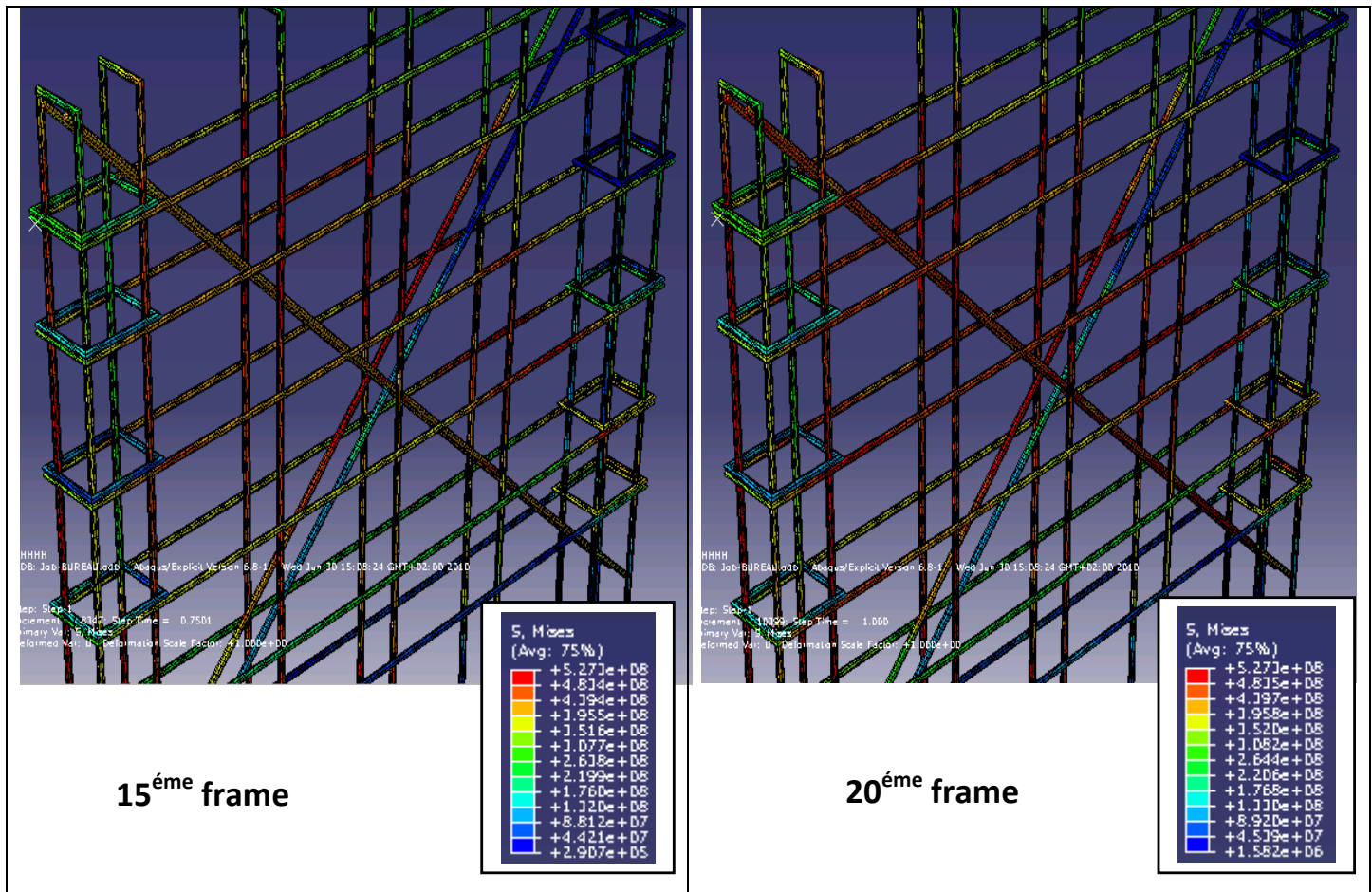


Figure IV.13 : propagation des contraintes dans les aciers du voile renforcé à 4 barres.

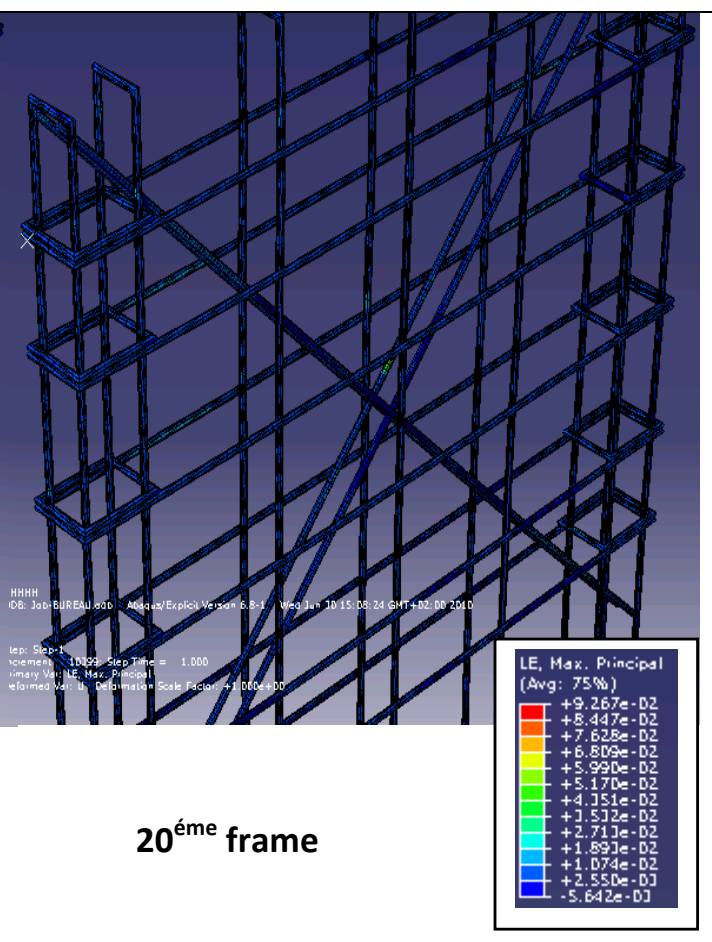
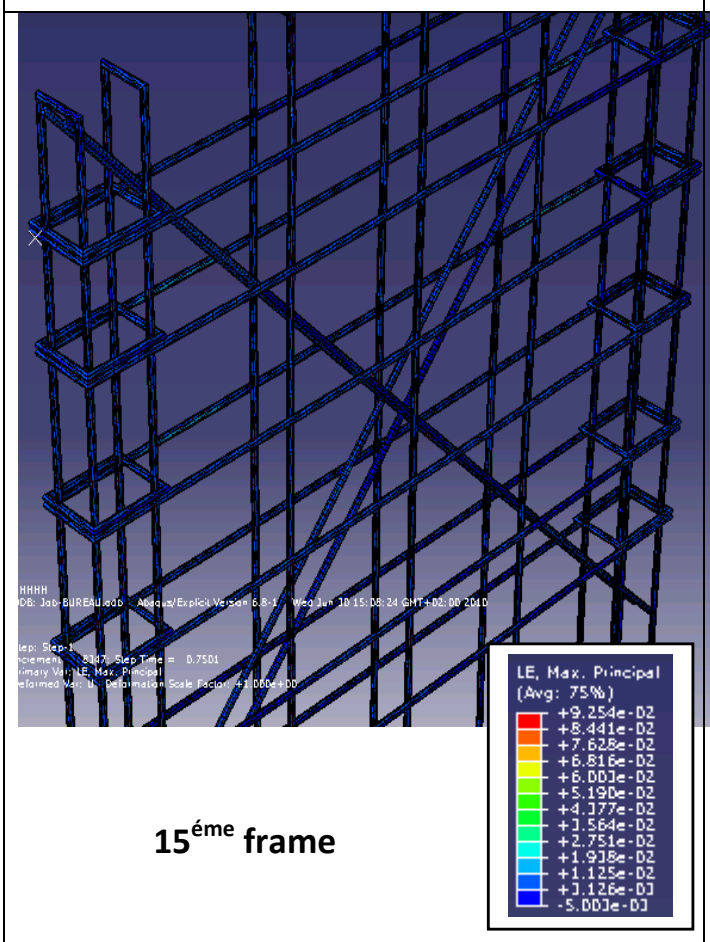
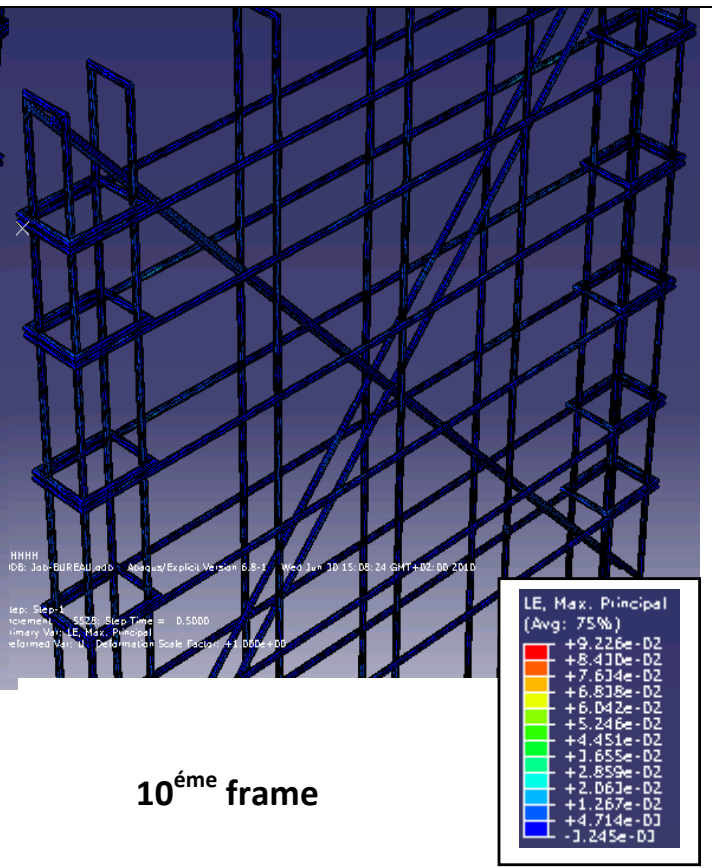
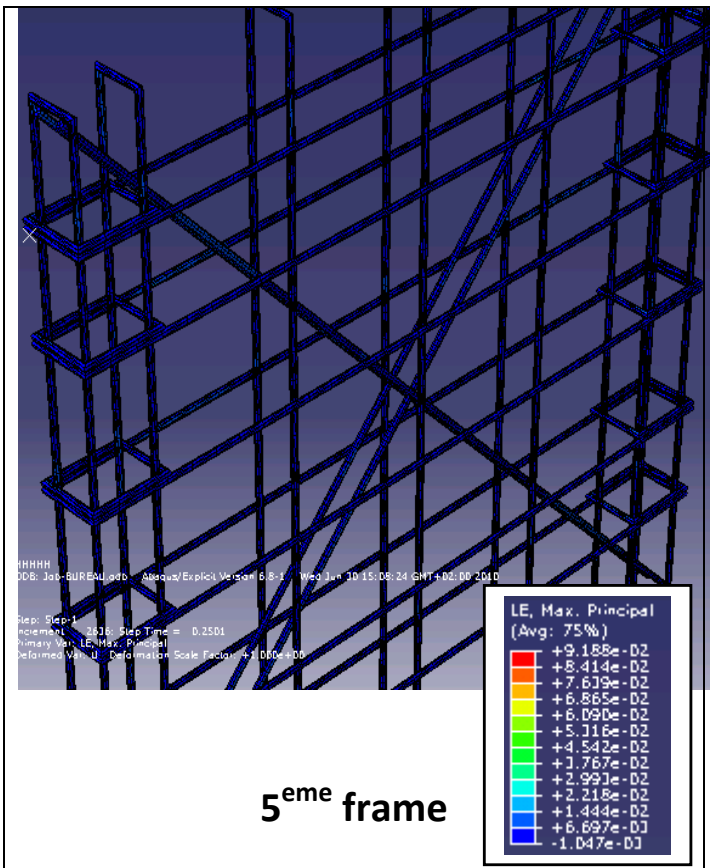


Figure : IV.14 : propagation des déformations dans les aciers du voile renforcé à 4 barres.

IV.1.3 Voile renforcé à 8 barres (MR8)

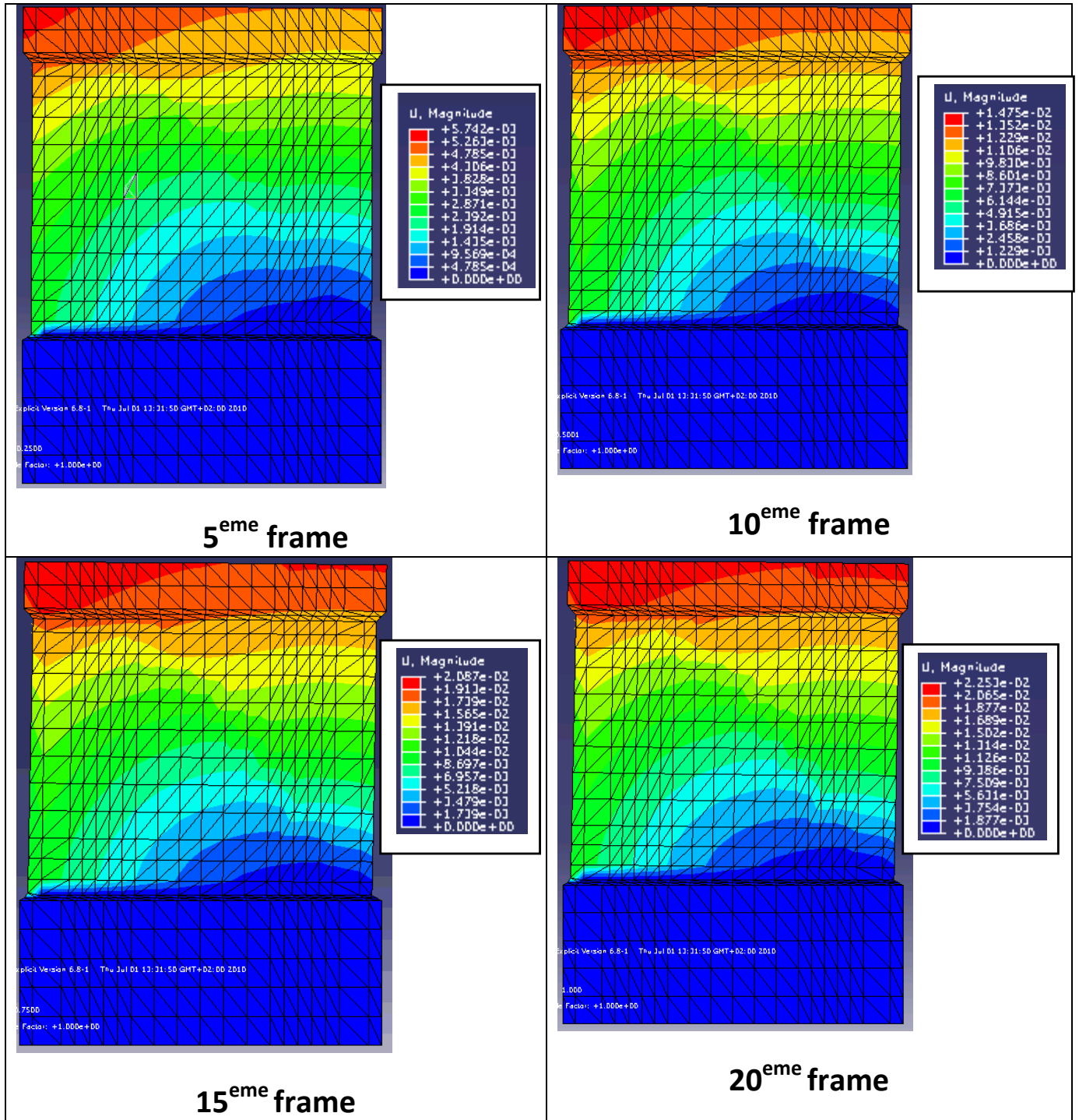


Figure : IV.15 : Propagation des déplacements dans le voile renforcé à 8 barres.

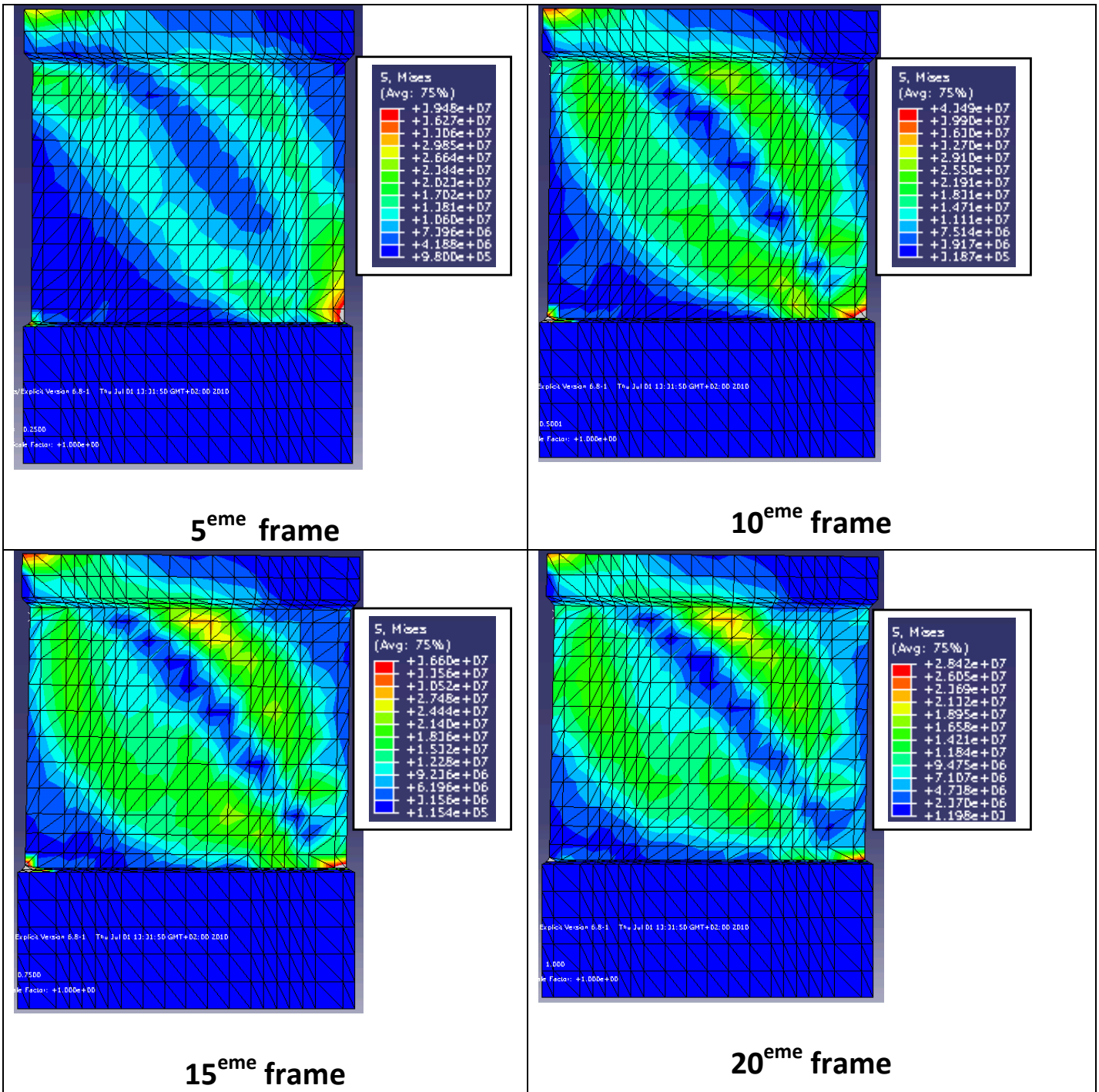


Figure : IV.16 : Propagation des contraintes dans le voile renforcé à 8 barres.

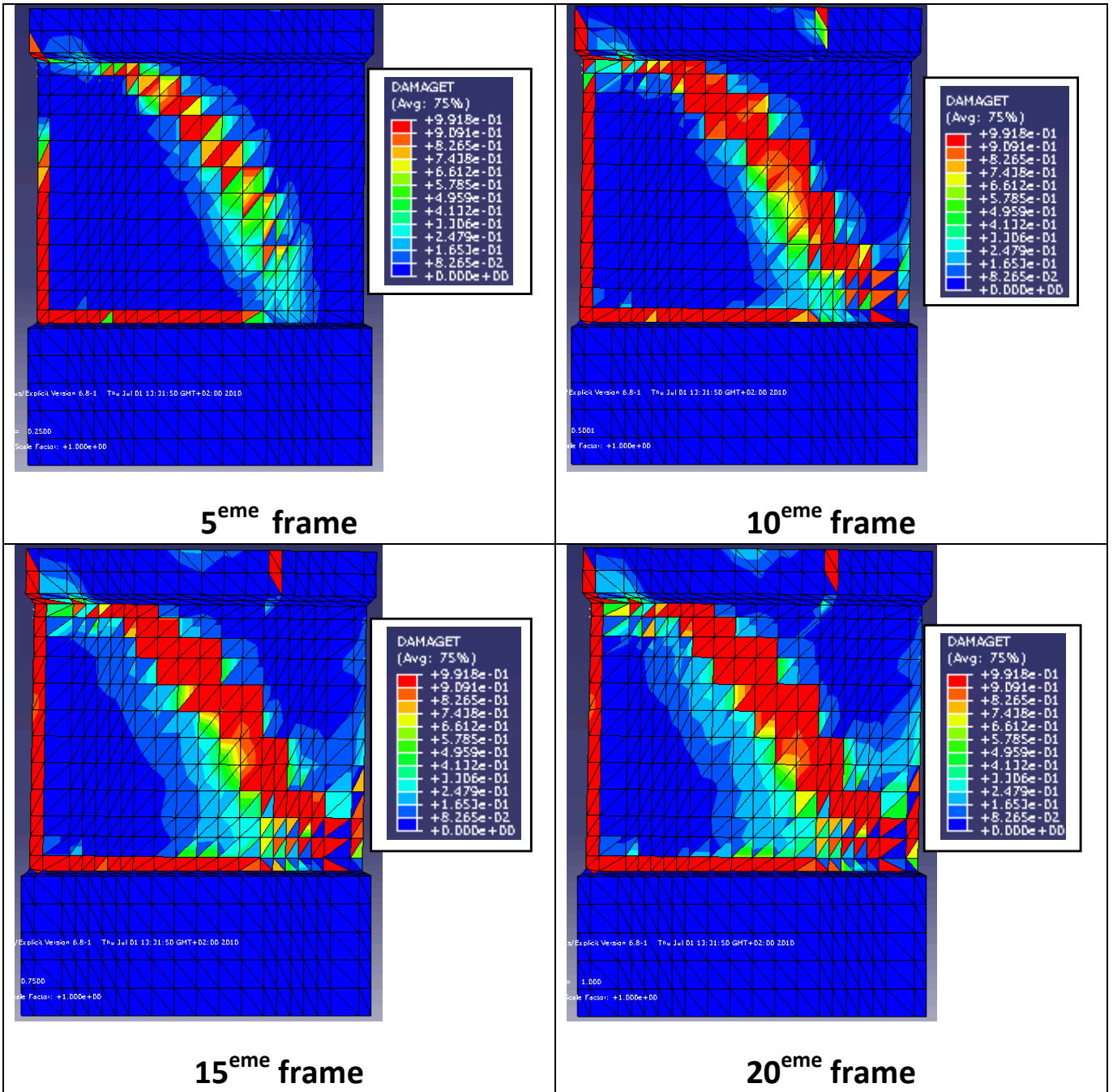


Figure : IV.17 : Propagation des dommages dans le voile renforcé à 8 barres.

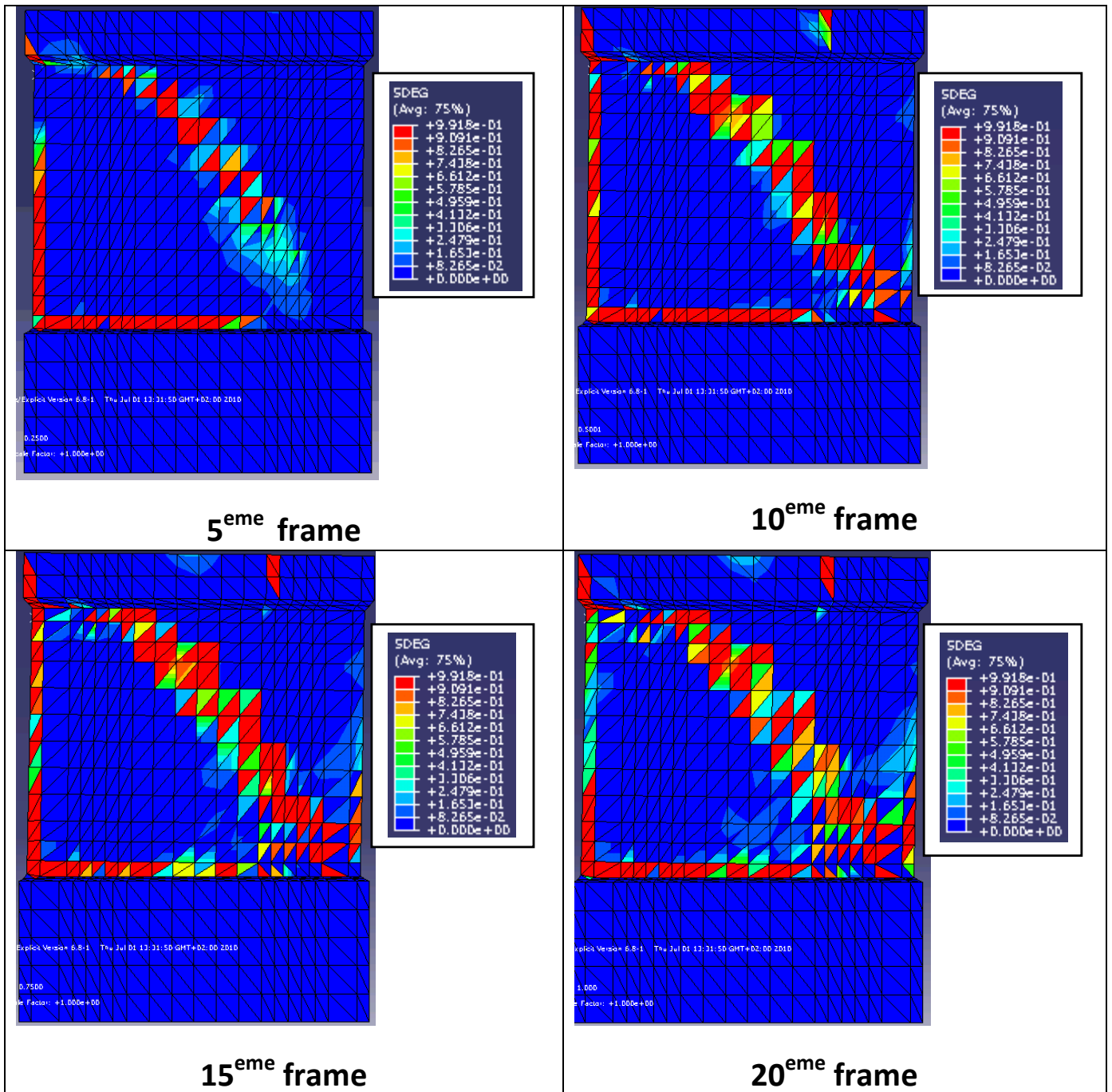


Figure : IV.18 : Dégradation de la rigidité dans le voile renforcé à 8 barres.

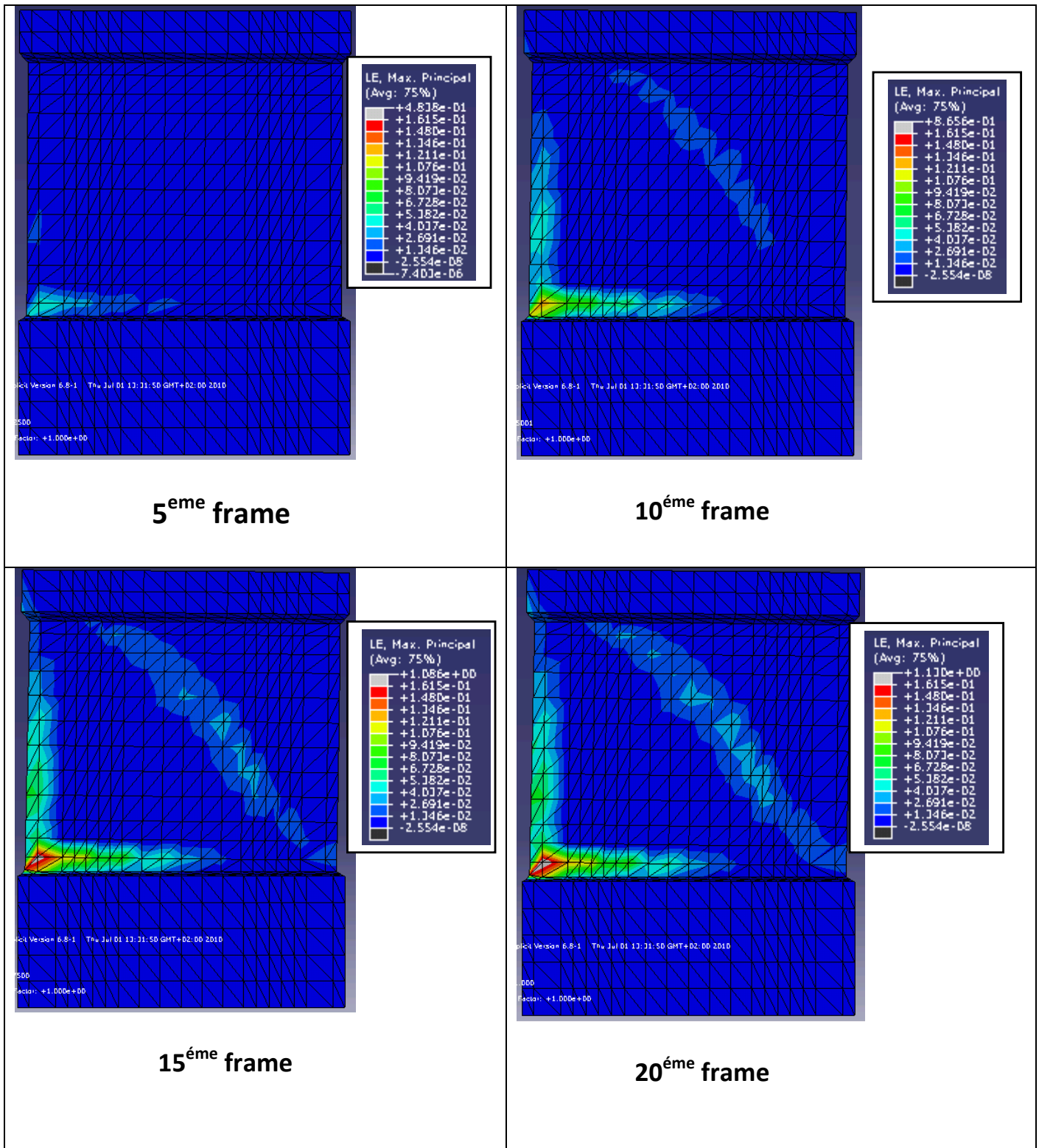


Figure : IV.19 : Propagation des déformations dans le voile renforcé à 8 barres.

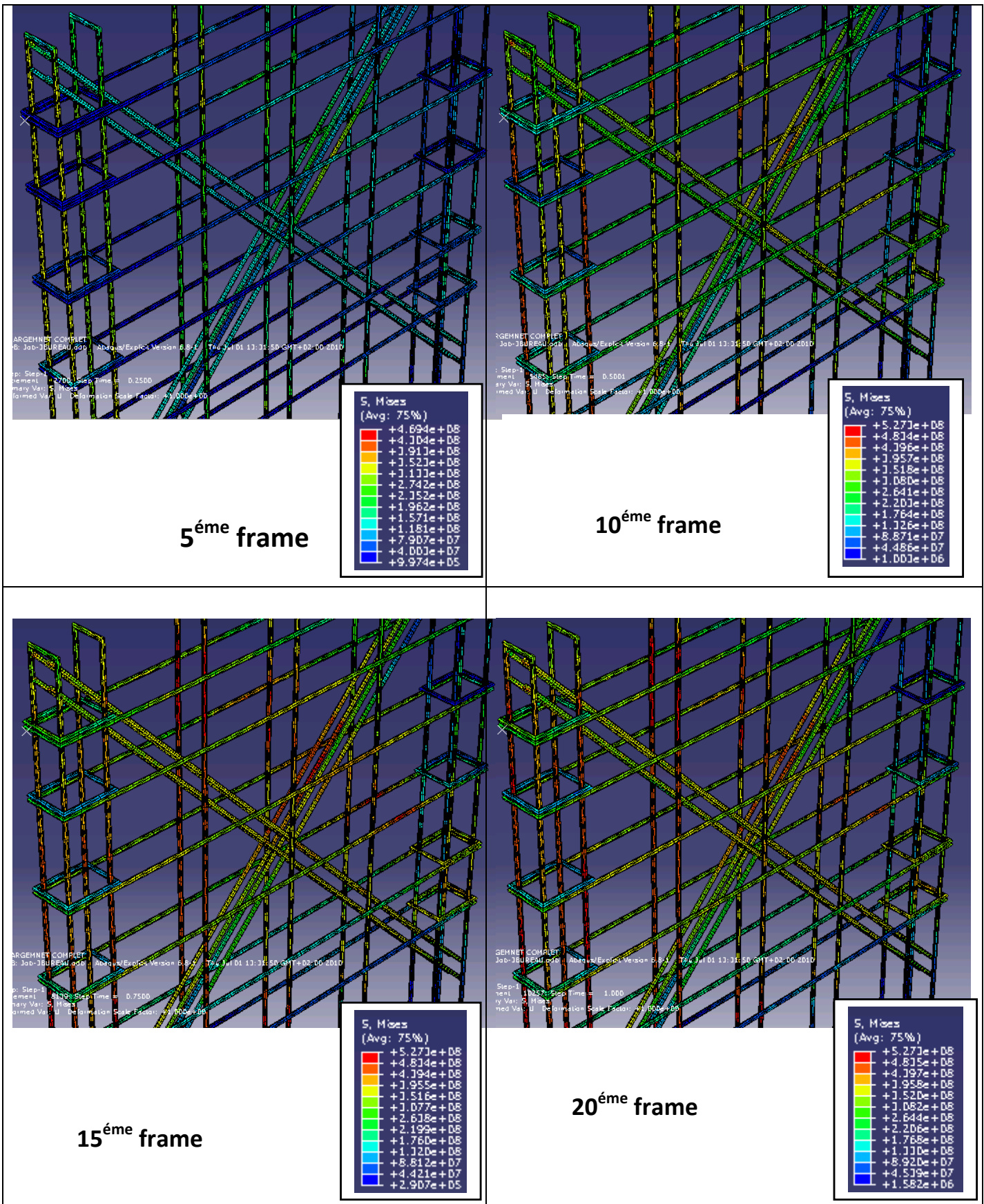


Figure : IV.20 : Propagation des contraintes dans le voile renforcé à 8 barres.

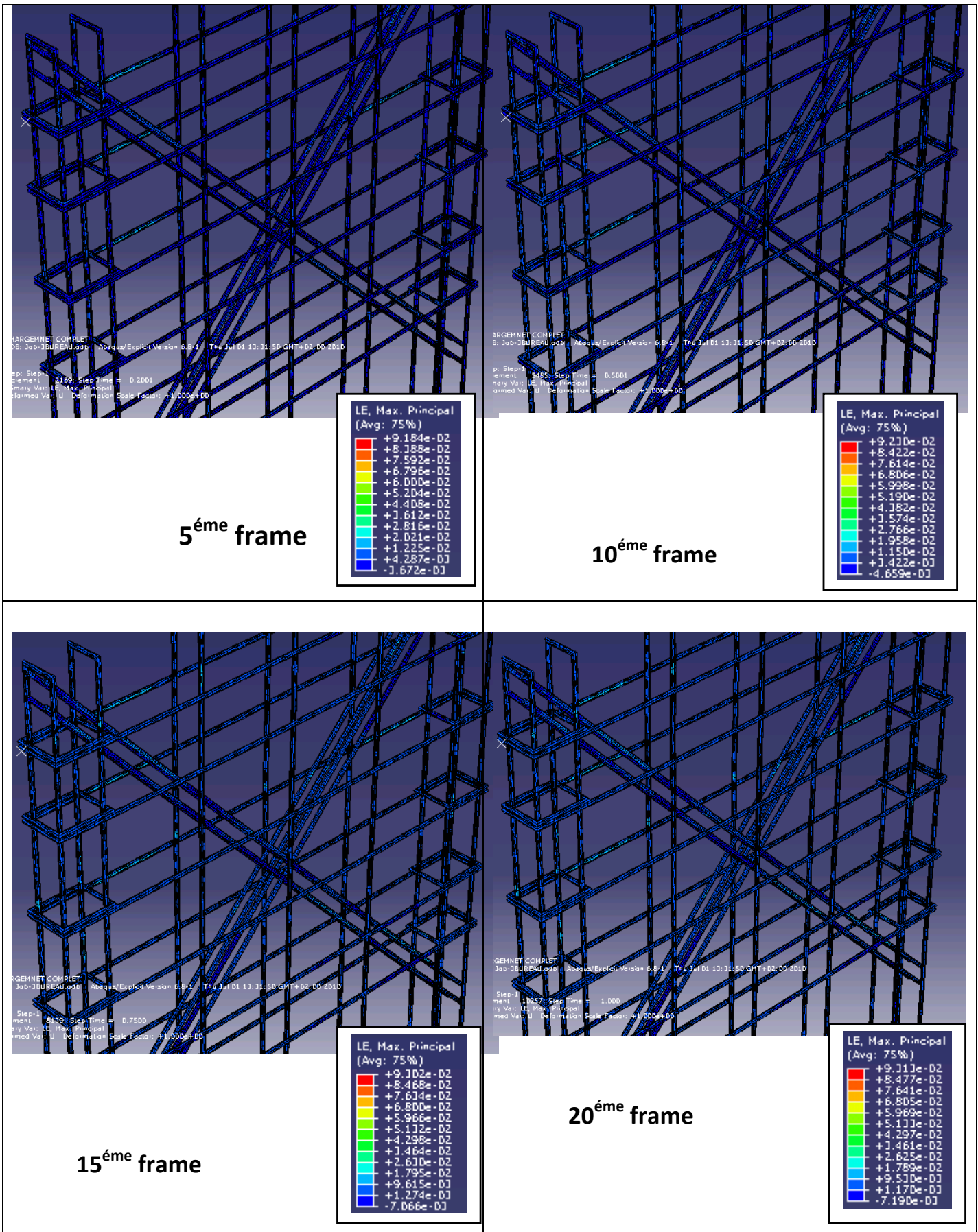


Figure : IV.21 : Propagation des déformations dans le voile renforcé à 8 barres.

IV.2 Etude comparatives globales

IV.2.1 Comparaison des déplacements

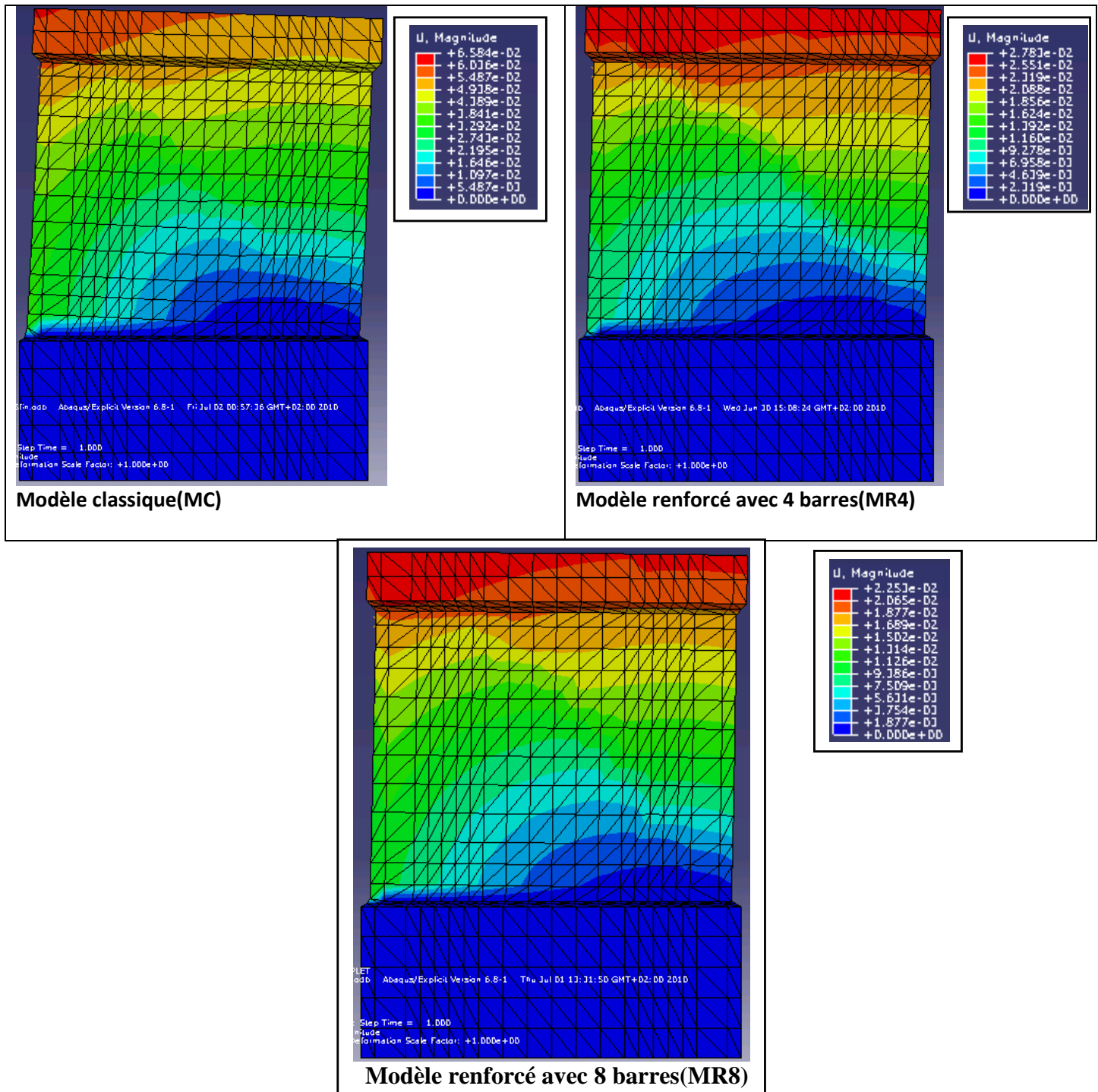


Figure IV.22: comparaison des déplacements entre les trois modèles

Le renforcement suivant les bielles de compression et de traction modifie fortement le comportement du voile. Ainsi, par rapport au modèle classique, on note une réduction du déplacement maximal de 57,75% pour le modèle MR4, et de 65,80 % pour le modèle MR8

IV.2.2 Comparaison des contraintes

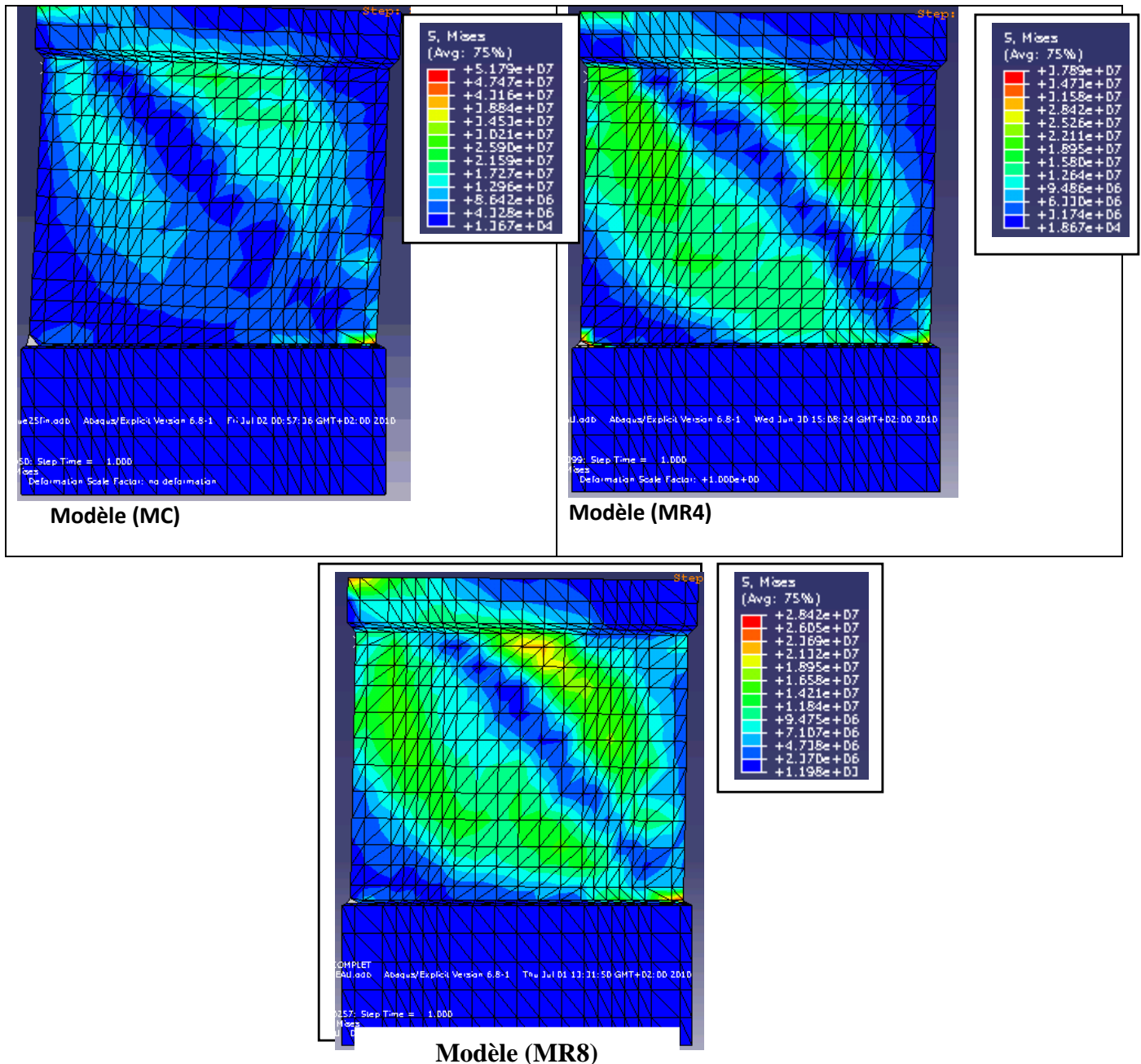


Figure IV.23: comparaison des contraintes dans les trois voiles

Sous l'action horizontale, le modèle (MC) se déforme en prenant la forme d'un losange. Ce comportement provoque une rupture par traction à l'extrémité gauche de l'encastrement, et un écrasement du béton à l'extrémité droite de celui-ci. Dans la région centrale de l'âme, les valeurs des contraintes dans le voile classique atteignent les 30 [Mpa]. Par contre dans les modèles renforcés, les valeurs des contraintes sont moindres. Ainsi dans le modèle (MR4) la valeur maximale enregistrée est de 25 [Mpa], alors qu'elle n'est que de 21 [Mpa] pour le modèle (MR8). Le renfort de 4 barres diagonales a permis une réduction de contrainte de 17%, et celui de 8 barres de 30%.

IV.2.3 Comparaison des déformations

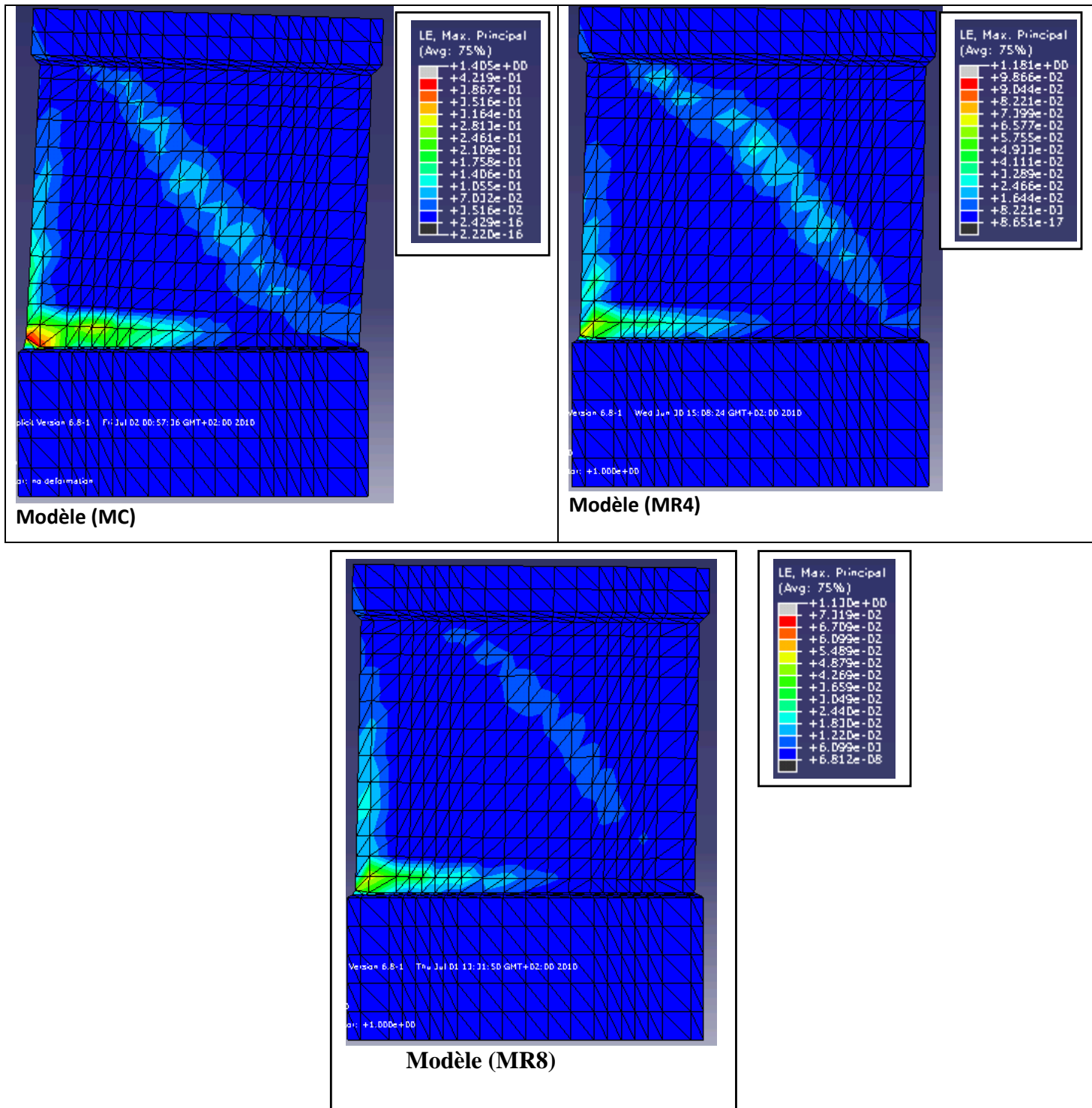


Figure IV.24: comparaison des déformations dans les trois voiles

Les déformations dans la région centrale du voile classique (MC) sont de l'ordre de 10^{-1} (on est plus dans le cas de petit déformation), par contre dans les voiles renforcés elles sont de l'ordre de 10^{-2} (cas de petit déformation). Ces déformations se propagent suivant une bielle de compression qui très claire dans les trois modèles. Le renforcement en barres diagonales réduit les déformations suivant les bielles de compression. A l'encastrement, le béton des trois voiles est éclaté à des degrés différents.

IV.2.4 Comparaison des dommages

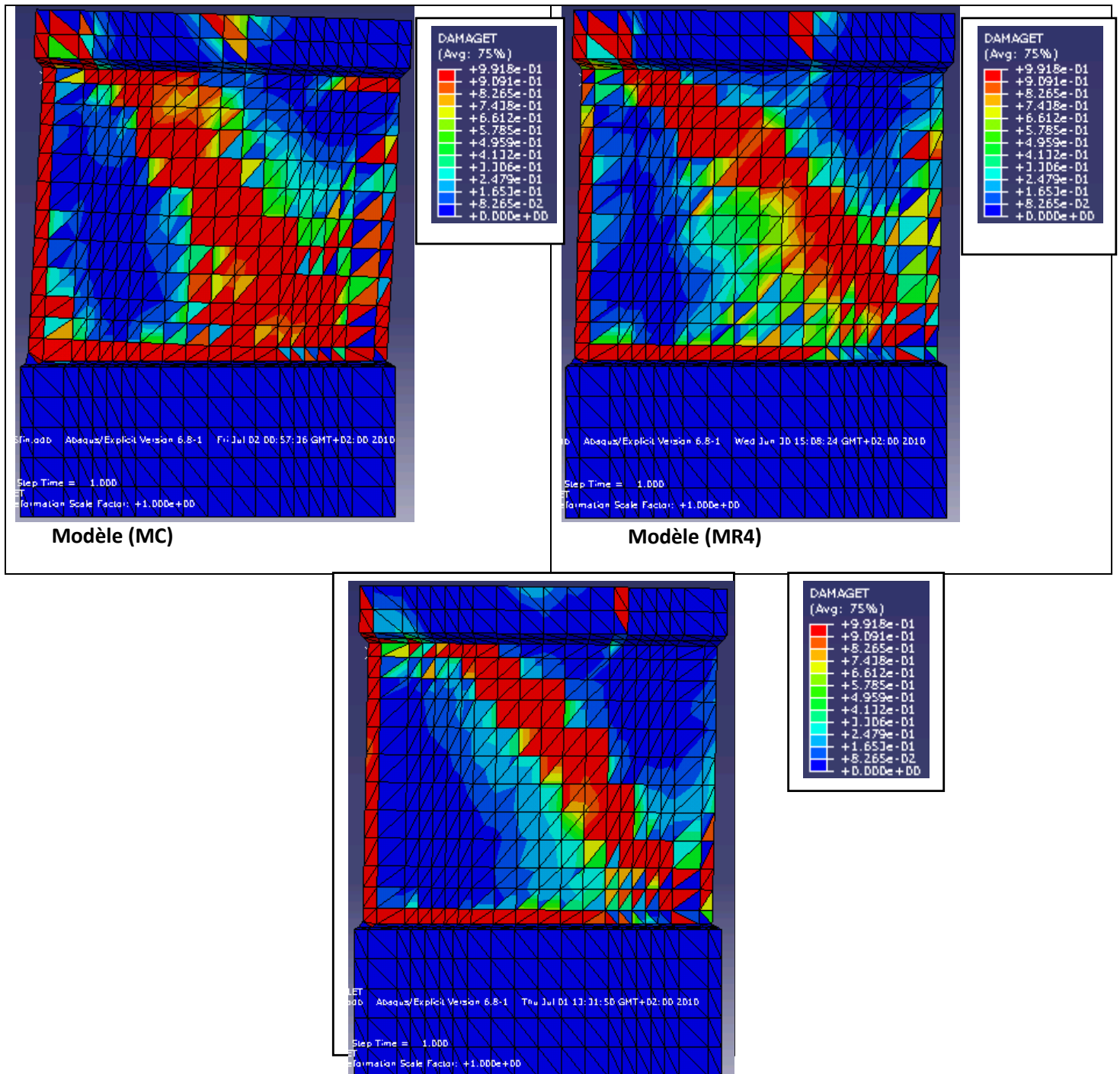


Figure IV.25 : comparaison des dommages dans les trois voiles

On relève que le voile avec ferrailage classique (MC) est fortement endommagé ; que ce soit à la base ou globalement dans l'âme du voile. L'âme du voile se déforme en losange engendrant la fissuration du béton en diagonale (illustrée par la bande « rouge » diagonale sur la figure IV.25). L'incorporation des renforts a permis de réduire considérablement les dommages. En effet on remarque que ceux-ci sont annihilés progressivement par l'introduction du premier modèle de renfort (MR4). Ce phénomène est plus accentué avec le deuxième modèle de

renfort (MR8), ou seule une bande diagonale subsiste. Le renfort a mobilisé les efforts principalement suivant sa localisation et sa direction diagonale.

IV.2.5 Comparaison de la dégradation de la rigidité

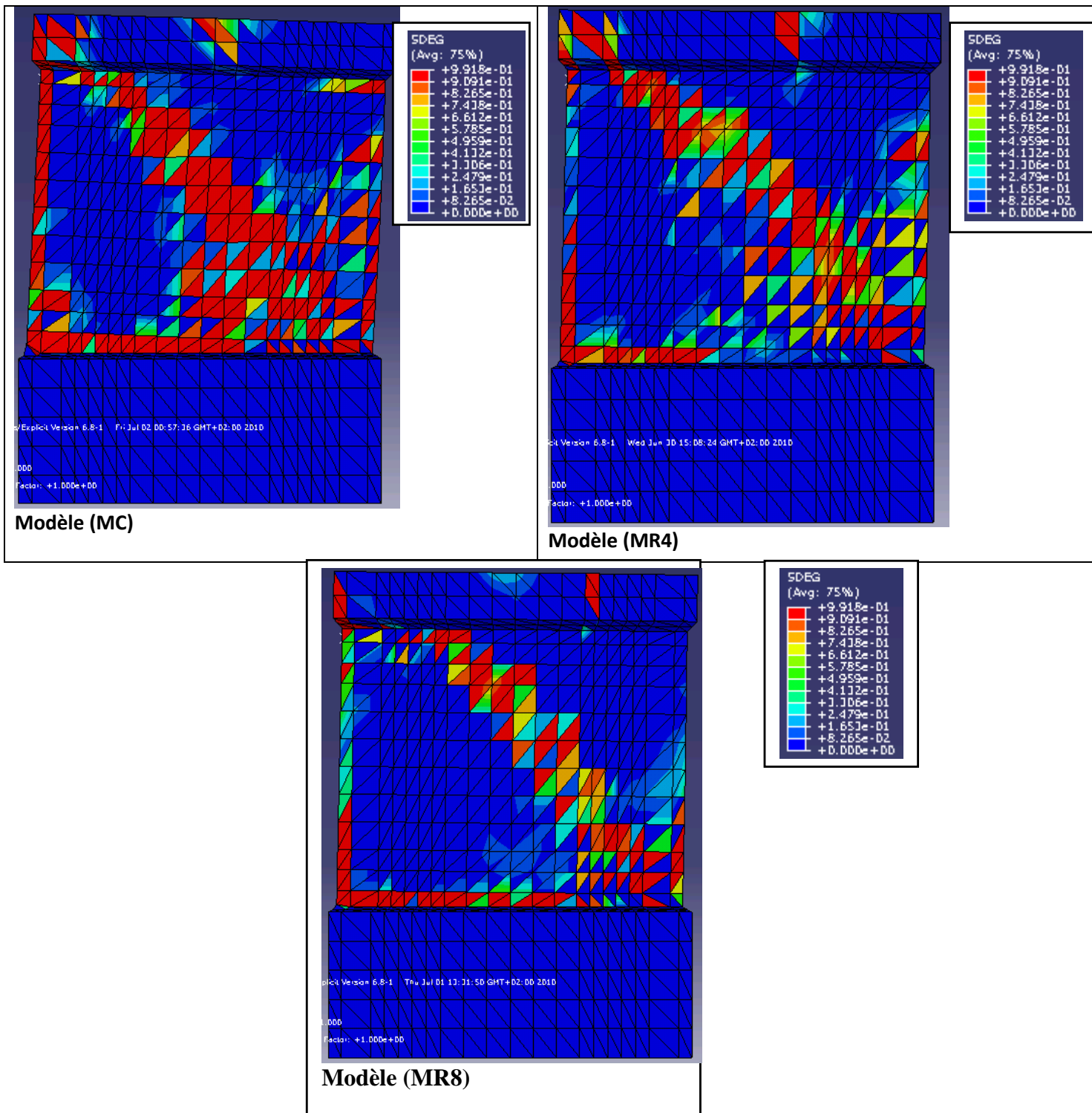


Figure IV.26 : Comparaison de la dégradation de la rigidité dans les trois voiles

Le processus des dommages est confirmé par les illustrations de la figure IV.26 représentant la dégradation de la rigidité au niveau des trois modèles de voile considérés.

IV.2.6 Comparaison des contraintes dans les barres d'aciers

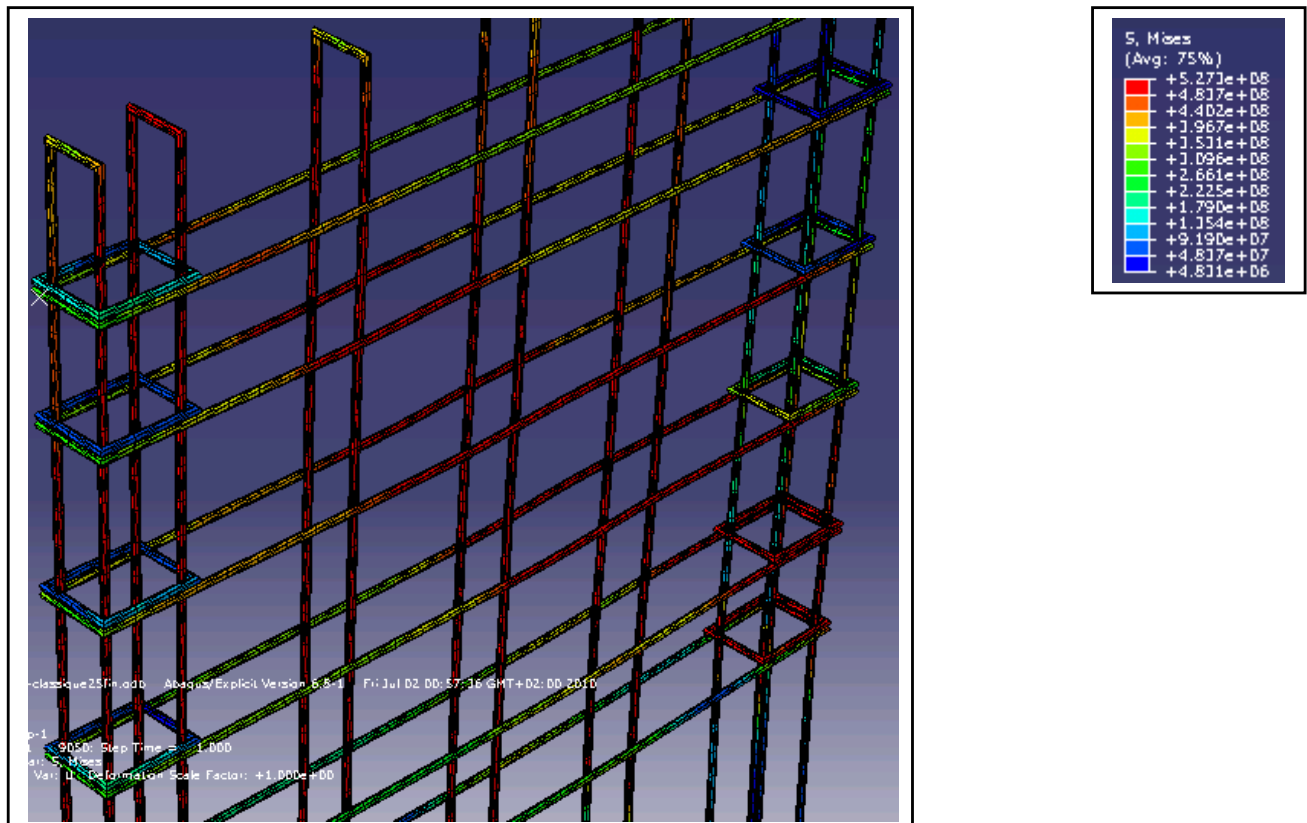


Figure IV.27 : contraintes des les barres d'aciers du modèle classique (MC)

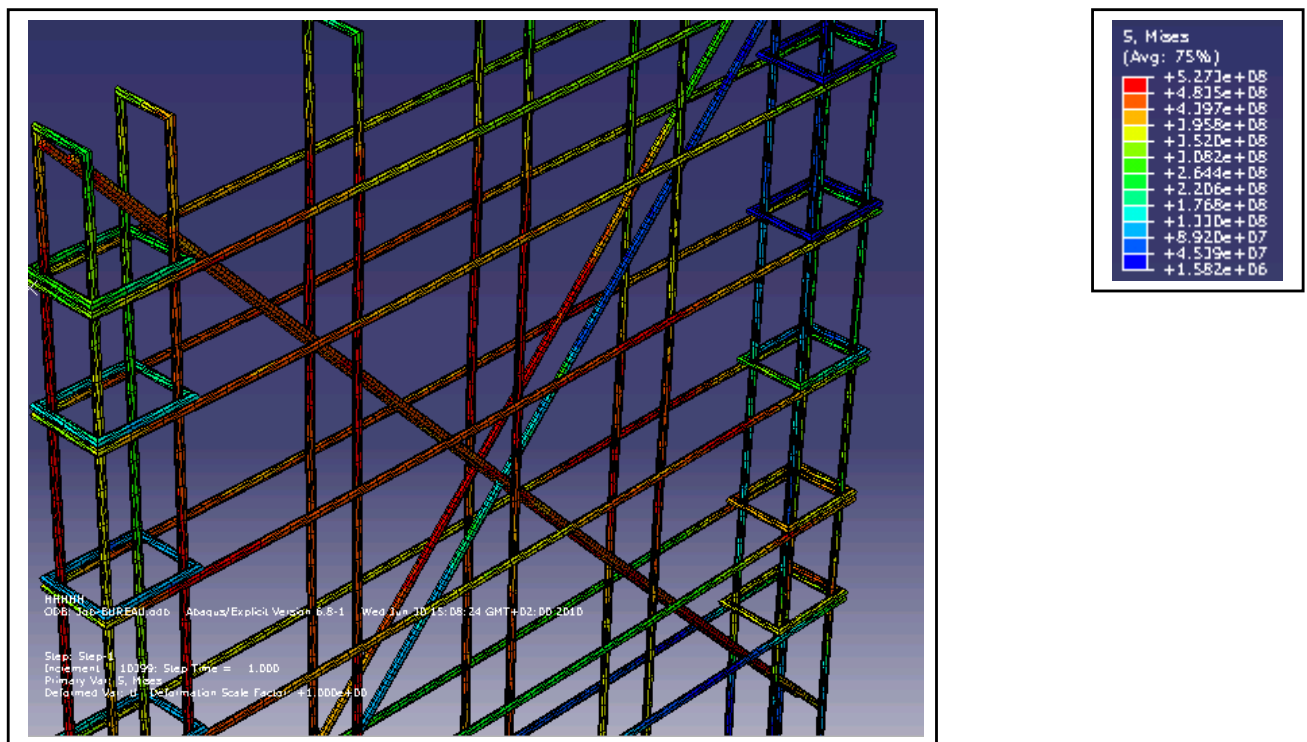


Figure IV.28 : contraintes des barres d'aciers du voile renforcé à 4 barres (MR4)

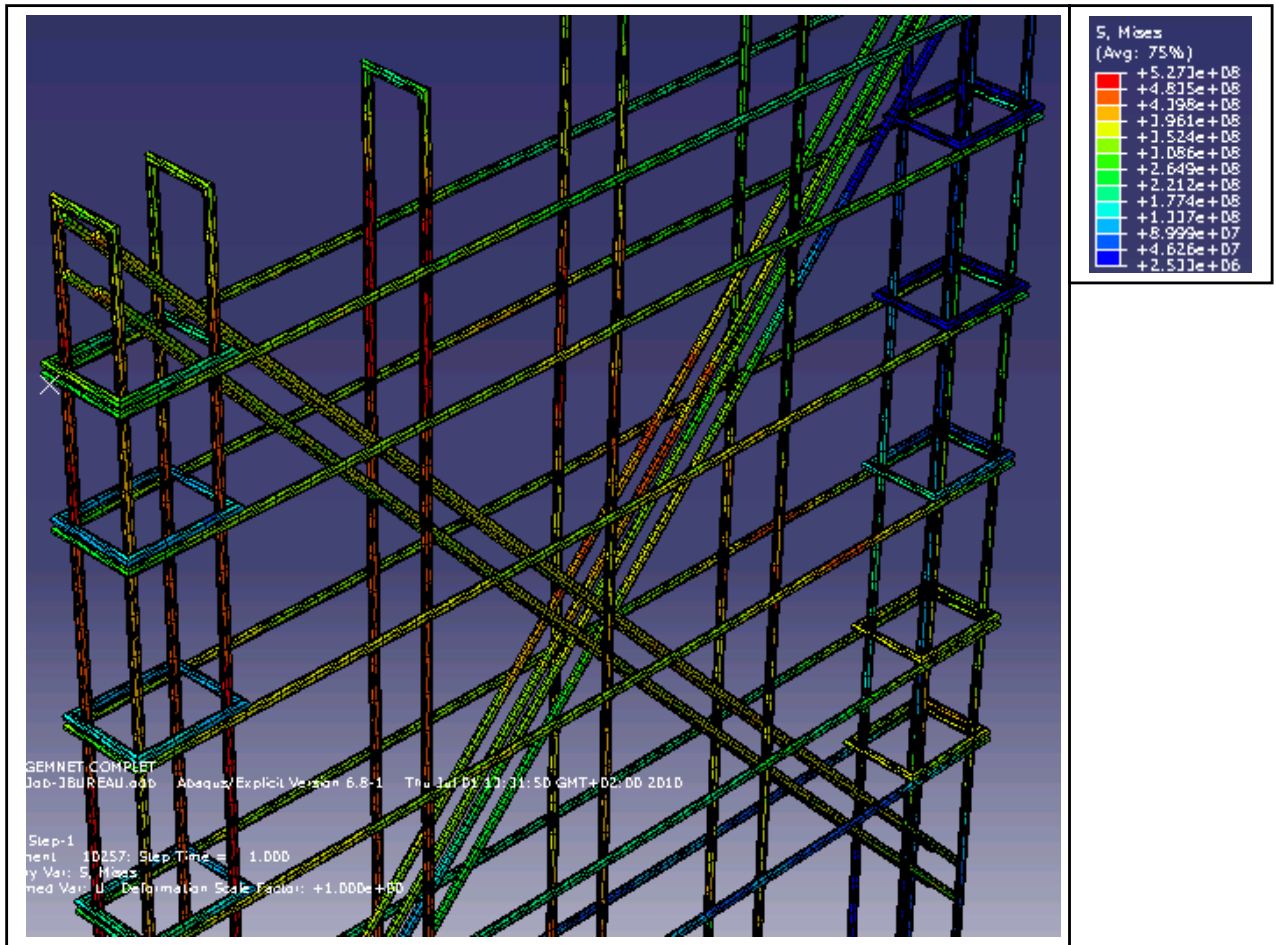


Figure IV.29 : contraintes des barres d'aciers du voile renforcé à 8 barres (MR8)

Dans le modèle classique, les trois premières barres verticales se sont complètement plastifiées, car elles ont subi une grande flexion (Fig. IV.27). On remarque aussi une plastification des armatures verticales et horizontales suivant la diagonale comprimée (Fig. IV.27), ce qui traduit les grands dommages dans le béton suivant cette diagonale. Les efforts se propagent suivant les bielles de compressions. Au niveau de l'encastrement, il y a une plastification des armatures verticales dans le côté où la traction est prépondérante (les barres sont tendues dans cette partie là), ainsi que dans le côté où la compression est prépondérante (compression des barres dans cette zone là (Fig. IV.27)).

Dans le modèle MR4, les armatures verticales et horizontales se sont peu plastifiées par rapport au modèle classique, car il y a la contribution des barres d'aciers placées suivant la direction diagonales, qui se sont commencées à se plastifier de la zone centrale du voile en premier par rapport aux autres barres (Fig. IV.28), ce qui traduit que le béton s'endommage en premier lieu dans cette zone (la fissure se génère dans cette zone). Dans le modèle MR8, il n'y a pratiquement pas de plastification des armatures (verticales, horizontales ou diagonales) (Fig. IV.29).

Le renforcement avec des barres diagonales joue un rôle primordial, il empêche la totale plastification des barres d'aciers verticales et horizontales.

A une certaine contrainte les barres diagonales emportent tous les efforts.

IV.2.7 Comparaison des déformations dans les barres d'aciers

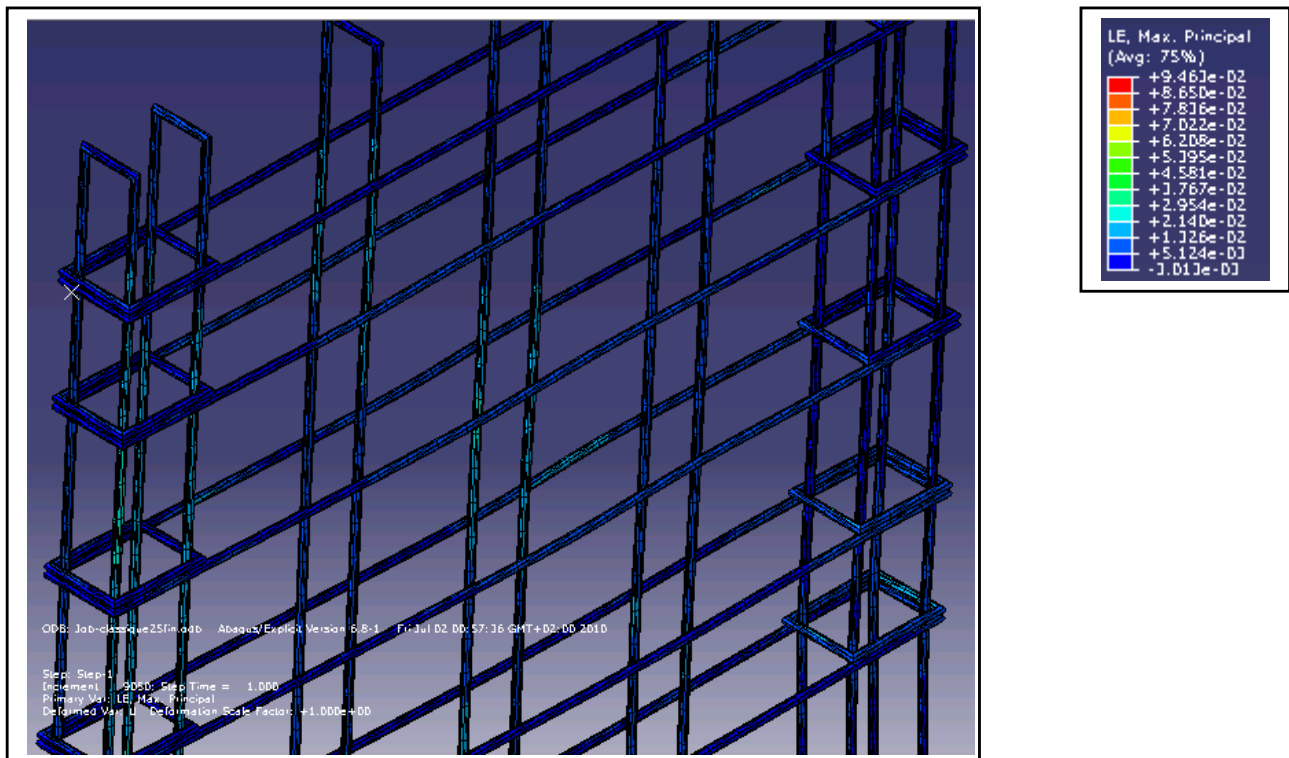


Figure IV.30 : Déformations des barres d'aciers du voile classique

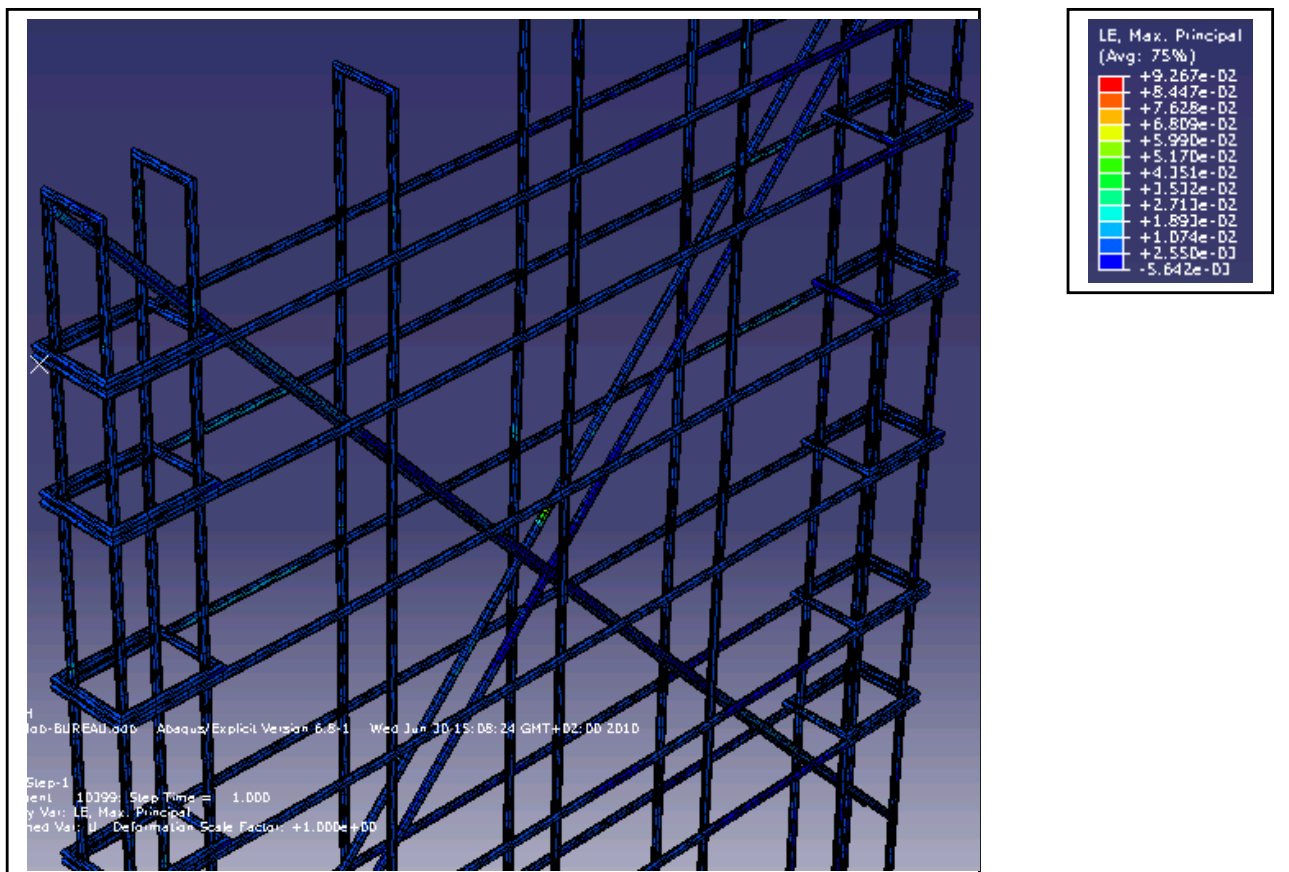


Figure IV.31 : Déformations des barres d'aciers du voile classique

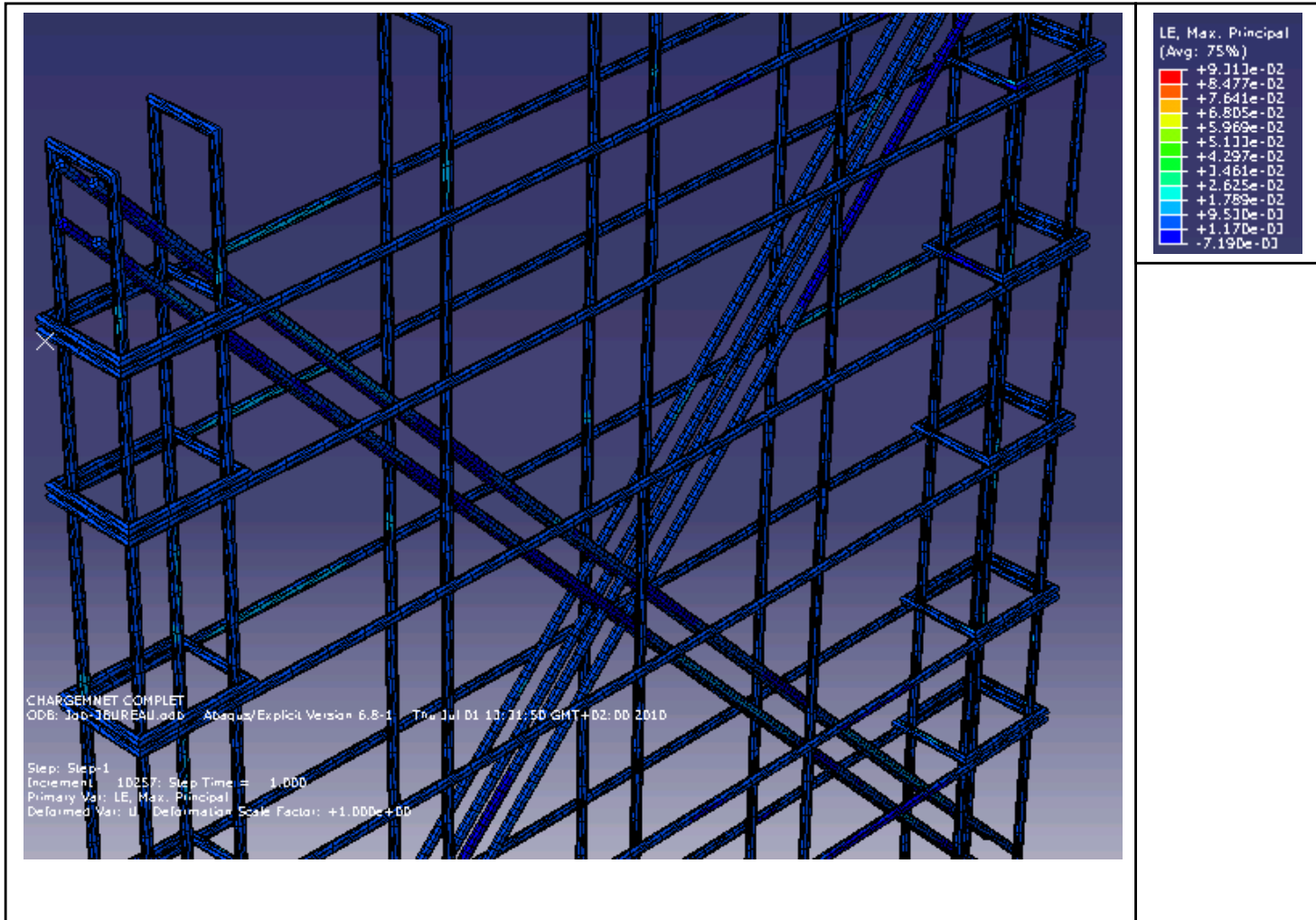


Figure IV.32 : déformations des barres d'aciers du voile renforcé à 4 barres

En termes de déformation, on remarque que le modèle classique a subi des déformations apparentes, (Fig. IV.30)(déformations dans les barres verticales et horizontales). Par contre dans les deux modèles on ne voit pratiquement pas ces déformations dans les barres horizontales et verticales, mais dans les barres diagonales on les voit très bien. Ce qui signifie que les déformations se propagent diagonalement suivant les bielles de compressions.

IV.3 Etude comparative locales des résultats

Dans cette partie, on s'intéresse au résultat local des trois modèles simulés. Comme les fissures se générant au centre du voile.

Notre travail consiste à étudier cette zone en terme de :

- Déplacement ;
- Contraintes ;
- Déformations ;
- Déformation plastique ;
- Contraintes-déformations ;

La zone étudiée est représentée dans le schéma suivant : nœud étudié

Pour les aciers, nous avons pris des éléments qui coïncident avec le nœud.

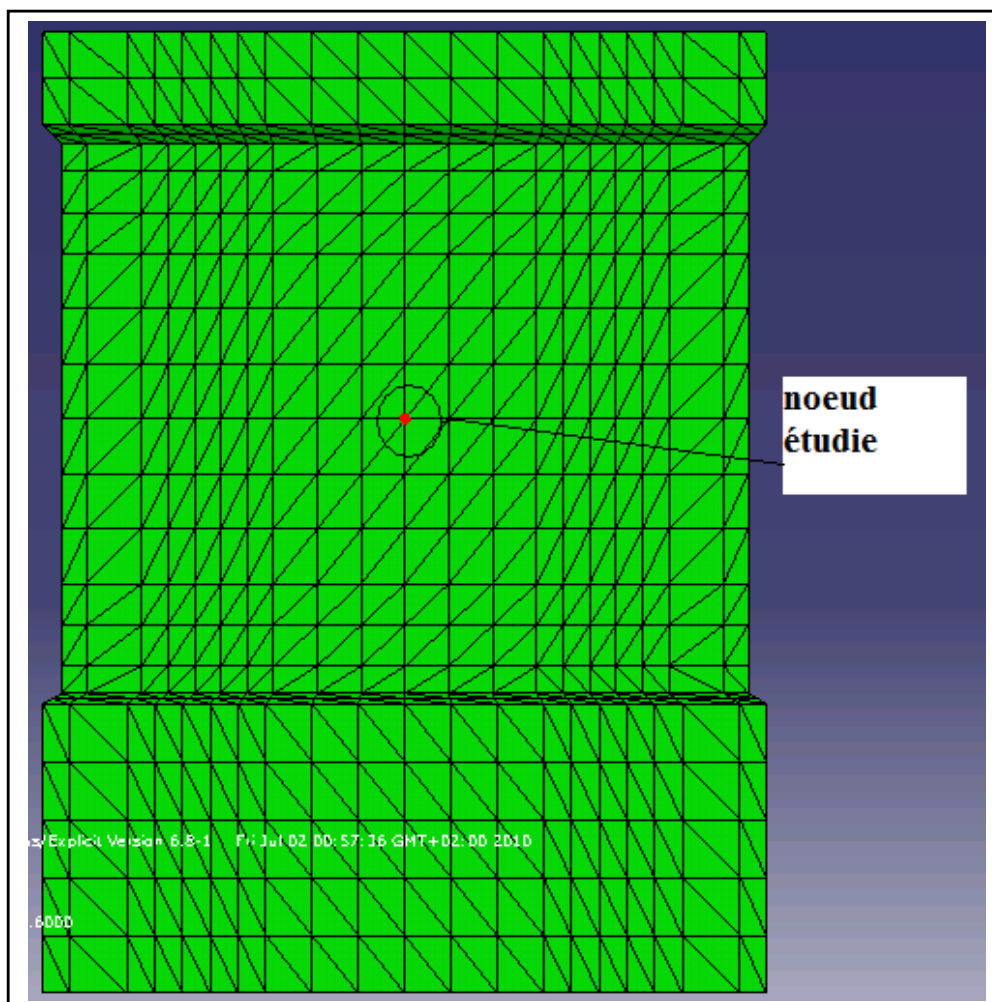


Figure. IV.33 : Le nœud étudié

IV.3.1 Interprétations des résultats dans le béton

IV.3.1.1 Déplacement

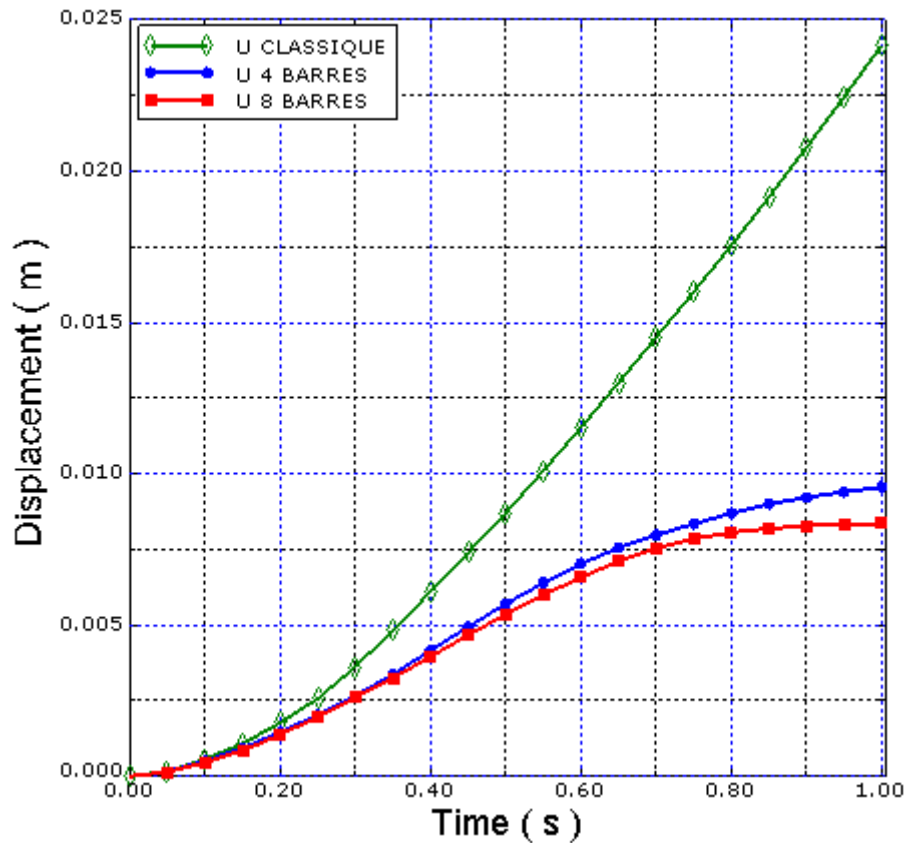


Figure IV.34 : courbes de comparaison de déplacement dans le béton en fonction du temps

D'après la Fig. IV.34, on constate que jusqu' à un temps de 0.4 s, les trois voiles ont un déplacement très proche, mais à partir de ce temps, le voile classique se déplace considérablement par rapport au deux autres voiles renforcés.

Le voile classique a un déplacement qui évolue presque linéairement en fonction du temps pour atteindre une valeur de 2.41 cm à la fin de la simulation. Par contre les deux modèles renforcés (MR4 et MR8) ont un déplacement qui croit presque linéairement entre 0 s et 0.7 s, mais par la suite le déplacement du modèle MR4 suit une évolution non linéaire pour atteindre à la fin de la simulation un déplacement de 9.57 mm, tandis que, le déplacement du modèle MR8 s'évolue plus à partir de 0.7 s et se stabilise à la valeur de 8.35 mm jusqu' à la fin de la simulation.

En termes de déplacement, le renforcement suivant les bielles de compression modifie fortement le comportement des voiles.

Les modèle MR4 et MR8 apporte un gain de 1.47cm et de 1.58 cm, respectivement, par rapport au voile classique.

Le modèle MR8 apporte un gain de 1.3mm par rapport au modèle MR4.

IV.3.1.2 Contraintes

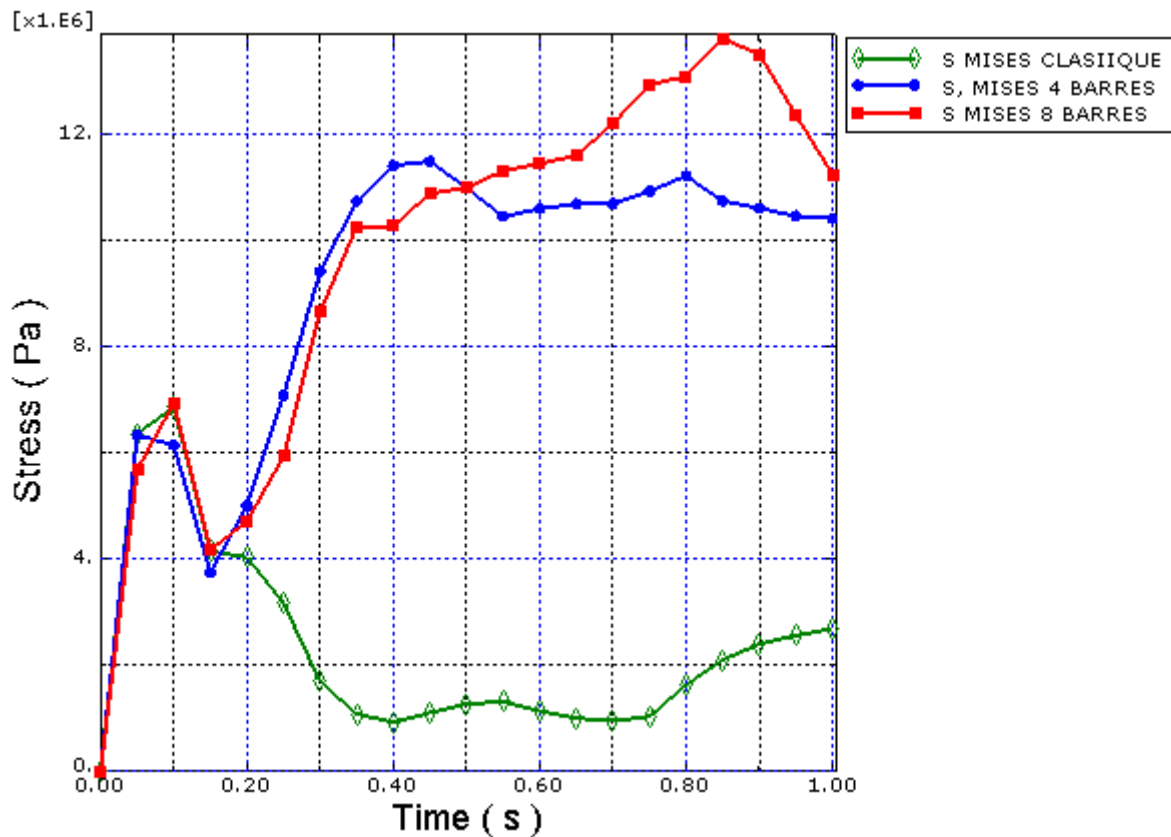


Figure IV.35 : Développement des contraintes dans le béton en fonction du temps

D'après la Fig. IV.35, initialement, les contraintes dans les trois voiles sont presque les mêmes (entre 0 s et 0.1 s) avec une évolution linéaire. A partir de 0.1 s le béton des trois voiles commence à se fissurer de la même façon ce qui traduit une chute brusque de contrainte (entre 0.1 s et 0.15 s).

A partir de 0.15 s les contraintes dans le voile classique continuent à baisser pour atteindre une valeur presque de 1Mpa (à 0.35 s), signifiant la dégradation complète du béton et l'apparition de fissures dans la zone centrale.

Par contre, pour les modèle MR4 et MR8, on constate qu'à partir de 0.15 s une augmentation de contrainte, ce qui démontre une mobilisation de l'effort pour les bielles de compression diagonales.

IV.3.1.3 Déformation

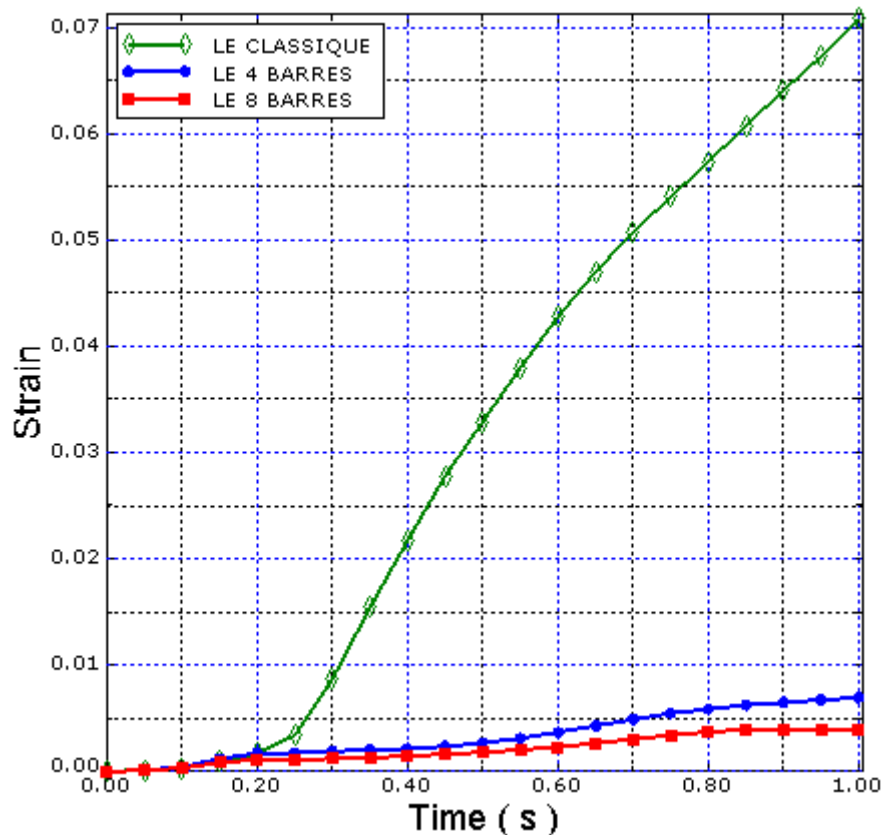


Figure IV.36 : développement des déformations dans le béton en fonction du temps

D'après la Fig. IV.36, initialement, on remarque que les déformations des trois voiles sont presque nulles (entre 0 s et 0.15 s). A partir de 0.15 s le voile classique subit une forte augmentation de la déformation, ce qui traduit, l'initiation et la propagation des micro fissures, pour former les macros fissures dans le béton.

Les modèles MR4 et MR8 (à partir de 0.15 s) subissent des légères déformations qui sont presque constantes, ce qui traduit que le béton n'as pas été fissuré et qu'il résiste encor, grâce aux renforts (suivant les bielles de compression et de traction).

En termes de déformation, le renforcement avec des barres diagonales réduit considérablement les déformations dans la zone où la première fissure majeure est générée par rapport au voile classique. On remarque aussi que l'écart entre les déformations des modèles MR4 et MR8 n'est pas aussi significatif.

IV.3.1.4 Contraintes déformations

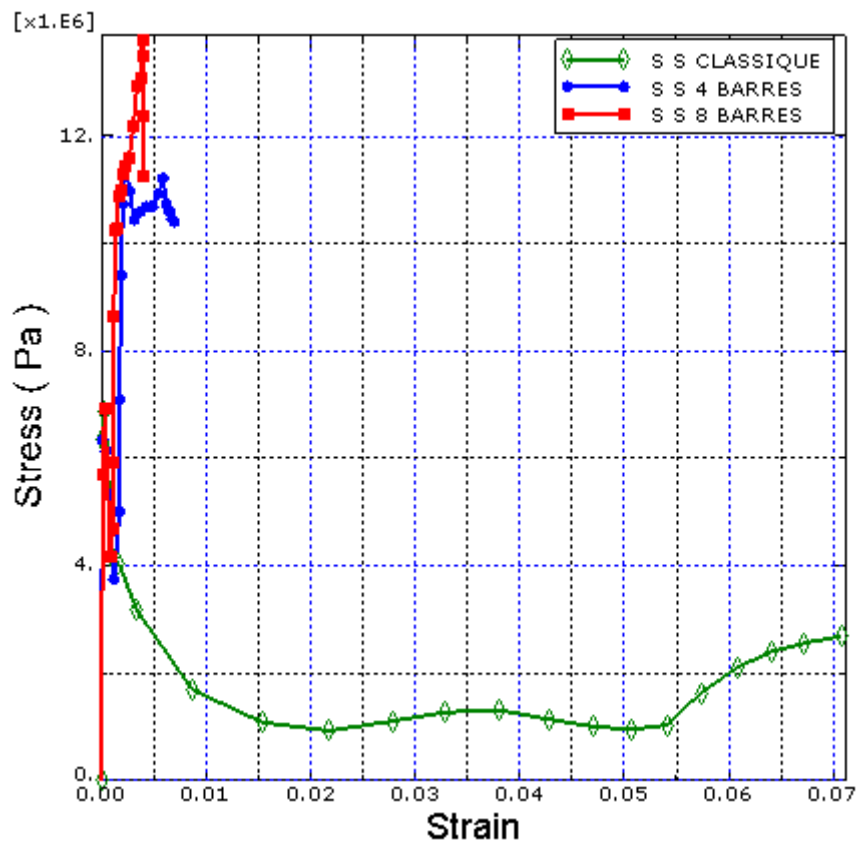


Figure IV.37 : courbes contraintes déformations dans le béton

IV.3.2 Interprétations des résultats dans les barres d'aciers

IV.3.2.1 Contraintes dans les barres d'aciers verticales

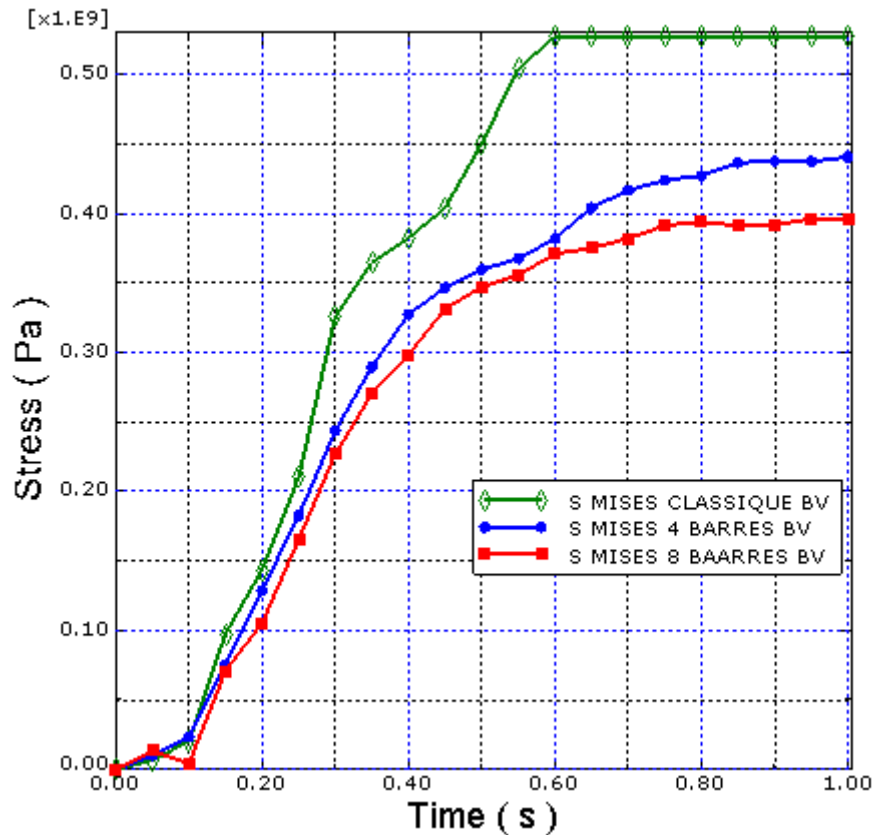


Figure IV.38 : développement des contraintes dans les barres verticales

D'après la Fig. IV.38, pour un temps inférieur à 0.1 s, les contraintes dans les barres aciers verticales sont nulles, donc le béton résiste seule au chargement appliqué. Au-delà de 0.1s des fissures apparaissent dans le béton des voiles, alors on aura une redistribution des contraintes entre le béton et les barres d'aciers, ce qui traduit la forte augmentation des contraintes dans les barres d'acier verticales.

On constate aussi que les contraintes dans les barres d'aciers verticales du MC augmentent rapidement par rapport aux voiles renforcé (entre 0.15 s et 0.6 s). Au-delà de 0.6 s les barres d'aciers verticales dans le modèle MC se sont plastifiées totalement. Par contre les modèles (MR4 et MR8) poursuivent une légère augmentation pour se stabiliser à partir 0.9 s à une contrainte de 450 Mpa, et le modèle MR8 se stabilise à partir de 0.6 s à une valeur proche de 400 Mpa.

Toute cette différence est due à la présence des barres d'aciers diagonales qui contribuent à la reprise des efforts conjointement avec les autres barres d'aciers.

En termes de contraintes dans les barres d'acier verticales, le renforcement avec des barres diagonales joue un rôle primordial, il empêche la plastification total des barres d'aciers verticales.

IV.3.2.2 Contraintes dans les barres d'aciers horizontales

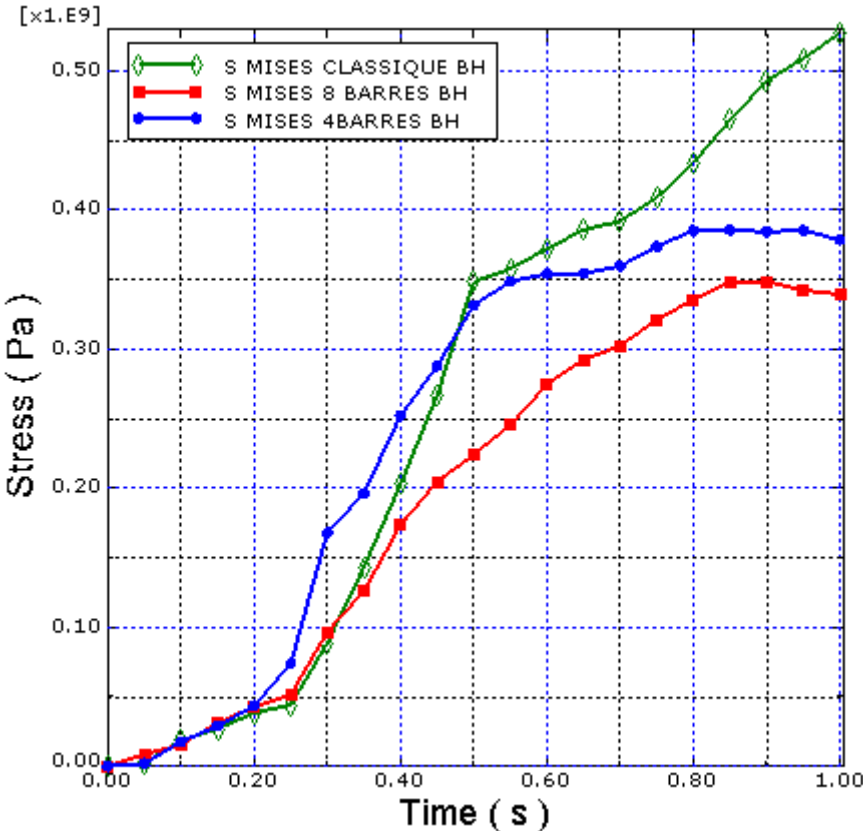


Figure IV.39 : Développement des contraintes les aciers horizontales en fonction du temps

IV.3.2.3 Déformations dans les barres d'aciers verticales

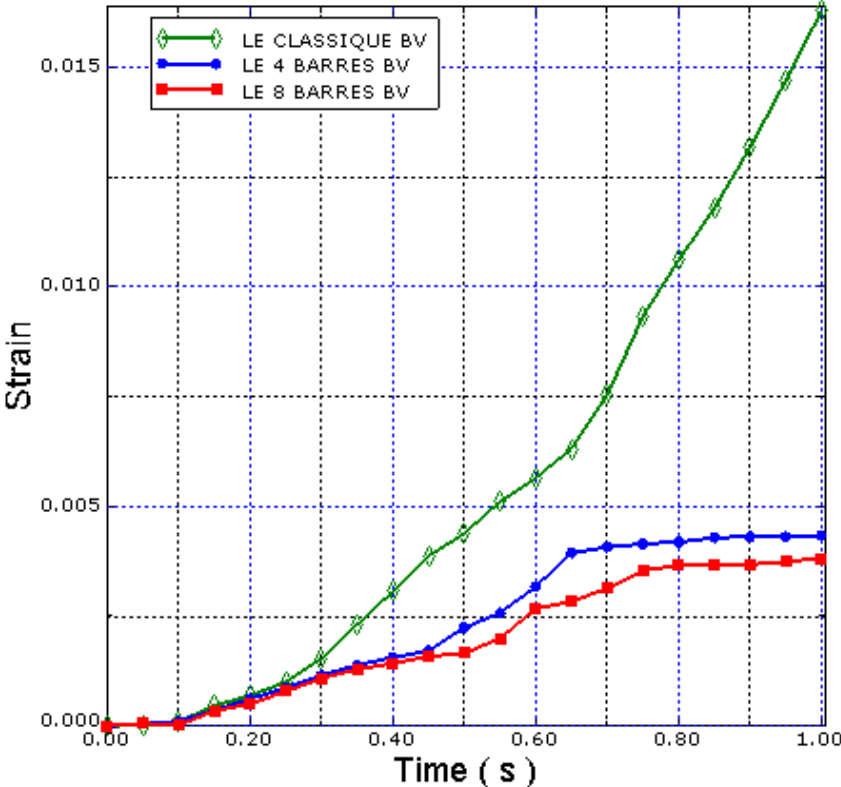


Figure IV.40 : Développement des déformations dans les aciers verticales en fonction du temps

Les déformations dans les aciers verticaux du modèle classique sont très importantes que les deux autres modèle renforcé.

IV.3.2.4 Déformations dans les barres d'aciers horizontales

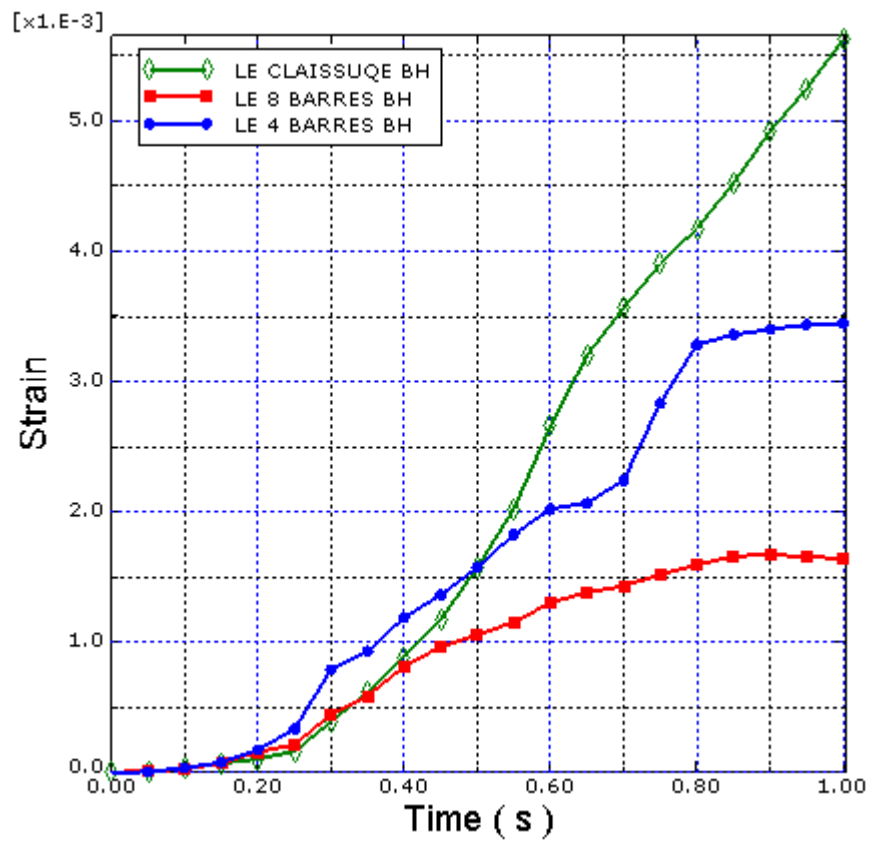


Figure IV.41 : développement des contraintes les aciers horizontales en fonction du temps

IV.3.2.5 Déformations plastiques dans les barres d'aciers verticales

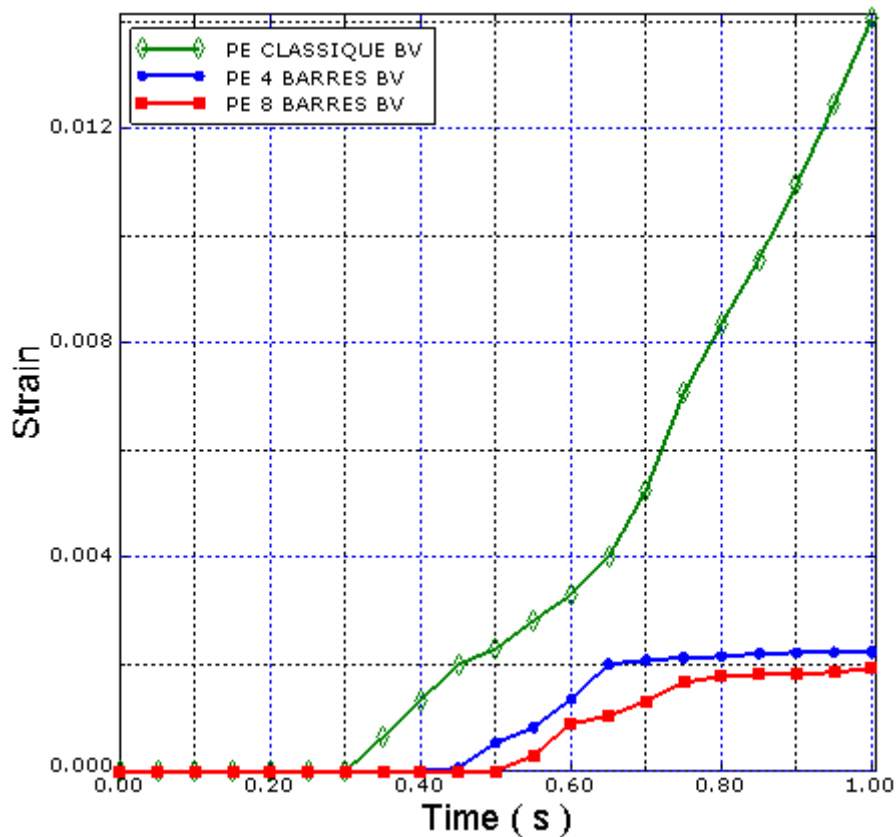


Figure IV.42 : Développement des déformations plastiques dans les aciers verticales en fonction du temps

D'après la Fig. IV.42, initialement, les barres d'aciers verticales des trois voiles ne subissent pas de déformation plastique (entre 0 s et 0.3 s). A partir de 0.3 s les déformations augmentent d'une manière presque linéaire jusqu'à la fin de la simulation dans le voile classique.

Dans le modèle MR4 les déformations plastiques prennent naissance qu'à partir de 0.45 s, puis il suit une augmentation linéaire pour atteindre la valeur de 0.002 et se stabilise à ce niveau-là.

Par contre dans le modèle MR8, les déformations plastiques ne prennent naissance qu'à 0.5 s pour suivre une petite augmentation linéaire jusqu'à 0.8 s et se stabilise à ce stade la de déformation.

IV.3.2.6 Déformations plastiques dans les barres d'aciers horizontales

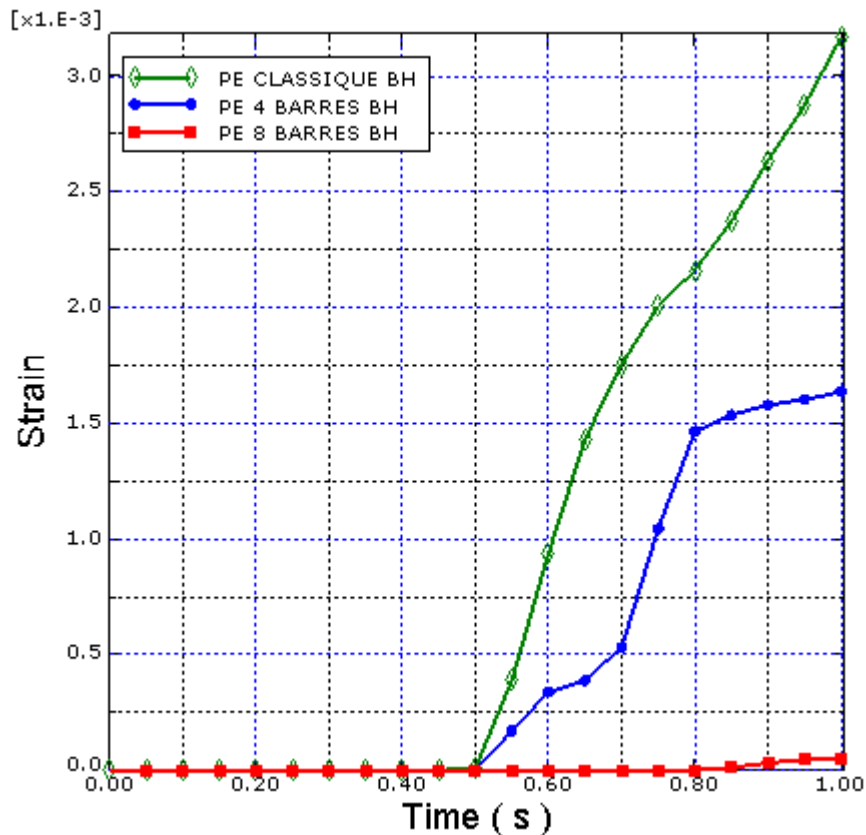


Figure IV.43 : développement des déformations plastiques dans les aciers horizontales en fonction du temps

D'après la Fig. IV.43, initialement, les barres d'aciers horizontales des trois modèles ne subissent pas de déformation plastique (entre 0 s et 0.5 s).

A partir de 0.5 s les déformations augmentent d'une manière presque linéaire pour atteindre une valeur de 0.0035 et de 0.0015 dans le modèle classique le modèle renforcé MR4, respectivement.

Dans le modèle renforcé MR8 on voit bien qu'il n'y a pas de déformations plastiques dans les barres horizontales.

En termes de déformations plastiques, le modèle renforcé MR8 se comporte d'une manière élastique, et il ne se déforme pas plastiquement, par contre dans le modèle MR4 se comporte mieux par rapport au modèle classique, où les déformations plastiques sont réduites de 50 %.

IV.3.2.7 Contraintes déformations dans les barres d'aciers horizontales

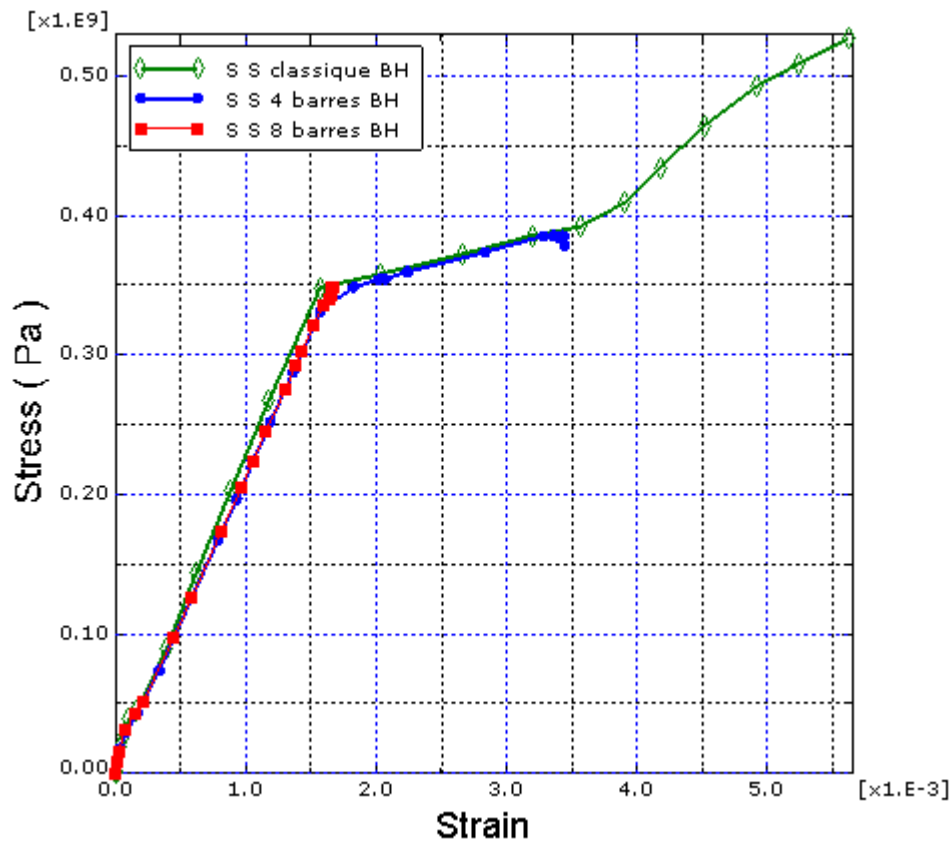


Figure IV.44 : courbes contraintes déformations dans les aciers horizontale

D'après la Fig. IV.44, pour un taux de déformation inférieur à 0.0015, on constate que les courbes suivent des relations linéaires (on est dans le domaine élastique) pour les trois modèles.

Pour un taux de déformation de 0.0015 et 0.0035, le modèle classique et le modèle renforcé MR4 sont entrés dans le domaine plastique, où ils atteignent une valeur qui est proche de 400 Mpa, puis le modèle renforcé MR4 se stabilise à ce niveau, par contre les barres horizontales dans le modèle classique continuent à se déformer jusqu'à ce qu'elles atteignent la limite de plasticité.

Alors, on peut conclure que, le renforcement à 8 barres fait travailler les barres d'aciers horizontales dans leurs limites élastiques uniquement.

IV.3.2.8 Contraintes déformations dans les barres d'aciers verticales

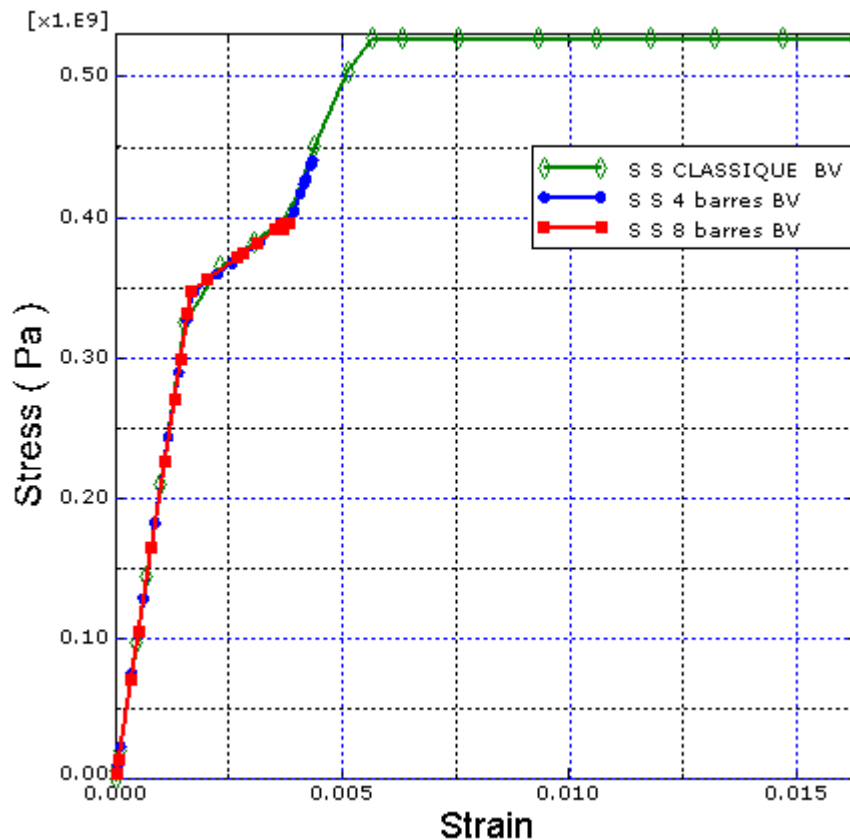


Figure IV.45 : courbes contraintes déformations dans les aciers verticales

D'après la Fig. IV.45, initialement, les courbes contraintes déformations ont une allure linéaire jusque à une valeur qui proche de 350 Mpa pour les trois modèles, ce qui signifie que les barres d'aciers verticales travaillent dans le domaine élastique.

A partir d'un taux de déformation qui est de 0.002, on remarque que les courbes ont des allures non linéaires, ce qui traduit que les barres verticales travaillent en plasticité.

Pour le modèle classique, et à partir d'une déformation qui est un peu plus de 0.005, on a une plastification totale des barres verticales.

Par contre dans le modèle MR4, il n'y a pas de plastification totale, où la valeur de la contrainte s'est stabilisée à 450 Mps, dans le voile renforcé MR8 on remarque que le palier plastique est moins important, où la valeur de la contrainte ne dépasse pas les 400 MPa.

Donc, le renforcement en barres diagonales empêche la plastification total des armatures verticales, réduit le palier de plasticité et fait travaillent les aciers beaucoup plus dans leur domaine élastique.

IV.3.2.9 Contraintes déformations dans les barres d'aciers pour le modèle MR4

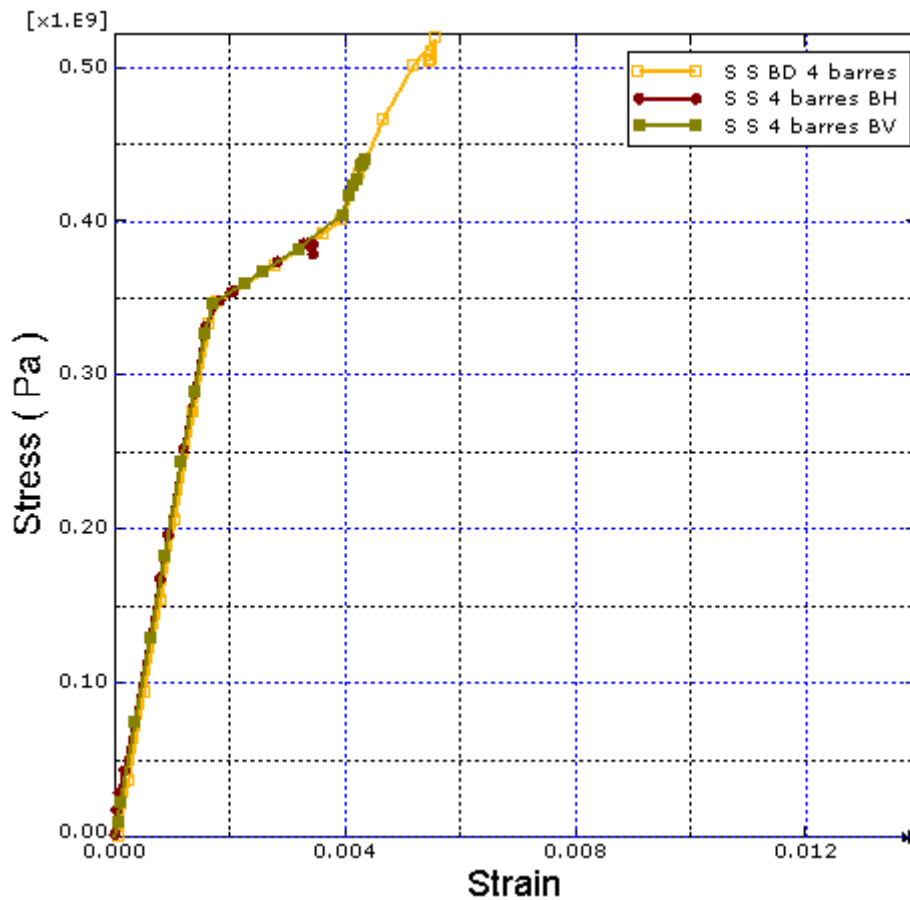


Figure IV.46 Contraintes déformations dans les aciers du modèle MR4

D'après la Fig. IV.46, les trois barres d'aciers (verticales, horizontales et diagonale) ont le même comportement élastique pour un taux de déformation qui est proche de 0.002.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 400Mpa, les efforts sont repris par les barres verticales et diagonales. Pour une contrainte de 450Mpa les efforts sont repris seulement par les barres diagonales.

Donc on déduit qu'à partir d'un certain seuil de contrainte, les efforts sont véhiculés par les barres diagonales (même raisonnement que les linteaux).

IV.3.2.10 Contraintes déformations dans les barres d'aciers pour le modèle MR8

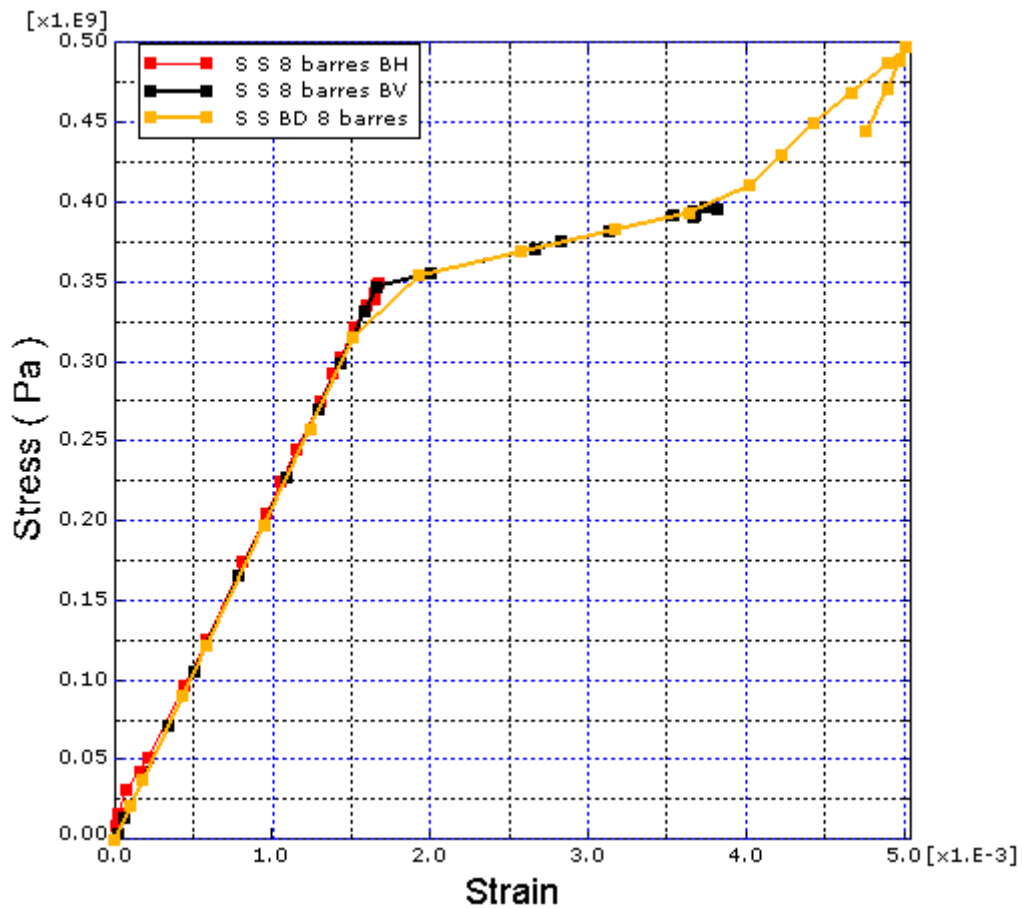


Figure IV.47 Contraintes déformations dans les aciers du modèle MR8

D'après la Fig. IV.47, on remarque qu'à partir d'une contrainte de 350Mpa, les efforts sont repris par les barres verticales et diagonales. Pour une contrainte de 400Mpa les efforts sont repris seulement par les barres diagonales.

Même dans ce modèle MR8, on remarque qu'à partir d'un certain seuil de contraintes les efforts sont véhiculés par les barres diagonales

Comparant la Fig. IV.46 et Fig. IV.47, le seuil de contraintes change d'un modèle à un autre.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

D'un point de vu simulation :

Ce projet nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire à travers la simulation du voile avec le logiciel ABAQUS.

D'un point de vu résultats de la simulation :

Cette étude nous a permis, de comparer les modèles renforcés en diagonale avec le modèle classique en terme de contraintes, de déformations, de déplacements, d'endommagement et de dégradation de la rigidité.

Cette étude nous à permis aussi de mettre en évidence l'apport de ce renfort en termes de contraintes, déformations et de déplacements.

En termes de déplacement :

- Le renforcement suivant les bielles de compression et de traction modifie fortement le comportement du voile. Ainsi, par rapport au modèle classique, on note une réduction du déplacement maximal de 57.75% pour le modèle MR4, et de 65.80 % pour le modèle MR8.

En termes de contraintes :

- Le renfort en deux barres a permis une réduction de la contrainte de 17 % par rapport au voile avec ferrailage classique
- Le renfort en quatre barres a permis une réduction de la contrainte de 30% par rapport au voile avec ferrailage classique
- Le renfort en quatre barres a permis une réduction de la contrainte de 43% par rapport au voile renforcé avec deux barres.

En termes de déformation :

- Les déformations dans le voile classique(MC) sont de l'ordre de 10^{-1} (on est plus dans le cas de petit déformation), par contre dans les voiles renforcés elles sont de l'ordre de 10^{-2} (cas de petit déformation) Ces déformations se propagent suivant une bielle de compression. Le renforcement en barres diagonales réduit les déformations suivant les bielles de compression.

En termes d'endommagement et de dégradation de la rigidité :

- L'incorporation du renfort à permet de réduire considérablement les dommages.

En terme barres d'acier :

- Le renfort en diagonale à contribuer au soulagement des barres verticales et horizontales
- À partir d'un certain seuil de contrainte les efforts sont repris uniquement par les barres diagonales

D'après les résultats obtenus la disposition et le nombre de barres influent sur le comportement du voile

Il ya lieu de varier le diamètre des barres entre les différent modèles pour voir son influence

Ces conclusions nous amènes à dire que le renfort des voiles en diagonale est efficace soit en termes de déplacement, de contrainte, et de déformation. Toutefois, pour réussir à tirer des conclusions représentatives et explicatives. Il ya lieu de pousser l'étude et regarder ce qui se passe au niveau de l'encastrement, de l'extrémité libre et de faire étude sur plusieurs voiles. Il ne suffit pas de se limité aux résultats de la simulation numérique mais, ce travail doit être complété bien entendu, sur des exemples pratiques plus variés pour valider et faire tirer des conclusions fiables. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir les recherches aussi bien dans la voie numérique que dans la voie expérimentale.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **RPA** « règlements parasismique Algérien :1999 version 2003 »
- [2] : **Victor DAVIDOVICI**. « Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003 ». *Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.*, 8 juin 2003
- [3] : **Davidovici V. et al. 1985**. "Génie Parasismique". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et *Chaussées*.
- [4] : **ILE .N**, « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique: apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception », *Thèses INSA de Lyon, 2000*
- [5] : **FAURE, B.** « prise en compte du comportement du béton en cas particulier des voiles plans en béton armé », *en génie parasismique, presses de l'ENPC, 1985*
- [6]: **PAULAY, T., PRIESTLEY, M .J.N** “seismic design of reinforced concrete and masonry buildings», New York :Willy & Sons, 1992
- [7]: **OESTERALE. R. G, FIORATO. A. E, ARISTIZABAL OCHOAD. J.D, CORLEY W.G** “*Hysteretic response of Reinforced Concrete Frames*”
- [8]: **EUROCODE8** « structures in seismic regions, design, part 1, General and Buildings” *report EUR 12266 EN, Bruxelles :Office for official publications of the European communities, 1988*
- [9]: **PALERMO, D., AND VECCHIO, F. J** “*Behavior and Analysis of Reinforced Concrete walls Subjected to Reversed cyclic Loading*” Publication No. 2002-01, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 2002, 351 pp.
- [10]: **REGLES PS 92** «Règles de construction parasismique, Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92 », norme française, AFNOR 1995, 217 p.
- [11] : **NF P 06 031-3.**, [2001]. Eurocode 8 “Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d’application national”. Partie 1-3 : Règles particulières aux différents matériaux et éléments.

[12] : **NF P 06 013**, [1995]. “Règles de construction parasismique”. Règles PS applicable aux bâtiments dites PS 92.

[13] : **Panagiotis KOTRONIS** . « cisaillement dynamique des murs en béton armé modèles simplifiés 2D et 3D ». *thèse de doctorat, école normale supérieure de CACHAN, 2000.*

[14]: **OESTERLE et AL.**. “Reinforcement details for earthquake-resistant structural walls», *Concrete International., 1980*

[15]: **Pauley T. & Priestley M.J.N. 1992.** " Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". J. Wiley & Son, New York.

[16]: **Etienne Gallitre.** « Fissuration des voiles courts en béton armé soumis à des sollicitations sismiques –évaluation des ouvertures de fissures : contribution à l’amélioration Des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d’ingénierie ». *Thèse de doctorat. L’Institut National des Sciences Appliquée de Lyon, 2008.*

[17]: **Mörsch E. 1909.** "Concrete-steel construction". McGraw-Hill: New York.

[18] : SAFE: “structure armé faiblement élancé” essai réalisé au laboratoire ELSA à Ispra (Italie).

[19] : **Mestat Ph., Prat M. et al. 1997.** "Calcul des ouvrages généraux de construction". Hermès publications, Paris.

[20]: **E. FERRIER — F. COLOMB, P. HAMELIN.** “Comportement de structures en béton armé renforcées par matériaux composite vis-à-vis de leur mise en conformité sismique » . *7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.*

[21]: **WERASAK RAONGJANT - MENG JING.** “Analysis Modelling of Seismic Behaviour of Light weight Concrete Shear Walls”. *Proceedings of the International Multi Conference of Engineers and Computer Scientists 2009 Vol II ,IMECS 2009, March 18 - 20, 2009, Hong Kong.*

[22]: **Chen W.F.,** [1982]. “Plasticity in reinforced concrete”. New York: McGraw-Hill Bookstore, 1982, 456p.

[23] : **Lorrain M.,** [1974]. “Contribution à l’étude de la micromécanique des matériaux

granulaires cohérents - Application au béton”. Thèse de doctorat, Université de Toulouse.

[24] : **Mazars J.**, [1984]. “Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure”. Thèse de doctorat d’état, Université Paris6.

[25]: **Berthaud Y.**, [1988]. “Mesure de l’endommagement du béton par une méthode ultrasonore”. Thèse de doctorat, Université de Paris 6.

[26] : **BERTHAUD Y. (1988)** *Mesure de l’endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p.*

[27]: **Terrien M.**, [1980]. “Emission acoustique et comportement mécanique post critique d’un béton sollicité en traction” Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp. 65-72.

[28] : **ROBINSON S.R. (1965)** Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete. Proceedings of the Int. Conf. On the structure of concrete, London : 1965. 8p.

[29]: **Karsan P., Jirsa J.O.**, [1969]. “Behavior of concrete under compressive loading”. *Journal of Structures Div.*, Vol 95, pp 2543-2563.

[30]: **Ramtani S.**, [1990]. “Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral”. Thèse de doctorat, Université Paris 6.

[31]: **Kachanouv**, time of rupture process under creep conditions, *Izv. Nauk. SSR OTd*, n°8.

[32]: **Lemaitre, J et Chabouche, J.L.**, 1985, *Mécanique des matériaux solides*. Ed Dounod, Paris

[33]: **Lemaitre, J.**, 1992, *A course on damage mechanics*, Springer Verlag Ed.

[34]: Help abaqus analysis user’s manual 19. Inelastic Mechanical Properties> 19.6.3 Concrete damaged plasticity

[35] : **BAEL**

[36] : Apprentissage de crash sur Abaqus, Université du Maine

[37] : **Mickaël ABBAS**, Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement, *Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS*

