

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en génie civil

Option : Structures et Matériaux

Présentée par : M^{elle} AZZOUZ Assia

THEME

**Etude comparative relative au ferrailage sur des
voiles moyennement élancés en béton armé**

Proposé et dirigé par :

M^{me} BELAIDI Ourdia

M^r ALMANSBA Madjid

Promotion : 2013/2014

Remerciements

Je tiens à remercier M^{me} BELAIDI Ourdia et M^r ALMANSBA Madjid pour m'avoir proposé un sujet fort intéressant. Ils m'ont 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

Sans oublier M^r BOUKAIS, M^r OULD OUALI, M^r SI SALEM, M^{elle} AIT TALEB pour leurs soutient et leurs encouragements.

Je remercier particulièrement, M^r Nekmouche Amine pour son aide

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Merci 

DEDICACES

A mes très chers parents

A mon cher mari (Madjid)

A ma famille et ma belle famille

A mes amis (es)

A ceux qui me sont chers.....

Résumé

Les refends ou voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique qui dépendent principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l). Ainsi, un voile est défini comme étant élancé lorsque ce rapport est supérieur à 1.5, et considéré court s'il est inférieur à 1.0. Quant le rapport est compris entre ces deux valeurs, l'élément est appelé voile courant ou moyennement élancé. Le mode de rupture des voiles élancés est régi par la flexion, alors que, celui des voiles courts survient par cisaillement. Pour les voiles moyennement élancés, la rupture se produit par un couplage flexion-cisaillement. Dans ce travail, nous nous sommes intéressés au comportement des voiles en béton armé ferrailés selon deux méthodes différentes, la méthode des bandes, et la méthode classique. Pour cela, nous avons utilisé une approche locale en modélisant les voiles sollicités sous chargement horizontal. Le modèle numérique utilisé pour le béton est le modèle élasto-plastique endommageable, et pour les aciers le "concrete damage plasticity" d'ABAQUS. Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés. Pour terminer, les principales conclusions et les perspectives les plus pertinentes de ce travail sont données.

Mots clés : Simulation, voiles en BA, ferrailage, endommagement, méthode des bandes, méthode classique.

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Propriétés des aciers utilisés pour la simulation..	57
Tableau III.2 : Propriétés du béton	58
Tableau III.3 : Contraintes, et déformations plastiques insérées dans le modèle de plasticité..	58

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1: Comportement du béton en compression simple (Chen 1982).....	5
Figure I.2: Comportement cyclique du béton en compression simple (Karsan & al 1969).....	6
Figure I.3: Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement (Jamet & al.1984).....	6
Figure I.4 : Comportement du béton en traction simple (Terrien 1980).....	7
Figure I.5 : Comportement cyclique du béton en traction (Gopalaratnam & Shah 1985).....	8
Figure I.6 : Comportement du béton sous chargement cyclique de traction-compression (Ramtani 1990).....	8
Figure I.7 : Comportement de l'acier en traction simple (Lemaitre & al. 1986).....	9
Figure I.8: Structure mixte: voiles et portiques (Ile 2000).....	10
Figure I.9 : Structures à noyau central (Ile 2000).....	10
Figure I.10 : Structures uniquement à murs porteurs (Ile 2000).....	11
Figure I.11 : Coupe en élévation d'un voile (RPA 2003).....	11
Figure I.12: Modes de rupture des voiles élancés (Four 1985).....	13
Figure I.13 : Modes de rupture des voiles élancés d'après (Paulay 1992).....	14
Figure I.14 : Modes de rupture des voiles courts (Paulay 1992)(15).....	11
Figure I.15 : Modes de rupture des voles courts (Eurocode 8).....	16
Figure I.16: Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé (Davidovici 2003).....	17
Figure I.17 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment de l'effondrement (Davidovici 2003).....	17
Figure I.18 : Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier – béton (Mestat & al. 1997).....	18

Chapitre II

Figure II.1: Principe d'équivalence en déformations (Montheillet & al. 1980).....	23
Figure II.2 : Un micro plan et relation contraintes-déformations (Nguyen 2006).....	25
Figure II.3 : Principe de l'approche de Lolland (Lolland 1980).....	26
Figure II.4: Evolution des variables d'endommagement en compression et en traction (Mazars1984).....	27
Figure II.5 : Réponse du modèle d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en	

compression simple(b) (Mazars 1984)	28
Figure II.6: Représentation de l'écrouissage isotrope dans le plan des contraintes en traction /compression uni-axiales (Andrieu 2007).. . . .	30
Figure II.7: Ecrouissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression (Andrieu 2007).. . . .	31
Figure II.8 : Modèle élastoplastique écrouissable (Chen 1975).. . . .	32
Figure II.9 : Réponse du modèle à la traction.. . . .	33
Figure II.10 : Réponse du modèle à la compression.. . . .	34
Figure II.11 : Récupération de rigidité en compression.. . . .	35
Figure II.12 : Cycle de charge uniaxiale (traction-compression-traction) en supposant que les valeurs par défaut pour les facteurs de récupération de rigidité.. . . .	36
Figure II.13 : Surface de rendement sur le plan déviatorique correspondant à différents valeurs de K_c	39
Figure II.14 : Surface de rendement de la traction plane.. . . .	40

Chapitre III

Figure III.1: Dimensions et géométrie du voile 1..	41
Figure III.2 Diagramme des contraintes dans le voile 1 (MDB)..	43
Figure III.3 : Ferrailage de voile 1 par la méthode des bandes (MDB).	45
Figure III .4 : Ferrailage de voile 1 par la méthode des bandes (MDB)..	46
Figure III.5: Diagramme des contraintes dans voile 1 (MC).	46
Figure III .6 : Disposition du ferrailage dans un voile plein classique..	48
Figure III.7 : Ferrailage du voile 1 par la méthode classique de béton armé (MC).. . . .	49
Figure III.8 : Ferrailage du voile 1 par la méthode classique de béton armé (MC).	50
Figure III .9 : Dimensions et géométrie du voile 2..	51
Figure III .10 : Diagramme des contraintes dans le voile 2.	52
Figure III .11: Ferrailage de voile 2 par la méthode des bandes (MB)..	54
Figure III .12 : Voile 2 ferrailé avec la méthode des bandes (MB)..	54
Figure III .13 : Diagramme des contraintes dans le voile MC..	55
Figure III.14 : Ferrailage du voile 2 par la méthode classique du béton armé (MC).. . . .	56
Figure III .15 : Voile 2 avec ferrailage classique (MC)..	56
Figure III .16 : Chargement et conditions aux limites..	59
Figure III.17 : Vérification des énergies pour les deux voiles.	59
Figure III.18 : Propagation des déplacements dans le voile 11 (MDB, MC)..	60

Figure III.19 : Déplacements verticaux dans le voile 1 (MDB, MC).....	61
Figure III.20 : Contraintes normales dans le voile 1 (MDB, MC).	61
Figure III.21: Contraintes de cisaillement dans le voile 1 (MDB, MC).....	62
Figure III.22: Contraintes normales dans le voile 1 (MDB, MC).....	62
Figure III.23 : Evolution des déformations dans le voile 1 (MDB).....	63
Figure III.24 : Evolution des déformations dans le voile 1(MC).....	64
Figure III.25 : Propagation des dommages dans le voile 1(MDB).....	65
Figure III.26: Contraintes de cisaillement dans le voile 1 (MDB, MC).....	67
Figure III.27: Propagation des dommages dans le voile 1(MDB).....	67
Figure III.28 : Propagation des dommages dans le voile 1(MC).	68
Figure III.29 : Développement des contraintes dans le voile 1(MDB).....	69
Figure III.30 : Développement des contraintes dans le voile 1(MC).....	70
Figure III.31 : Développement des déformations plastiques dans le voile 1(MDB).	71
Figure III.32 : Développement des déformations plastiques dans le voile 1(MC).....	72
Figure III.33 : Sélection d'un élément de la zone comprimée.....	73
Figure III.34 : Courbe contraintes - déformations dans le voile 1 (MDB, MC).	73
Figure III.35 : Courbe forces-déplacements (MDB, MC).	74
Figure III.36 : Sélection d'un élément d'acier de la zone comprimée.....	75
Figure III.37 : Evolution des contraintes en fonction du temps (MDB, MC).....	75
Figure III.38 : Section de l'élément étudié.....	76
Figure III.39 : Courbe contraintes-déformations (MDB, MC).....	75
Figure III.40: Evolution des dommages en traction en fonction du temps (MDB, MC).....	77
Figure III.41: Représentation de l'élément étudié.....	78
Figure III.42 : Développement des contraintes dans les aciers (MDB, MC).....	78
Figure III.43 : Evolution des contraintes et déformations (MDB, MC).....	79
Figure III.44: Propagation des déplacements dans le voile 2 (MDB).	80
Figure III.45: Propagation des déplacements dans le voile 2 (MC).	81
Figure III.46: Propagation des déplacements verticaux dans le voile 2 (MDB, MC).....	82
Figure III.47 : Evolution des contraintes dans le béton du voile 2 (MDB).....	83
Figure III.48 : Evolution des contraintes dans le béton du voile 2 (MC).....	84
Figure III.49: Evolution des déformations dans le voile 2 (MDB).	85
Figure III.50: Evolution des déformations dans le voile 2 (MC).	86
Figure III.51 : Propagation des dommages dans le voile 2 (MDB).	87
Figure III.52 : Propagation des dommages dans le voile 2 (MC)	88
Figure III.53: Propagation des dommages dans le voile 2 (MDB).	89

Figure III.54: Propagation des dommages dans le voile 2 (MC).....	90
Figure III.55: Développement des contraintes dans le voile 2 (MDB).....	91
Figure III.56: Développement des contraintes dans le voile 2 (MC).....	92
Figure III.57 : Développement des déformations plastique dans le voile 2 (MDB).	93
Figure III.58 : Développement des déformations plastique dans le voile 2 (MC).	94
Figure III.59 : Sélection d'un élément de la zone comprimée.....	95
Figure III.60 : Evolution des contraintes en fonction des déformations du voile 2 (MDB, MC).....	95
Figure III.61 : Courbe forces-déplacements du voile 2 (MDB, MC).....	96
Figure III.62 : Choix de l'élément.....	97
Figure III.63 : Evolution des contraintes en fonction du temps du voile 2 (MDB, MC).....	97
Figure III.64 : Section de l'élément étudié.	98
Figure III.65 : Evolution des contraintes en fonction des déformations (MDB, MC).....	98
Figure III.66: Représentation de l'élément étudié.....	100
Figure III.67 : Développement des contraintes dans les aciers du voile 2 (MDB, MC).....	99
Figure III.68 : Développement des déformations dans les aciers du voile 2 (MDB,MC)	100
Figure III.69 : Evolution des contraintes et déformations du voile 2(MDB, MC).....	100

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Résumé	iii
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	v
Table des matières	vi

Introduction : Positionnement du problème	1
--	---

Chapitre I

Etude du comportement des voiles en béton armé

Introduction	3
I.1 Composition du matériau béton	3
I.1.1 Le ciment	3
I.1.2 L'eau	4
I.1.3 Les granulats	4
I.1.4 Les adjuvants	4
I.2 Comportement mécanique du béton	4
I.2.1 Comportement en compression	5
I.2.1.1 Compression uniaxial	5
I.2.1.2 Compression cyclique	5
I.2.1.3 Compression triaxial	6
I.2.2 Comportement en traction	6
I.2.2.1 Comportement du béton en traction uniaxial	7
I.2.3.2 Comportement du béton en traction cyclique	7
I.2.3.3 Comportement cyclique traction-compression	8
I.3 Comportement mécanique de l'acier	8
I.4 Comportement des voiles en béton armé	9
I.4.1 Topologie des constructions à voiles	9
I.4.1.1 Structures "mixtes" avec des murs porteurs associés à des portiques	10
I.4.1.2 Structures à noyau central	10
I.4.1.3 Structures uniquement à murs porteurs	10
I.4.2 Comportement des voiles	11
I.4.2.1 Coffrages	11
I.4.2.2 Paramètres influents sur le comportement des voiles	11
I.4.3 Modes de fonctionnement des voiles	12

I.4.3.1 Mode de rupture des voiles élancés.	12
I.4.3.2 Modes de rupture des voiles courts	14
I.4.4 Le rôle des voiles en béton armé.	16
I.4.5 Paramètres contribuant à la résistance à l'effort tranchant	18
Conclusion	19

iii

Chapitre II

Modélisation théorique du béton armé

Introduction	20
II.1 Modélisation numérique de comportement du béton	20
II.1.1 La mécanique de l'endommagement.	20
II.1.1.1 Définition de la variable d'endommagement (Kachanov 1958).	20
a- concept de surface endommagée	20
b- Hypothèse d'isotropie	21
c- Concept de la contrainte effective	22
d- Principe d'équivalence en déformation	23
II.1.2 Présentation de quelques modèles numériques pour le béton.	24
a- Modèles élastoplastiques	24
b- Modèle micro-Plan.	24
II.2 Modèles d'endommagements isotrope appliqués aux matériaux fragiles et aux bétons	25
II.2.1 Formulation de Lolland.	25
II.2.2 Modèle de Mazars.	26
II.3 Modélisation numérique du comportement de l'acier	28
II.3.1 Modèles Elastoplastiques.	28
II.3.1.1 Formulation générale des modèles de plasticité.	28
II.3.1.2 Les critères de plasticité	29
II.3.1.3 Les lois d'écrouissage.	29
II.4 Présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS.	32
II.4.1 Présentation du modèle "Concrete Damaged Plasticity" (CDP).	33
II.4.1.1 Comportement à la traction.	33
II.4.1.2 Comportement à la compression	34
II.4.1.3 Comportement cyclique uniaxiale	35
II.4.1.4 Définition des dommages et la récupération de la rigidité.	36
Conclusion	40

Chapitre 3

Simulation et discussion des résultats

Introduction	41
III.1 Etude du voile 1	41

III.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	42
III.1.2	Ferraillage du voile 1 par la méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1).	42
III.1.2.1	Armatures verticales A_v	44
III.1.2.2	Armatures horizontales A_h	45
III.1.2.3	Ferraillage minimale (RPA 2003)	45
III.1.3	Ferraillage du voile 1 par la méthode classique (MC) (BAEL 1999).	46
III.1.3.1	Ferraillage minimale (RPA 2003)	48
III.2	Etude du voile 2	51
III.2.1	Ferraillage du voile 2 par la méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1).	51
III.2.1.1	Armatures verticales A_v	53
III.2.1.2	Armatures horizontales A_h	53
III.2.1.3	Ferraillage minimale (RPA 2003)	53
III.2.2	Ferraillage du voile 2 par la méthode classique (MC) (BAEL 1999)	54
III.2.2.1	Ferraillage minimale (RPA 2003)	55
III.3	Simulation numérique	57
III.3.1	Résultats du voile 1($h/l = 1.3$)	59
III.3.1.1	Présentation des résultats dans le repère global.	59
III.3.1.2	Etude locale et comparaison des résultats.	73
III.3.2	Résultats du voile 2($h/l = 1.5$)	79
III.3.2.1	Présentation des résultats dans le repère global.	79
III.3.2.2	Etude locale et comparaison des résultats.	95
	Conclusion	101
	Conclusion générale et perspectives	102
	Bibliographie	104

Introduction :

Positionnement du problème

Dans la famille des risques naturels, les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...). C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.

La conception actuelle de la plupart des ouvrages en Algérie s'effectue selon le règlement parasismique algérien (**RPA 2003**) dont les principes sont basés sur la notion d'états limites, et qui définissent la sécurité par rapport à un état de ruine des structures calculées. Son principe est d'assurer la sécurité et la durabilité des ouvrages telle que la construction en zone sismique. L'idée principale est le renforcement des structures par des voiles en béton armé. Cet ajout rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques, et cela en augmentant sa rigidité, et en diminuant l'influence des phénomènes du second ordre.

Les voiles sont des structures verticales à deux dimensions. Ils présentent généralement une grande résistance et rigidité vis-à-vis des forces horizontales dans leur plan. Ils sont très présents dans les constructions. Ils jouent un rôle très important pour la sécurité sous chargement sismique (**Davidovici 1985**).

Les structures en voiles en béton armé présentent particulièrement en zone sismique plusieurs avantages à savoir :

- Les voiles limitent les déformations latérales,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants,
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques,
- les structures en voiles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage,
- les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles,
- une construction en voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, donc, on économise ainsi les aciers.

Pour toutes ces raisons structurales et économiques, l'utilisation des structures en voiles en béton armé, en zone sismique, est à promouvoir.

En contre partie, les éléments en voiles présentent aussi des inconvénients. Une rupture en diagonale avec plastification des armatures le long des fissures diagonales (voiles courts), une rupture en diagonale et un effet de flexion (voiles moyennement élancés) et un effet de flexion (voiles élancés). Pour y remédier, il est nécessaire d'étudier le comportement des différents types de voiles sous sollicitations statiques et dynamiques.

L'objectif essentiel de notre travail consiste en l'étude du comportement des voiles moyennement élancés sous chargements. Le ferrailage se fera par deux méthodes, la méthode classique du béton armé (**BAEL 1999**) et la méthode des bandes (**DTU 23-1**). Pour la

simulation nous avons utilisé le logiciel de calcul numérique "ABAQUS" (**Abaqus 6.12**). Une étude comparative des deux méthodes de ferrailage est présentée.

Ainsi, trois parties composent cette étude :

Le chapitre 1 débute par une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique des matériaux fréquemment utilisés dans le génie civil (béton et acier). Par la suite, une description des typologies des constructions à voiles, le rôle des voiles en béton armé dans une structure en région sismique ainsi que les paramètres qui influencent sur leur comportement. Les différents modes de rupture des voiles sont exposés.

Le chapitre 2, nous passons en revue quelques modèles numériques de comportement du béton et de l'acier, formulations issues de la bibliographie (**Lolland 1980, Mazars 1984, Hill 1950, Simo & al. 1998**). Des modèles numériques sont présentés, notamment certains modèles numériques existants dans le logiciel de calcul de structures ABAQUS. Par la suite, on présente les deux modèles utilisés pour la simulation, le modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope d'ABAQUS pour les aciers, et le modèle "Concret Damage Plasticité" d'ABAQUS pour le béton (**Abaqus 6.12**).

Le chapitre 3 concerne la simulation du comportement des voiles moyennement élancés en béton armé. Les voiles sont ferrailés par la méthode des bandes et par la méthode classique. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle CDP pour le béton et le modèle élasto-plastique à écrouissage linéaire pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans ABAQUS. Une étude comparative des deux méthodes est présentée

Notre travail se termine par une conclusion générale, et les différentes perspectives possibles.

Chapitre I :

Etude du comportement des voiles en béton armé

Introduction

Le béton est le matériau composite granulaire, hétérogène (mortier et granulats), multiphasique (solide, liquide et gaz), à matrice fragile (granulats enrobés d'une pâte de ciment), le plus utilisé dans la construction. La connaissance de son comportement revêt donc un grand intérêt industriel. Ce comportement est très complexe car le matériau passe d'un état quasi liquide à un état solide et continue d'évoluer dans le temps.

Le béton possède une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, son utilisation remonte aux romains et aux égyptiens, et ne s'est véritablement pas développée qu'avec l'invention du béton armé. Dans ce dernier, les armatures, c'est-à-dire les barres en acier (initialement en fer), compensent son insuffisance (résistance à la traction). C'est en 1848, que Joseph Louis Lambot, ingénieur français, décida d'associer l'acier avec du béton. Les prémices du béton armé étaient nées. Monier, Jardinier à Versailles, décida quelques années plus tard d'utiliser la même technique pour fabriquer des bacs à fleurs.

Des mathématiciens comme Hennebique élaborèrent des méthodes de calcul pour l'utilisation cadrée du béton armé, mais il faut attendre les années 80 pour que des normes de calculs soient fixées. Ainsi vont les découvertes, faites de science, de savoir-faire.

Après la naissance du béton armé, les chercheurs ont développé son utilisation dans des différentes structures dans la construction comme les poteaux, les poutres, les barrages, les ponts, et également dans les voiles en béton armé.

Ces derniers, sont des structures définies comme des éléments verticaux dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan présentent une grande résistance vis-à-vis des efforts horizontaux (sismique). Ils reprenant la plus grande partie des efforts latéraux. Les voiles en béton armé conditionnent le comportement de la structure. Ils jouent un rôle très important pour la sécurité sous chargement sismique (**Davidovici 1985, Davidovici 1999**).

Dans ce qui suit, on présente un aperçu du comportement mécanique du béton, de l'acier et des voiles en béton armé, à température ambiante, sous divers types de sollicitations.

I.1 Composition du matériau béton

Le béton est un mélange de ciment, granulats, d'eau et des ajouts (**Rossi 1988**). Chaque constituant a un rôle bien défini, celui de liant pour la pâte de ciment, qui représente environ 30% du volume total du béton. Les granulats jouent le rôle de remplissage atténuateur de variation volumique, ils sont choisis de manière à avoir un béton moins poreux et plus compact.

I.1.1 Le ciment

Le ciment joue le rôle de liant hydraulique. Il est lui-même composé de Clinker, associé à des constituants secondaires qui modifient les propriétés du ciment grâce à leurs caractéristiques chimiques ou physiques (**Baron & al. 1982**), tels que le laitier de haut fourneau.

On trouve sur le marché cinq types 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,
- le ciment aux cendres.

I.1.2 L'eau

Dès que l'eau rentre en contact avec les grains de ciment anhydre, elle réagit pour se combiner peu à peu avec les grains et, conduit au cours de la réaction d'hydratation, au ciment hydraté.

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.

Les mécanismes d'hydratation du ciment créent au sein du béton un espace poreux. La structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton.

I.1.3 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. 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 (**Baron & al. 1982**).

I.1.4 Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits ajoutés au béton en faible quantité pour modifier ses caractéristiques. Ils se présentent sous la forme de poudre ou de liquide.

I.2 Comportement mécanique du béton

Afin de mieux comprendre les phénomènes mis en jeu dans ce matériau hétérogène, Il serait intéressant de passer en revue quelques résultats tirés de l'abondante littérature qui traite

les principaux aspects du comportement mécanique de ce matériau (**Mazars & Bazant 1988; Ramtani 1990 ; Terrien 1980**).

I.2.1 Comportement en compression

I.2.1.1 Compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte - déformation est donnée par la figure I.1 (**Chen 1982**).

Nous subdivisons la courbe de la figure I.1 en quatre phases :

- 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 (déformations permanentes),
- la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Figure I.1a),
- la rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures avec une augmentation de volume (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 sont les déformations principales (Figure I.1b).

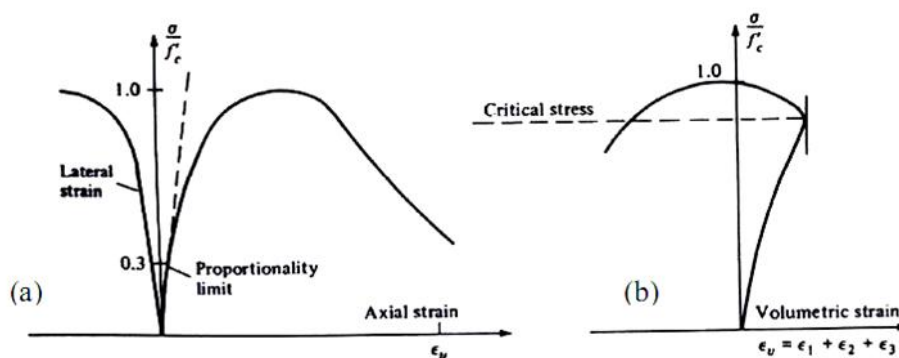


Figure I.1: Comportement du béton en compression simple (**Chen 1982**).

Cette dégradation du matériau essentiellement liée au développement de microfissures, qui s'alignent perpendiculairement à la contrainte en traction, parallèlement à la contrainte en compression (verticalement). Cet endommagement a fait l'objet de nombreux travaux (**Lorrain 1974, Chen 1982, Mazars 1984, Berthaud 1988, Marcio & al. 2002**).

I.2.1.2 Compression cyclique

L'essai cyclique en compression (figure 1.2) montre également que les microfissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, nous distinguons clairement l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge - décharge. L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation

d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement, et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment.

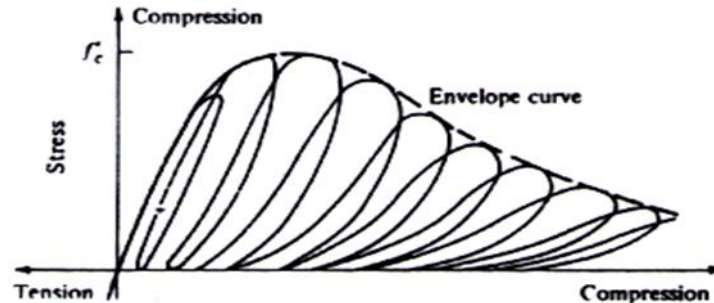


Figure I.2: Comportement cyclique du béton en compression simple (Karsan & al 1969).

I.2.1.3 Comportement triaxial

Il est nécessaire d'analyser le comportement triaxiale du béton pour constater l'apport d'un certain confinement qui va modifier l'état de contrainte dans la troisième dimension (figure 1.3). On constate clairement une augmentation des performances de béton comprimé lorsqu'il est confiné (Richart & al. 1928, Balmer 1949, Jamet & al. 1984).

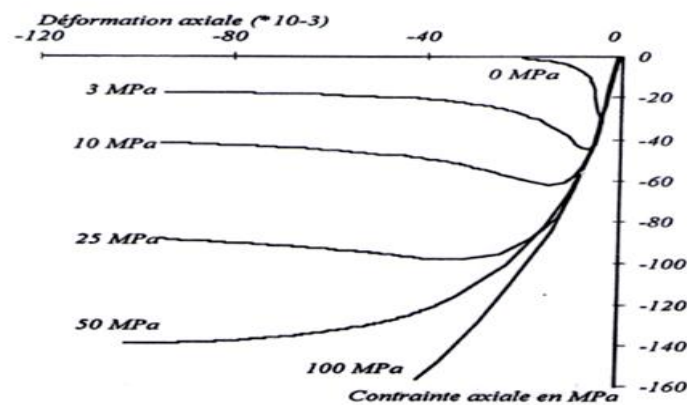


Figure I.3: Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement (Jamet & al. 1984).

I.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. Vu la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, on fait souvent appel à des essais indirects.

I.2.2.1 Comportement du béton en traction uniaxial

Terrien (Terrien 1980) a réalisé un essai de traction sur une éprouvette cylindrique carottée dans un bloc confectionné en micro-béton (figure 1.4). Nous pouvons distinguer les deux phases suivantes :

- l'avant pic ($\sigma < f_t$) où la courbe est presque linéaire (f_t étant la limite en traction),
- l'après pic où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser, les déformations pouvant continuer à croître. Apparition de l'irréversibilité (déformations permanentes).

La progression de microfissures conduit à la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Ce mécanisme se traduit par un endommagement directionnel du matériau qui devient orthotrope (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction). Les cycles charge - décharge permettent de constater une chute importante de module en fin d'essai ($E \approx E_0/2$) (figure 1.4).

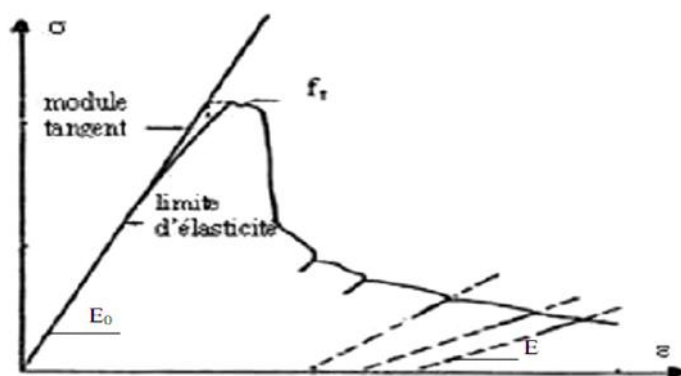


Figure I.4 : Comportement du béton en traction simple (Terrien 1980).

Dans l'essai de traction directe, la rupture provient toujours brusquement par la formation d'une fissure qui sépare l'éprouvette en deux morceaux, et dans la direction est un plan perpendiculaire à l'effort de traction.

I.2.2.2 Comportement du béton en traction cyclique

L'essai de traction cyclique présenté sur la figure I.5, 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 I.6 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. Ce phénomène est moins important en compression.

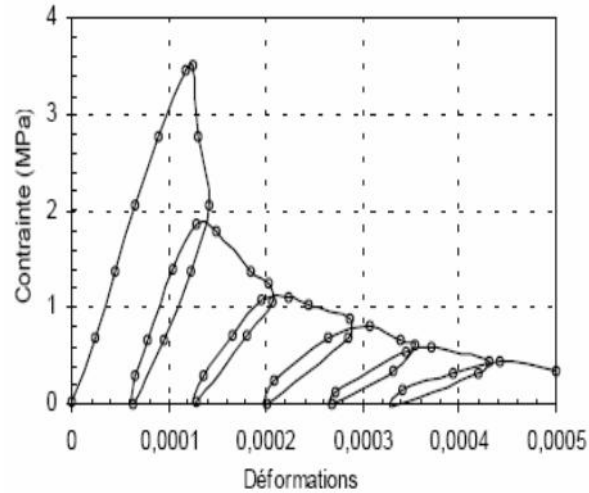


Figure I.5 : Comportement cyclique du béton en traction (Gopalaratnam & Shah 1985).

I.2.2.3 Comportement cyclique traction-compression

Les essais cycliques de traction – compression permettent de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton. Il consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression. Le béton retrouve sa raideur initiale grâce à la refermeture des fissures (figure I.6).

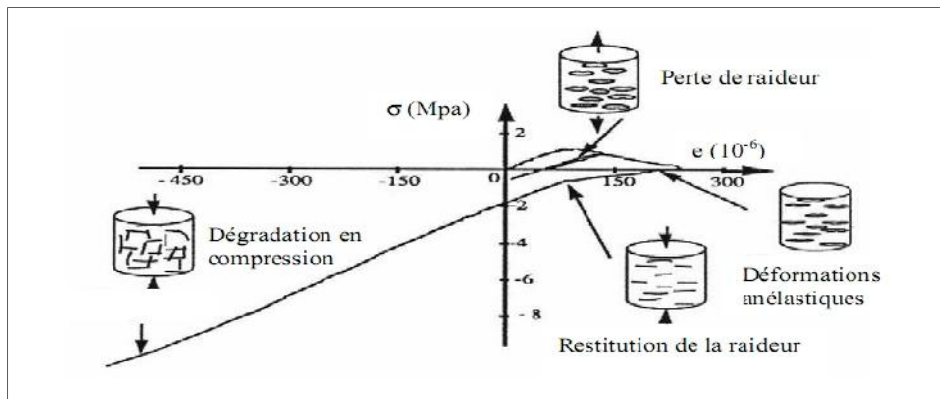


Figure I.6 : Comportement du béton sous chargement cyclique de traction-compression (Ramtani 1990).

1.3 Comportement mécanique de l'acier

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure 1.7 montre l'allure du comportement de l'acier soumis

à un essai de traction. Nous constatons clairement deux comportements (**Lemaitre & al. 1986**) :

- Tant que nous restons au-dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique, c'est à dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale),
- quand le chargement dépasse la limite élastique, des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même avec le module de Young initial.

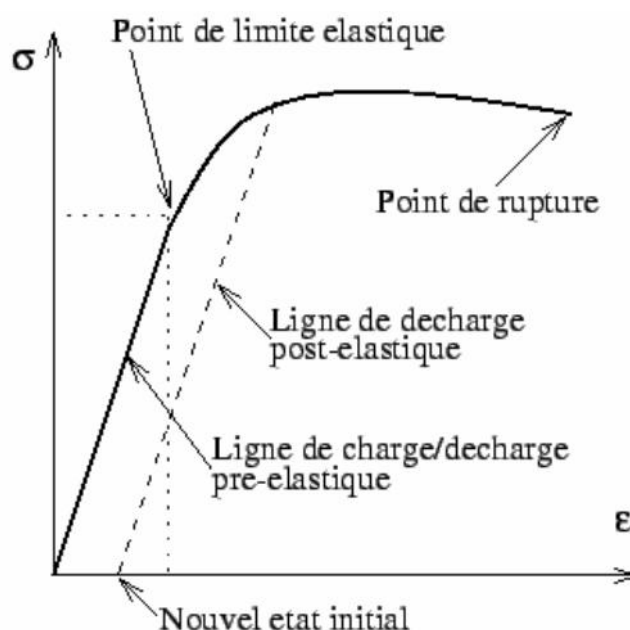


Figure I.7 : Comportement de l'acier en traction simple (**Le Maitre & al. 1986**).

I.4 Comportement des voiles en béton armé

L'ajout des voiles dans la construction des structures dans les régions sismiques est indispensable. Les voiles sont efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, augmenter la rigidité, et aussi jouent un rôle capital pour la sécurité de l'ouvrage. Pour se faire, des connaissances sur leur comportement sont nécessaires.

I.4.1 Topologie des constructions à voiles

La rigidité d'une structure dépend de type de son contreventement, à cet égard trois catégories peuvent être rencontrées :

- Structures "mixtes" avec des murs porteurs associés à des portiques.
- Structures à noyau central.
- Structures uniquement à murs porteurs.

I.4.1.1 Structures "mixtes" avec des murs porteurs associés à des portiques

Dans ce cas, Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres (80% des charges verticales et les 20% restant repris par les voiles), tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales (figure I.8).

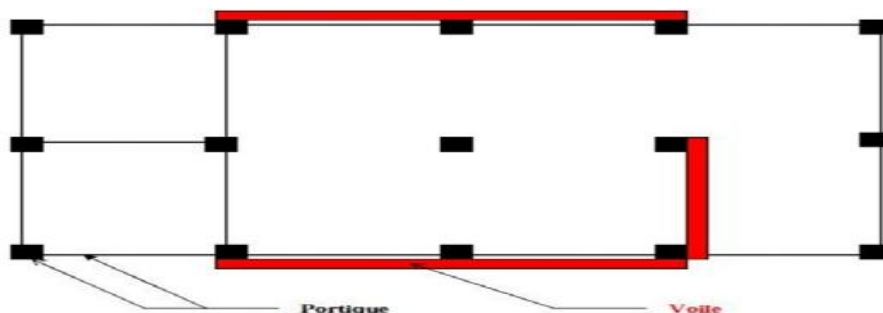


Figure I.8 : Structure mixte: voiles et portiques (Ile 2000).

I.4.1.2 Structures à noyau central

Un noyau central formé de deux murs en U couplés à chaque étage tout au long de la structure par des poutres (figure I.9), assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs.

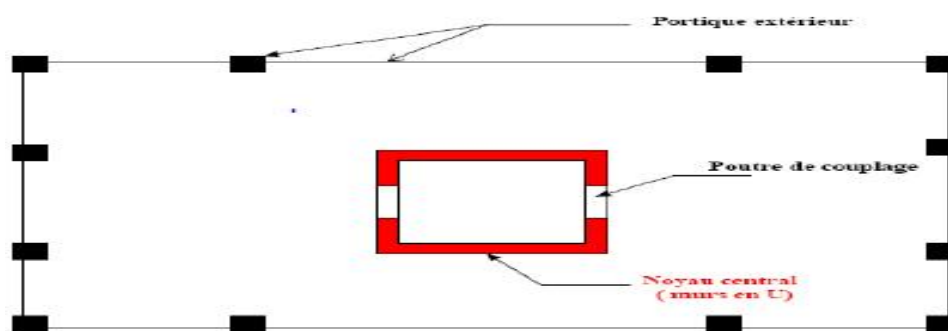


Figure I.9: Structures à noyau central (Ile 2000).

I.4.1.3 Structures uniquement à murs porteurs

Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales (figure I.10).

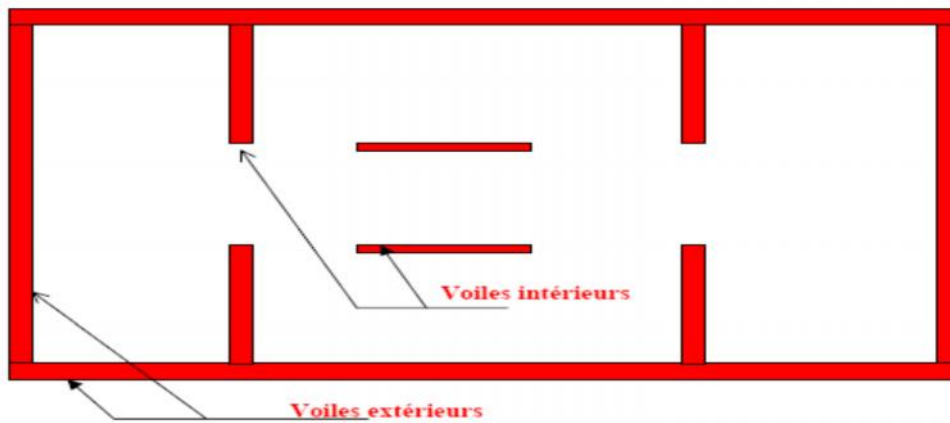


Figure I.10: Structures uniquement à murs porteurs (Ile 2000).

I.4.2 Comportement des voiles

I.4.2.1 Coffrages

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ (RPA 2003). Sous l'action sismique, des zones extrêmes du voile sollicitées en compression peuvent être à l'origine d'une instabilité latérale. Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de 15 cm (figure I.11).

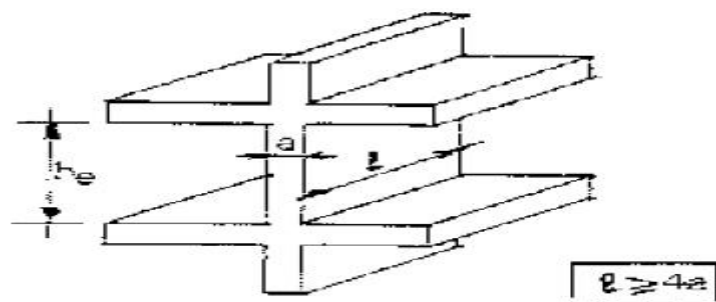


Figure I.11: Coupe en élévation d'un voile (RPA 2003).

I.4.2.2 Paramètres influents sur le comportement des voiles

Les principaux paramètres influents sur le comportement des voiles en béton armé selon Davidovici (Davidovici & al. 1985) sont :

- L'élancement qui est le rapport de la hauteur sur la largeur du voile : h/L ,
- les caractéristiques géométriques des éléments (sections rectangulaires, en U ou en I),
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal,
- type du chargement : chargement statique, statique monotone, statique cyclique alterné, et chargement dynamique.

Les refends ou voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique qui dépendent principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l) (**Davidovici & al. 1985**):

- Selon l'ancienne tendance :
 - voiles élancés : $h/l > 1,5$
 - voiles courts : $h/l < 1,5$
 - voiles moyennement élancé : $1,5 < h/l < 1,5$

- Selon la nouvelle tendance :
 - voiles élancés : $h/l > 1$
 - voiles courts : $h/l < 2$
 - voiles moyennement élancé : $1 < h/l < 2$

I.4.3 Modes de fonctionnement des voiles

Dans ce cas, le comportement n'est plus celui d'une poutre. La résistance à la flexion est assurée par l'ensemble des armatures longitudinales réparties et concentrées. Les armatures réparties transversalement perdent leur efficacité à la résistance à l'effort tranchant au profit des armatures réparties longitudinalement lorsque l'élancement décroît.

En s'appuyant sur l'excellente description faite par Four et Paulay (**Four 1985, Paulay 1992**), ainsi que sur la classification donnée dans l'Eurocode 8 (**Eurocode 8**) en fonction de l'élancement, les modes différents modes de rupture des voiles sont les suivants :

I.4.3.1 Mode de rupture des voiles élancés

Pour ces éléments, la rupture peut être obtenue par flexion, par effort tranchant ou même par combinaison des deux, mais ça reste généralement concentrée près de la zone où le moment fléchissant est maximale (la base).

- ***Rupture en flexion***

Mode f_1

La rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. La formation des rotules plastiques dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie est remarquable dans le mode de ruine des voiles très élancés soumis un effort normal de compression faible, et un cisaillement modéré (figure I.12 et figure I.13).

Mode f_2

Rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine est rencontré pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode 2 est moins ductile que le mode 1 surtout pour les sections rectangulaires (figure I.12).

Mode f_3

Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. Ce mode de rupture est rencontré dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités (figure I.12).

- **Rupture en flexion-effort tranchant**

Mode f/t

Ce mode de rupture se produit dans les voiles moyennement élancés, la flexion n'est pas prépondérante, et les armatures horizontales sont insuffisantes. Ce mode de rupture est causé par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales (figure I.12) et (figure I.13).

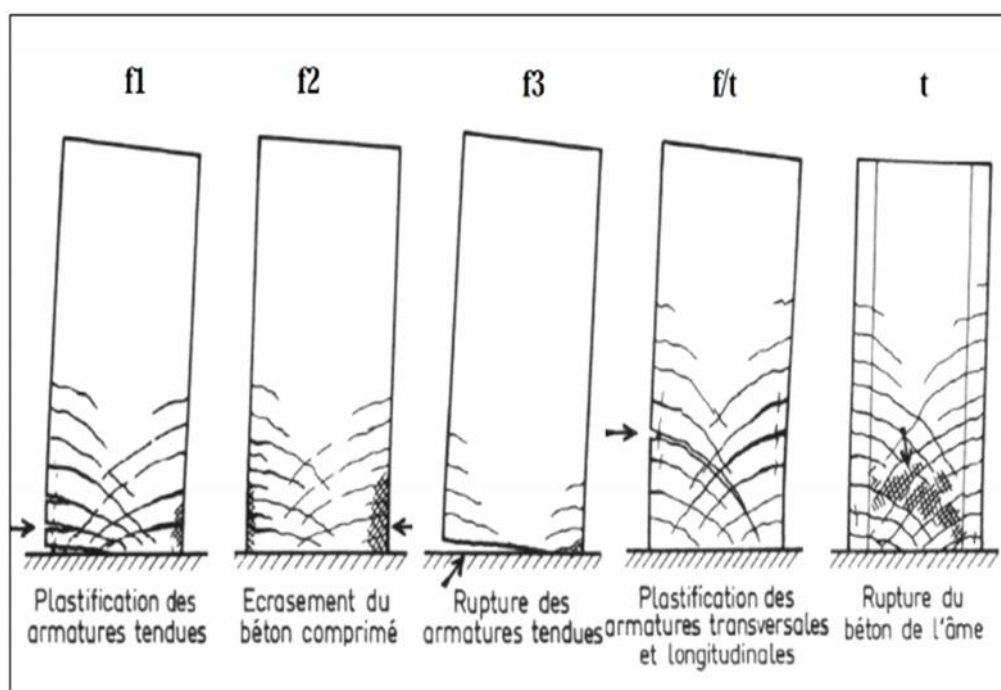


Figure I.12: Modes de rupture des voiles élancés (Four 1985).

- **Rupture par effort tranchant**

Mode t

Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe ce cas de rupture dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement, et soumis à des cisaillements élevés (figure I.12).

Mode g

Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes. La qualité de reprise de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible. Ce mode de rupture est observé aussi dans le cas des voiles moyennement élancé (figure I.13).

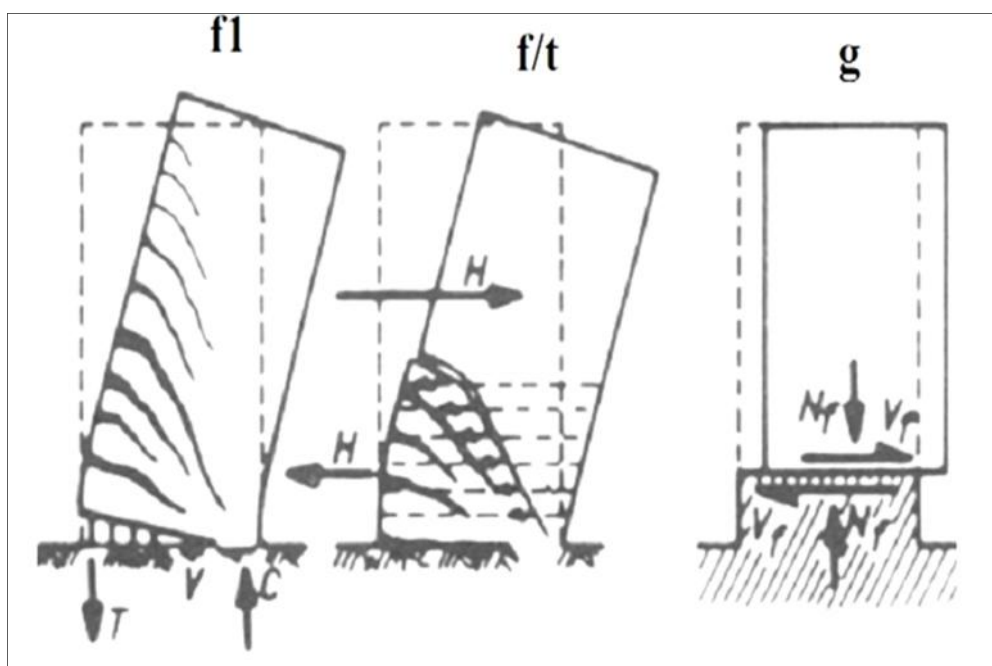


Figure I.13 : Modes de rupture des voiles élancés d'après (Paulay 1992).

Les voiles pour lesquels la flexion est prépondérante présentent un comportement ductile et une grande capacité de dissipation d'énergie (figure I.12).

I.4.3.2 Modes de rupture de voiles courts

Dans ce cas, la rupture est pratiquement toujours obtenue par effort tranchant et elle concerne généralement toute la hauteur de l'élément (figure I.14, figure I.15). On distingue trois modes :

Mode C1

Rupture par glissement ("sliding shear") à l'encastrement. Ce mode de rupture est dû à la plastification des armatures verticales sous l'action de la flexion et à l'effort tranchant. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales sont insuffisantes (figure I.14).

Mode C2

Rupture diagonale ("diagonal tension failure") avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal (figure I.14).

Mode C3

Rupture par écrasement ("diagonal compression failure") du béton de l'âme à la base des bielles, transmettant ainsi les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout, s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord (figure I.14).

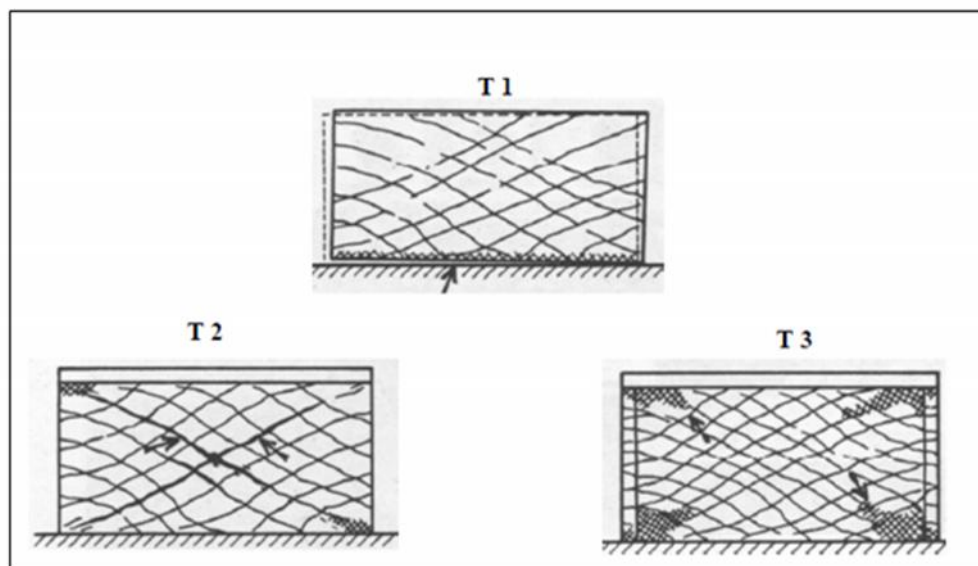


Figure I.14 : Modes de rupture des voiles courts (Paulay 1992)


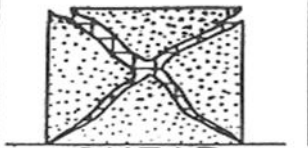
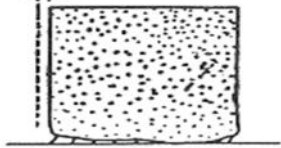
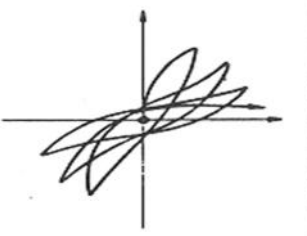
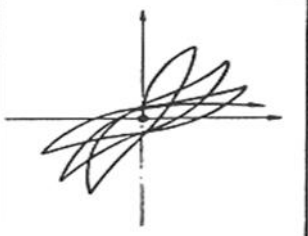
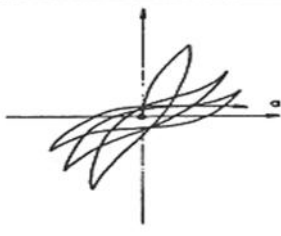
FAILURE MODE			
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)	SHEAR (tension)	HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web thickness 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web reinforcement • Low N_s-values 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing) • Low N_s-values
EXPECTED RESPONSE			

Figure I.15 : Modes de rupture des voiles courts (**Eurocode 8**).

I.4.4 Le rôle des voiles en béton armé

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

- Augmentent la rigidité de l'ouvrage;
- diminuent les dommages des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent le plus grand de celui des éléments porteurs;
- apaisent les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes;
- diminuent 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 (figure I.16). Le voile rend le comportement de la structure plus rigide que celui d'une structure à portiques (figure I.17).

La présence de refends limite les déformations latérales. L'utilisation du système constructif à voiles peut aussi apporter des avantages économiques. Leur présence permet de s'affranchir du problème posé par la réalisation des nœuds des portiques.

Les figures I.16 et I.17 montrent l'excellent comportement des bâtiments comportant des voiles en béton armé (**Davidovici 2003**).



Figure I.16 : Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en béton armé (Davidovici 2003).



Figure I.17 : La présence des voiles en béton armé au droit de la cage d'ascenseur à certainement sauvé le bâtiment de l'effondrement (Davidovici 2003).

I.4.5 Paramètres contribuant 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 (**Kotronis 2000**):

- La résistance du béton non fissuré;
- la capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction;
- le frottement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures;
- la présence d'acier transversal qui empêche l'ouverture des fissures;
- 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 (figure I.18a). 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 (**Mörsch 1909**).

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 (figure I.18b). 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.

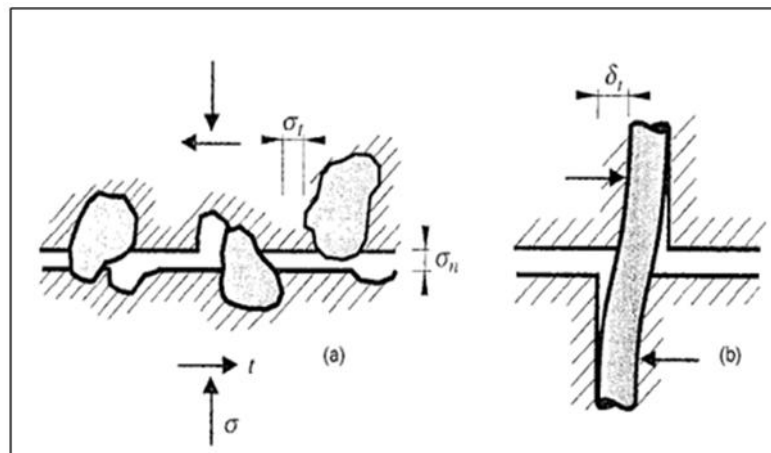


Figure I.18 : Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier – béton (**Mestat & al. 1997**).

Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique sur le comportement du béton, de l'acier et des voiles en béton armé.

La typologie étudiée met en évidence l'efficacité de contreventement par voiles. Les constructions contreventées par des voiles en béton armé (en nombre suffisant et bien disposés) sont un type de "structure rigide" qui limite les déplacements relatifs des planchers beaucoup plus que les ossatures ne le font. En effet cet élément vertical présente de divers avantages tels que l'augmentation de la rigidité de l'ouvrage, et la diminution des déformations latérales.

Chapitre II :

**Modélisation théorique du
béton armé**

Introduction

La modélisation macroscopique du comportement mécanique du béton et de l'acier à beaucoup évoluée et les modèles actuels permettent de prendre en compte des phénomènes de plus en plus complexes.

Malgré cela, et particulièrement lorsqu'on doit se préoccuper de phénomènes couplés pour modéliser ce comportement, plusieurs approches théoriques ont été établies dont les deux principales sont : l'approche discontinue et l'approche continue. L'objectif est de mettre en évidence les avantages et les limitations des différentes formulations. Ensuite, une attention particulière sera apportée à l'étude du couplage entre les différentes lois de comportement mécanique, et surtout, à l'évolution des dégradations (donc à l'endommagement).

Dans la première partie de ce chapitre, quelques classes de modèles de comportements du béton et de l'acier seront présentées.

La deuxième partie est consacrée à la présentation des deux modèles utilisés pour la simulation dans le logiciel Abaqus. Le modèle numérique utilisé pour la modélisation des aciers est le modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope d'ABAQUS, et pour la modélisation du béton, le modèle utilisé est le "Concret Damage Plasticité" d'ABAQUS (**Abaqus 6.12**).

II.1 Modélisation numérique de comportement du béton

II.1.1 La mécanique de l'endommagement

Le but de la théorie de l'endommagement est de disposer d'un outil capable de modéliser via les variations des caractéristiques élastique, la dégradation progressive du matériau en fonction du chargement.

Cette théorie permet une approche systématique pour décrire l'apparition et l'évolution des micros défauts et des micros vides dans le matériau endommagé, ainsi que ses effets sur le comportement global.

La rupture finale d'un solide est le résultat d'une succession de phénomènes complexes:

- La naissance d'une fissure macroscopique,
- la progression lente ou la propagation rapide de cette fissure dans le solide.

II.1.1.1 Définition de la variable d'endommagement (Kachanov 1958)

a) Concept de surface endommagée

Soit un solide endommagé dans lequel nous isolons un élément de volume dont les dimensions sont suffisamment grandes devant celles des hétérogénéités. Imaginons une section de cet élément, orientée par la définition de la direction de sa normale \vec{n} .

Soit S l'aire de la section, et S_D celle des traies des microfissures et des cavités qui constituent l'endommagement (figure II.1)

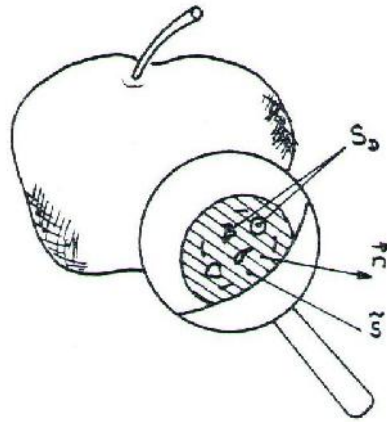


Figure II.1: Schéma illustrant la définition de la surface effective (Montheillet & al. 1980) :

Soit \tilde{S} la section effectivement résistante tenant compte de la surface des défauts, des concentrations de microcontraintes qui existent à leurs voisinages et des interactions entre défauts voisins :

$$S - \tilde{S} = S_D \quad (\text{II.1})$$

Par définition, la mesure de l'endommagement relative à la direction \vec{n} , est :

$$D_{\vec{n}} = \frac{S - \tilde{S}}{S} \quad (\text{II.2})$$

- $D_n = 0$ Correspond au matériau initialement non endommagé.
- $D_n = 1$ Correspond au matériau totalement rompu perpendiculairement à \vec{n} .
- D_n est compris entre 0 et 1, il caractérise l'état de l'endommagement.

b) *Hypothèse d'isotropie*

Un cas particulier important est celui pour le quel D_n dépend peu ou pas de \vec{n} . Ceci correspond à l'hypothèse d'isotropie et l'endommagement est complètement caractérisé par la variable scalaire D . Sur le plan physique, ceci signifie que les fissures et les cavités sont uniformément distribuées par rapport à toutes les directions (Montheillet & al. 1980) :

$$D = D_{\vec{n}} \quad \forall \vec{n} \quad (\text{II.3})$$

c) Concept de la contrainte effective :

La notion de contrainte effective introduite par Kachanov (**Kachanov 1958**), découle directement de la densité surfacique des discontinuités. Dans le cas d'un matériau endommagé, les sections élémentaires ne résistent pas dans leur totalité aux efforts. Pour simplifier cette approche, plaçons-nous dans le cas de la traction. A un instant donné, si F et S sont respectivement l'effort de traction et la section de l'éprouvette de l'élément de volume représentatif (EVR), alors la contrainte classiquement utilisée est :

$$\dagger = \frac{F}{S} \quad (\text{II.4})$$

Un tel concept ne tient pas compte de la présence de micro-défauts au sein du matériau. Pour prendre en compte leur influence, il est nécessaire de considérer la surface effectivement résistante, soit \tilde{S} . En supposant l'endommagement uniforme sur la section S .

$$\tilde{S} = S(1 - D) \quad (\text{II.5})$$

Par définition le tenseur des contraintes $\tilde{\dagger}$ est celui qu'il faudrait appliquer à l'E.V.R, vierge afin d'obtenir la même déformation que celui dans l'E.V.R. endommagé soumis à la contrainte actuelle \dagger , pour tenter de rendre compte des effets de concentration de contraintes au voisinage d'un microdéfaut (**Montheillet & al. 1980**) :

$$\tilde{\dagger} = \frac{F}{\tilde{S}} \quad (\text{II.6})$$

soit encore :

$$\tilde{\dagger} = \frac{\dagger}{1 - D} \quad (\text{II.7})$$

On a évidemment :

- $\tilde{\dagger} \geq \dagger$
- $\tilde{\dagger} = \dagger$: Pour un matériau vierge ($D=0$)
- $\tilde{\dagger} \rightarrow \infty$: au moment de la rupture ($D=1$)

Dans le cas d'un endommagement isotrope défini par la variable scalaire D , une extension a été faite aux sollicitations tridimensionnelles. Le tenseur de contraintes effectives s'écrit (**Le Maître & Chaboche 1985**) :

$$\tilde{\dagger} = \frac{\dagger}{1 - D} \quad (\text{II.8})$$

En d'autres termes toutes les composantes du tenseur de contraintes sont divisées par le scalaire $(1-D)$.

d) Principe d'équivalence en déformation

La loi de comportement du matériau endommagé est la même que celle du matériau non endommagé, la contrainte usuelle étant remplacée par la contrainte effective. Ceci suppose que l'endommagement n'intervient que par l'intermédiaire des contraintes effectives. Cette approche n'est pas strictement rigoureuse. Il s'agit d'une hypothèse de travail, dont la simplicité fournit un formalisme efficace pour la construction des lois de comportement des matériaux endommagés.

Le tableau II.1 résume cette hypothèse (Montheillet & al. 1980).

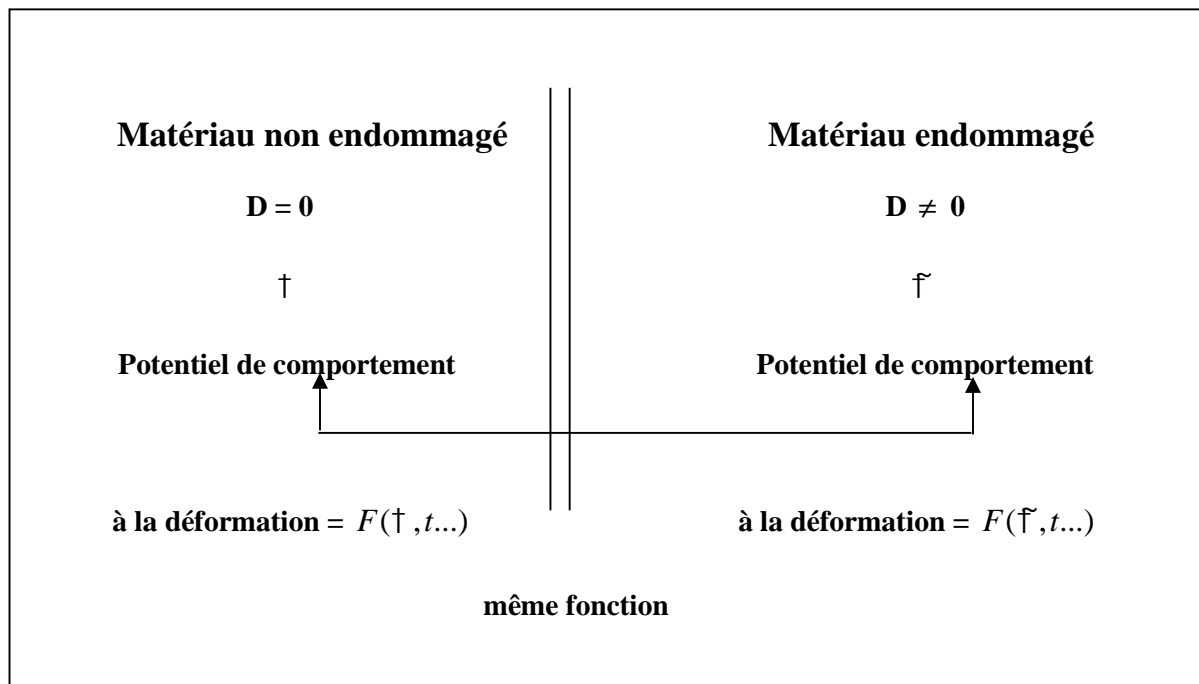


Figure II.1: Principe d'équivalence en déformations (Montheillet & al. 1980).

Ainsi, en élasticité linéaire unidimensionnelle:

$$v_e = \frac{\dagger}{E} \qquad v_e = \frac{\dagger̃}{E} = \frac{\dagger}{E(1-D)} \qquad (\text{II.9})$$

- E est le module d'Young du matériau non endommagé.
- $\tilde{E} = E(1 - D)$ est le module effectif du matériau endommagé.

II.1.2 Présentation de quelques modèles numériques pour le béton

a - Modèles élastoplastiques

Le traitement du comportement dissymétrique du béton est pris en compte de façon suivante : en traction, le modèle de fissuration élastique est souvent adopté avec le critère de fissuration de Rankine, Ottosen (**Ottosen 1979**). En compression, l'approche élastoplastique est adoptée. Plusieurs critères différents sont utilisés (**Mohr, Colomb, Druker-prager, Nadai 1950**).

Le modèle de Merabet (**Merabet 1990**) est construit dans le cadre de la théorie de la plasticité en contraintes planes. La surface de rupture est décrite par deux critères: Nadai en compression et bi-compression (**Nadai 1950**), Rankine pour la fissuration en traction. La loi d'écoulement est associée et la règle d'écrouissage (positif ou négatif) est isotrope. Le comportement du béton fissuré est abordé par le concept de la fissuration répartie en considérant le matériau fissuré comme un milieu continu. Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, la plasticité biaxiale est abandonnée et une loi orthotrope est activée.

La description de la fissuration consiste alors en trois relations indépendantes entre contraintes et déformations définies dans un système d'axes parallèles et perpendiculaires à la direction de la fissuration. Le caractère unilatéral du béton fissuré au cours d'une sollicitation cyclique est traité par une technique visant à gérer correctement l'ouverture et la refermeture des fissures par une restauration adoptée des raideurs.

b- Modèle micro-Plan

S'appuyant sur une description micromécanique des phénomènes, le modèle micro plan consiste à établir une relation contrainte déformation dans un plan quelconque de l'espace (figure II.2). Dans ce contexte plusieurs micro-plans sont retenus pour générer le comportement macroscopique. Deux possibilités sont traitées dans ce cadre.

L'hypothèse cinématique dans laquelle les déformations sur les micro-plans représentent la projection du tenseur des déformations sur les plans correspondant et l'hypothèse statique qui utilise le même principe sur les contraintes (**Taylor 1938**). Selon Bazant (**Bazant & al 1988-1996**), l'hypothèse cinématique est nécessaire pour assurer la stabilité dans la partie adoucissante du béton.

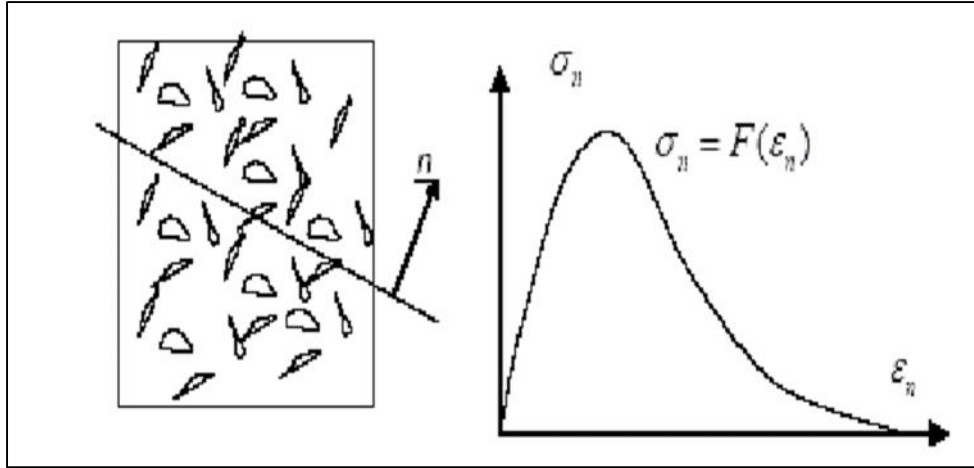


Figure II.2 : Un micro plan et relation contraintes-déformations (Nguyen 2006).

II.2 Modèles d'endommagement isotrope appliqués aux matériaux fragiles et aux bétons

II.2.1 Formulation de Lolland (Lolland 1980)

Lolland s'est intéressé au comportement en traction uniaxiale du béton. L'endommagement est lié à la notion de seuil en déformation et s'insère donc dans l'approche proposée par Marigo. Il propose deux phases de dégradation du matériau :

- L'endommagement diffus dans toute l'éprouvette jusqu'au pic de la courbe charge-allongement :

$$\varepsilon < \varepsilon_c \begin{cases} \sigma = \varepsilon E_0 (1-D) \\ D = D_0 + (1-D_0) C_1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^{v_1} \end{cases} \quad (\text{II.10})$$

- L'endommagement localisé au voisinage du futur plan de rupture après ce pic :

$$\varepsilon \geq \varepsilon_c \begin{cases} \sigma = \text{cte} = \varepsilon_c E_0 \bar{\sigma} = \sigma \cdot (1-D) \\ D = D_0 + (1-D_0) \left(C_2 + C_3 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) - 1 \right) \end{cases} \quad (\text{II.11})$$

D_0 représente l'endommagement initial : C_1, C_2, C_3 et v_1 constantes déterminées à partir des données expérimentales. E_0 est le module initial et ε_u la déformation ultime. ε_c est la déformation relative au pic.

On peut résumer les principes essentiels de cette approche sur les trois diagrammes suivants (figure II.3) :

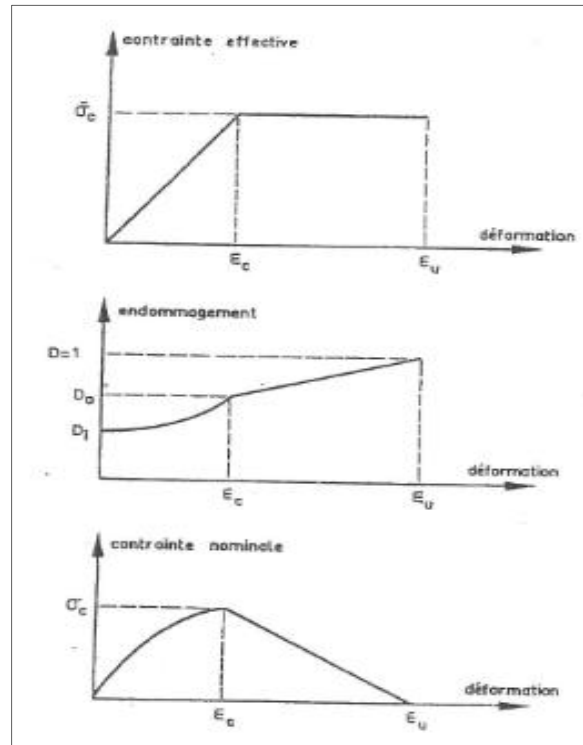


Figure II.3 : Principe de l'approche de Lolland (Lolland 1980).

II.2.2 Modèle de Mazars (Mazars 1984)

Mazars en 1984 propose un premier modèle à endommagement scalaire isotrope qui ne prend pas en compte les déformations anélastiques. Le modèle repose sur l'analyse d'un essai de traction uniaxiale. Si l'on note $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ les déformations principales, et $\langle \epsilon_1 \rangle_+, \langle \epsilon_2 \rangle_+, \langle \epsilon_3 \rangle_+$ les extensions (des déformations principales positives), le critère de Mazars s'exprime par :

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \epsilon_i \rangle_+^2} \quad (\text{II.12})$$

$$\text{avec : } \langle \epsilon_i \rangle_+ = \epsilon_i \quad \text{si } \epsilon_i \geq 0$$

$$\langle \epsilon_i \rangle_+ = 0 \quad \text{si } \epsilon_i \leq 0$$

La variable d'endommagement résulte de la combinaison d'un endommagement de compression D_c et d'un endommagement de traction D_t :

$$D = \alpha_t^\beta + (1 - \alpha_t)^\beta D_t \quad (\text{II.13})$$

Avec :

$\alpha_t = 1, \alpha_c = 0$ Pour une traction simple pure

$\alpha_t = 0, \alpha_c = 1$ Pour une compression pure

β est un coefficient traduisant le couplage entre les deux endommagements

Si $\beta \neq 1$ alors $(\alpha_t^\beta + \alpha_c^\beta \neq 1)$

La formulation tridimensionnelle prend la forme :

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D_0} (1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[\beta_c (\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_0})]} \quad (\text{II.14})$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D_0} (1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[\beta_t (\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_0})]} \quad (\text{II.15})$$

$A_t, A_c, \beta_t, \beta_c$ sont des coefficients identifiés à partir des essais en compression et en traction sur des éprouvettes cylindriques .

ε_{D_0} : seuil d'endommagement initial qui est identifié à l'aide de la contrainte en traction et du module d'élasticité $\left(\varepsilon_{D_0} = \frac{F_t}{E} \right)$. $\tilde{\varepsilon}$ est la déformation équivalente maximale atteinte au cours de l'histoire du chargement.

L'évolution de ces deux variables d'endommagement est représentée sur la figure II.4.

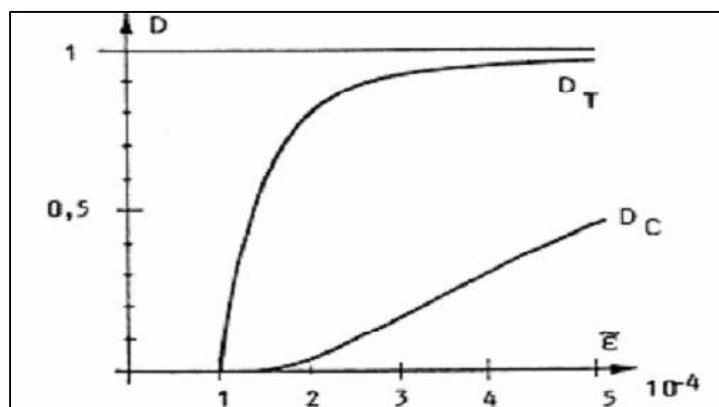


Figure II.4 : Evolution des variables d'endommagement en compression et en traction (**Mazars1984**).

La figure II.5 représente les réponses du modèle de Mazars dans les tests de traction et dans les tests de compression.

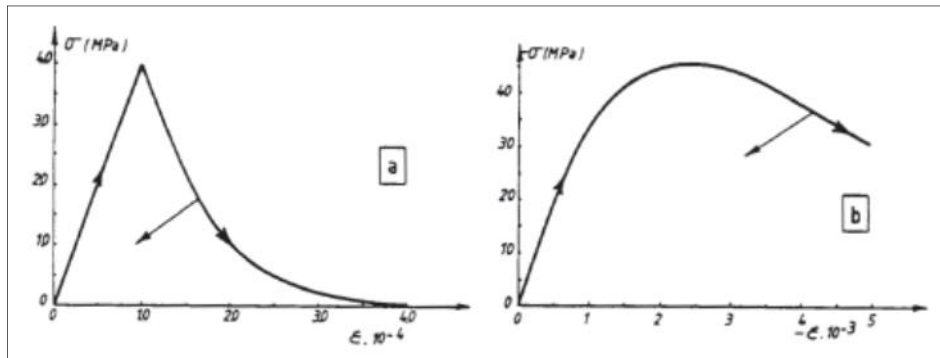


Figure II.5: Réponse du modèle d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple (b) (Mazars 1984).

II.3 Modélisation numérique du comportement de l'acier

II.3.1 Modèles Elastoplastiques

Les modèles de plasticité trouvent une justification physique dans la mécanique des métaux. A l'origine, les modèles de comportement élasto-plastiques ont été développés pour modéliser le comportement des métaux (Hill 1950, Simo & al. 1998).

II.3.1.1 Formulation générale des modèles de plasticité

Le potentiel thermodynamique associé aux modèles de plasticité correspond à l'énergie libre spécifique écrite en fonction des variables suivantes : la déformation totale ϵ , la déformation anélastique communément appelée déformation plastique ϵ_p et la, ou les, variable(s) d'écrouissage r :

$$\dots \mathbb{E} = \dots \mathbb{E}(v - v_p, r) = \dots \underbrace{\mathbb{E}_e(v - v_p)}_{\text{énergie élastique}} + \dots \underbrace{\mathbb{E}_{an}(r)}_{\text{énergie bloquée}} \quad (\text{II.16})$$

La loi d'élasticité s'obtient classiquement comme :

$$\dagger = \dots \frac{u \mathbb{E}}{u v^e} \quad (\text{II.17})$$

R est la force d'écrouissage associée à r définie par :

$$R = \dots \frac{u \mathbb{E}_{an}}{u r} \quad (\text{II.18})$$

Le principe général consiste en une partition incrémentale des déformations de la manière suivante :

$$dv = dv_e + dv_p \quad (\text{II.19})$$

Où ϵ_e est le tenseur des déformations élastiques et ϵ_p est le tenseur des déformations plastiques, déformations calculées incrémentalement par application d'une loi d'écoulement plastique. L'existence d'un potentiel d'énergie libre est postulé et permet la détermination des équations d'état. Le domaine de réversibilité du comportement est limité par une surface de charge F , plafond des déformations élastiques. L'évolution des déformations plastiques est guidée par cette surface. Les conditions d'évolution sont données par les inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F < 0 & \text{comportement élastique} \\ F = 0 \text{ et } \dot{F} = 0 & \text{écoulement plastique} \\ F = 0 \text{ et } \dot{F} < 0 & \text{décharge élastique} \end{array} \right. \quad (\text{II.20})$$

Les modèles de plasticité les plus simples sont de la forme $F = g(\sigma) - k$, où g est une fonction simple des contraintes principales ou des invariants de σ , et k est un paramètre qui peut être fixe (on dit alors que la surface est sans écrouissage), ou dépendre d'autres paramètres et représenter l'écrouissage.

Pour les métaux où l'on assiste le plus souvent à une rupture ductile en traction et en compression, on décrit un domaine élastique symétrique par rapport à l'origine (tout du moins pour un état de sollicitation nul), comme avec le critère de von Mises. Pour le béton, la rupture a lieu en traction pour une déformation beaucoup plus faible qu'en compression (comportement dissymétrique).

Plusieurs lois ont été ainsi établies, les différents modèles de plasticité de la littérature se différencient les uns des autres, suivant le choix des critères de plasticité, des lois d'écrouissage (isotrope, cinématique ou mixte) et des lois d'écoulement (associées ou non associée).

II.3.1.2 Les critères de plasticité

Pour les métaux les mécanismes microscopiques à l'origine de la plasticité (glissement des dislocations au niveau des joints de grains) sont activés en cisaillement. Ainsi un des critères de limite élastique fréquemment utilisé pour les métaux est le critère de von Mises, uniquement fonction du second invariant du déviateur des contraintes (J_2).

La liste des critères existants est encore longue, on pourrait en citer beaucoup d'autres, des plus simples comme le critère de Tresca (un seul paramètre) aux plus compliqués (Hsieh & al. 1982, Gurson 1977, Needleman 1984). Tous sont écrits en contraintes et font intervenir les invariants.

II.3.1.3 Les lois d'écrouissage

Les possibilités suivantes sont envisageables lorsque l'on atteint la limite du domaine d'élasticité :

- soit le matériau continue de se déformer en étant parfaitement plastique et casse lorsque l'on atteint la déformation ultime,
- soit le matériau continue de se déformer mais la contrainte continue également à évoluer soit positivement (écrouissage positif) soit négativement (écrouissage négatif, qui permet de reproduire l'adoucissement).

La première possibilité a été largement exploitée associée au plus simple des critères, celui de von Mises.

Deux types d'écrouissage sont alors possibles :

- **Ecrouissage isotrope**

L'écrouissage isotrope est associé à une augmentation isotrope de la résistance à l'écoulement. Il peut être caractérisé par son rayon $R(\varepsilon_p)$. La figure II.6 indique schématiquement l'évolution du critère dans le plan des contraintes. La déformation plastique cumulée peut être employée comme variable de l'écrouissage isotrope.

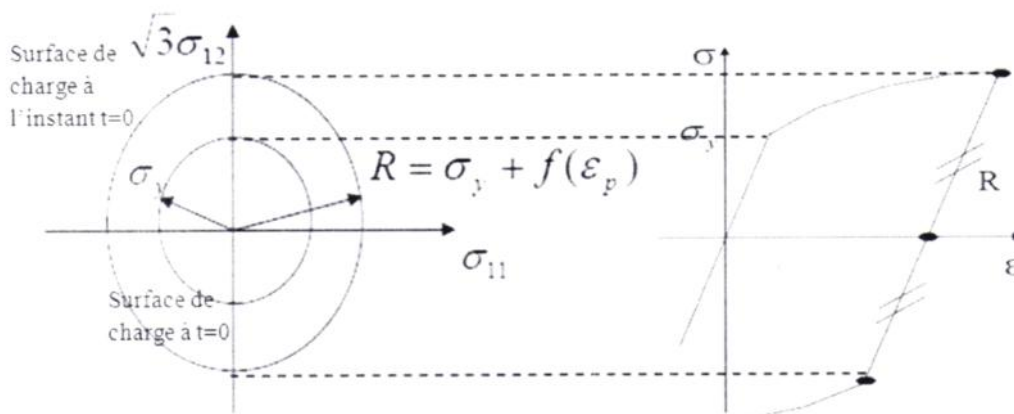


Figure II.6 : Représentation de l'écrouissage isotrope dans le plan des contraintes en traction /compression uni-axiales (**Andrieu 2007**).

L'écrouissage isotrope est bien adapté aux chargements monotones, où les surfaces de charges courantes se déduisent de la surface de charge initiale par une homothétie dans l'espace des contraintes.

- **Ecrouissage cinématique**

L'écrouissage cinématique (X) induit par la déformation plastique est associé à un déplacement du centre du domaine d'élasticité, correspond à la translation de la surface de charge. Il est par nature anisotrope et associé à un tenseur d'ordre deux. Dans le cas représenté sur la figure II.7, la taille du domaine d'élasticité reste constante au cours de la déformation.

- L'écroûissage cinématique peut présenter un caractère linéaire ou non linéaire.
- La plus part des matériaux présente cette composante de l'écroûissage.

L'écroûissage cinématique où les surfaces de charges courantes se déduisent de la surface de charge initiale par une translation dans l'espace des contraintes. Cet écroûissage est finalement peu utilisé pour les bétons, si ce n'est parfois pour la modélisation des chargements cycliques (**Ragueneau 2003**).

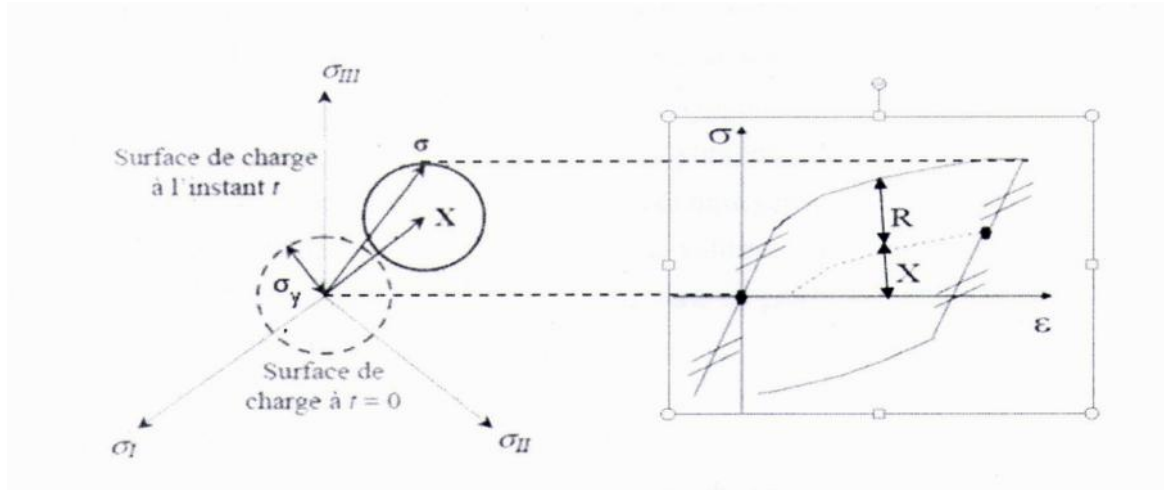


Figure II.7 : Ecroûissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression (**Andrieu 2007**).

L'exemple typique d'un modèle élastoplastique écroûissable est celui de Chen (**Chen 1975**), largement employé pour le calcul des structures planes en éléments finis et implanté dans les codes de calcul industriels tels que ABAQUS (**Abaqus 6.12**), ADINA (**Adina 1982**) et CASTEM (**Castem 1988**) (figure II.8).

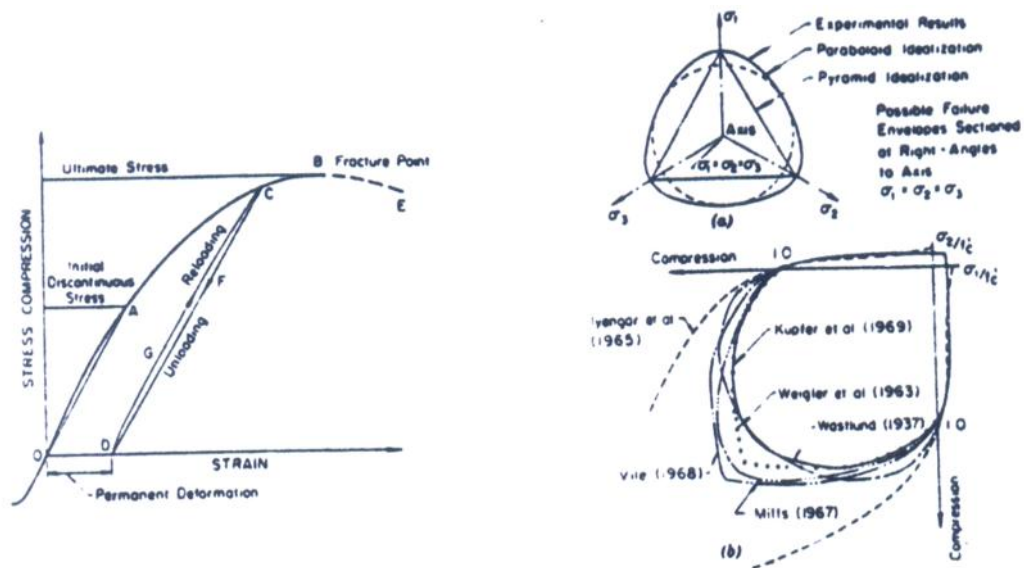


Figure II.8: Modèle élastoplastique écrouissable (Chen 1975).

II.4 Présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS (Abaqus 6.12)

ABAQUS est une suite puissante des programmes 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.

ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

- La génération du fichier de données,
- le lancement du calcul proprement dit,
- l'exploitation des résultats.

ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : les poutres, les plaques, les coques et les éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- ABAQUS /Standard : résolution 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.

II.4.1 Présentation du modèle "Concrete Damaged Plasticity" (CDP)

Le modèle "Concrete Damaged Plasticity" est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture sont la fissuration et l'écrasement du béton en compression.

Ce modèle :

- Offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, les plaques, et les solides).
- utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagés en combinaison avec la plasticité (avec traction ou compression isotrope) pour représenter le comportement inélastique du béton.

II.4.1.1 Comportement à la traction

En traction uniaxial la courbe contrainte-déformation suit une linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_t soit atteinte. Au-delà de la contrainte de rupture, il ya une chute de contrainte qui correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Ces microfissures se localisent progressivement jusqu'à engendrer la rupture du matériau (figure II.9).

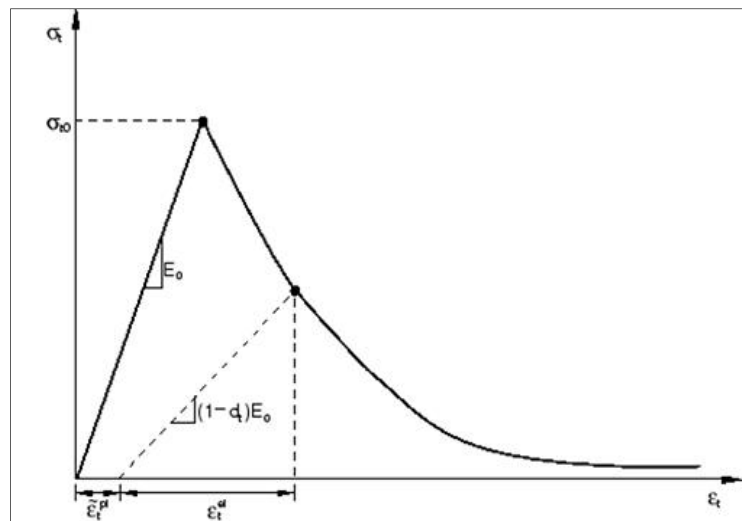


Figure II.9 : Réponse du modèle à la traction.

II.4.1.2 Comportement à la compression

Dans le cas de la compression uniaxiale, 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'un adoucissement au-delà de la contrainte de rupture σ_{cu} (figure II.10).

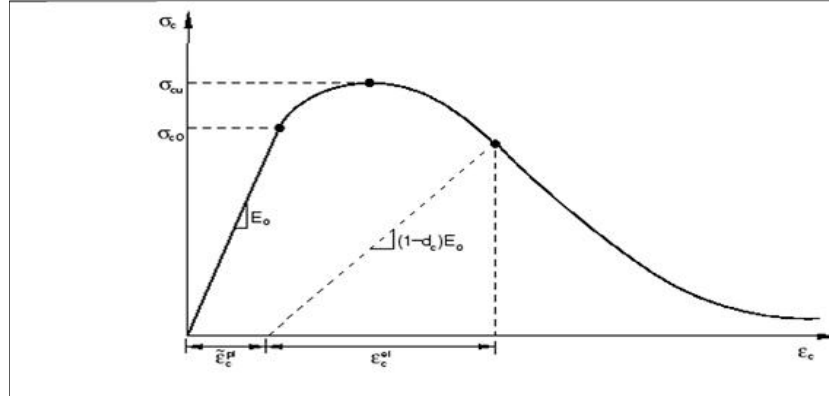


Figure II.10 : Réponse du modèle à la compression.

Comme le montre les figures II.8 et II.9, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point d'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est dégradée. La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables d'endommagement, d_c et d_t :

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad (\text{II.21})$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad (\text{II.22})$$

La relation contrainte-déformation sous traction et compression uniaxiale est déterminée grâce aux deux variables d_c et d_t :

$$\sigma_t = (1 - d_t) E (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{II.23})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{II.24})$$

Les contraintes effectives de traction et de compression sont :

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{II.25})$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{II.26})$$

II.4.1.3 Comportement cyclique uniaxiale

Sous chargement cyclique uniaxiale, les mécanismes de dégradation sont très complexes, impliquant l'ouverture et la clôture des microfissures déjà formées, ainsi que leur interaction.

Expérimentalement, on observe qu'il y a une certaine reprise de la rigidité élastique et que la charge change de signe lors d'un essai uniaxial cyclique. La récupération de rigidité observée dans l'expérimental est donnée comme :

$$E = (1-d)E_0 \quad (\text{II.27})$$

La dégradation de la rigidité est en fonction de l'état de contraintes et des deux variables d'endommagements uniaxiales d_t et d_c :

$$(1-d) = (1-s_t d_t)(1-s_c d_c) \quad (\text{II.28})$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})); 0 \leq w_c \leq 1 \quad (\text{II.29})$$

$$s_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); 0 \leq w_t \leq 1 \quad (\text{II.30})$$

$$\text{Où :} \quad r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{si } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (\text{II.31})$$

Où S_t et S_c sont des fonctions de l'état de contraintes, qui sont introduites dans les effets de récupération de rigidité du modèle associé à un inversement des contraintes. Les facteurs poids sont supposés être des propriétés matérielles, ils contrôlent la récupération de la rigidité lors de l'inversion de charge "traction-compression". w_c et w_t sont des paramètres matériels qui contrôlent la restitution de la rigidité après un cycle traction-compression comme illustré sur la figure II.11.

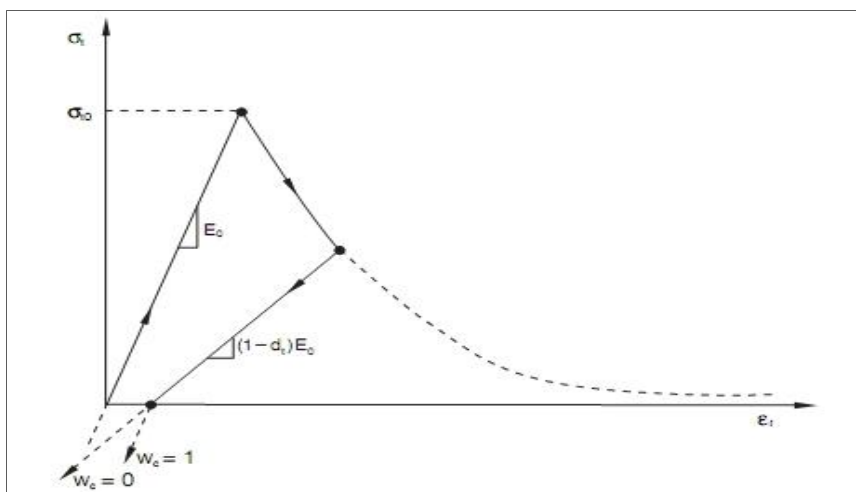


Figure II.11 : Récupération de rigidité en compression.

On suppose qu'il n'y a pas de dommage antérieur à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a : $\bar{\varepsilon}_c^{pl} = 0$ et $d_c = 0$

On remplace dans l'équation (II.18), S_t et S_c par leurs valeurs, on obtient l'équation suivante :

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) = (1 - (1 - w_c (1 - r^*)) d_t) \quad (\text{II.32})$$

En traction ($\sigma_{11} > 0$); $r^* = 1$ par conséquent :

$$d = d_t \Rightarrow d = (1 - w_c) d_t \quad (\text{II.33})$$

En compression ($\sigma_{11} < 0$); $r^* = 0$

Si $w_c = 1 \Rightarrow d = 0$: matériau récupère entièrement sa rigidité à la compression $E = E_0$

Si $w_c = 0 \Rightarrow d = d_t$: il n'y a pas de récupération de rigidité.

Si $0 < w_c < 1$: la récupération est partielle.

II.4.1.4 Définition des dommages et la récupération de la rigidité

Dans le logiciel de calcul ABAQUS, les variables d'endommagement sont traitées comme des non-diminutions de la quantité point matériel. À n'importe quelle augmentation au cours de l'analyse, la nouvelle valeur de chaque variable d'endommagement est obtenue comme le maximum entre la valeur à la fin de l'incrément précédent et la valeur correspondant à l'état actuel.

La récupération de rigidité est un aspect important de la réponse mécanique du béton sous chargement cyclique. ABAQUS permet de spécifier à l'utilisateur direct le taux de récupération de rigidité W_t et W_c .

L'observation expérimentale dans la plupart des matériaux quasi-fragiles, y compris le béton, est que la rigidité à la compression est récupérée lors de la fermeture des fissures par les changements de charge de tension à la compression.

D'autre part, la rigidité de traction n'est pas récupérée comme les changements de charge de compression à la tension, une fois écrasé les microfissures se développent.

Ce comportement, qui correspond à $W_t = 0$ et $W_c = 1$ qui correspond à la valeur par défaut utilisée par ABAQUS (figure II.12).

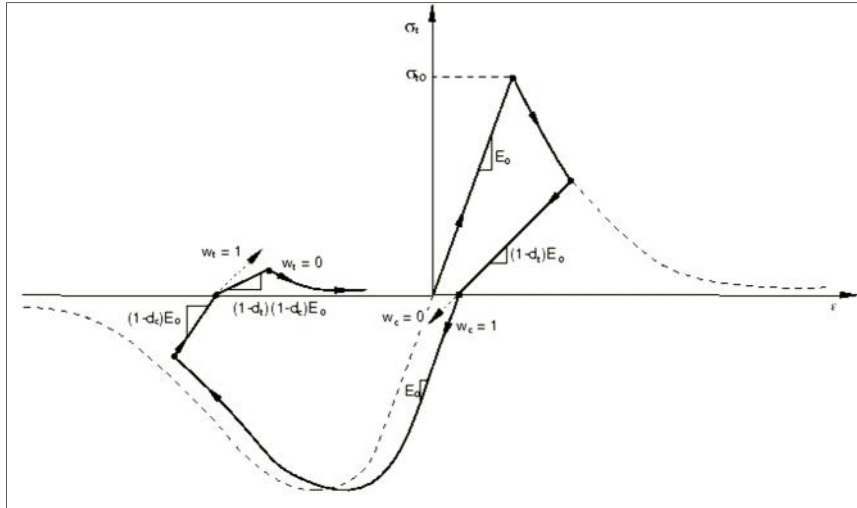


Figure II.12 : Cycle de charge uniaxiale (traction-compression-traction) en supposant que les valeurs par défaut pour les facteurs de récupération de rigidité.

Le modèle "Concrete Damaged Plasticity" utilise une fonction seuil proposée par Lubliner (**Lubliner & al. 1989**), et intègre les modifications proposées par Lee (**Lee & Four 1998**) pour tenir compte de l'évolution de force en terme de contrainte et de la compression.

En termes de la fonction de seuil, la contrainte efficace prend la forme :

$$F(\bar{\tau}, \bar{\nu}^{pl}) = \left(\frac{1}{1-r} (\bar{q} - 3r\bar{p} + s(\bar{\nu}^{pl}) \langle \bar{\tau}_{\max} \rangle - \chi \langle -\bar{\tau}_{\max} \rangle) - \bar{\tau}_c(\bar{\nu}^{pl}) \right) \leq 0 \quad (\text{II.34})$$

Où s et χ sont des constantes avec :

$\bar{p} = \frac{1}{3} \bar{\sigma} : \bar{I}$: la pression hydrostatique,

$\bar{q} = \sqrt{\frac{2}{3} \bar{S} : \bar{S}}$: la contrainte effective équivalente,

$\bar{S} = \bar{\sigma} - \bar{p}\bar{I}$: la contrainte déviatorique du tenseur des contraintes.

\bar{S} est la partie déviatorique du tenseur des contraintes $\bar{\sigma}$ en vigueur, et $\bar{\tau}_{\max}$ est la valeur maximale algébrique.

La fonction $s(\bar{\nu}^{pl})$ est obtenue comme suit :

$$s(\bar{\nu}^{pl}) = \frac{\bar{\tau}_c(\bar{\nu}_c^{pl})}{\bar{\tau}_t(\bar{\nu}_t^{pl})} (1-r) - (1+r) \quad (\text{II.35})$$

D'où : $\bar{\tau}_c$ et $\bar{\tau}_t$ sont des contraintes effectives de traction et de compression respectivement.

En compression biaxial, avec $\bar{\tau}_{\max} = 0$, l'équation (II.34) se réduit à la fonction seuil de **Drucker-Prager**. Le coefficient r peut être déterminé à partir de la contrainte de compression uniaxial et (b_0 et c_0).

$$r = \frac{b_0 - c_0}{2(b_0 + c_0)} \quad (\text{II.36})$$

Expérimentalement, les valeurs du rapport b_0/c_0 pour le béton sont de l'ordre de 1.10 à 1.16. Ce qui donne les valeurs de r entre 0.08 et 0.12 (**Lubliner & al. 1989**). Le coefficient γ rentre la fonction seuil que pour l'état de la contrainte de compression triaxial lorsque $\bar{\tau}_{\max} < 0$, ce coefficient peut être déterminé en comparant les fonctions seuils (en traction et en compression).

Par définition, la traction méridienne (TM) est le lieu de l'état de contrainte satisfaisant la condition $\bar{\tau}_{\max} = \bar{\tau}_1 > \bar{\tau}_2 = \bar{\tau}_3$, et la compression méridienne (CM) est le lieu de l'état de contrainte de tel sorte $\bar{\tau}_{\max} = \bar{\tau}_1 = \bar{\tau}_2 > \bar{\tau}_3$, ou $\bar{\tau}_1$, $\bar{\tau}_2$ et $\bar{\tau}_3$ sont des valeurs propres du tenseur de contraintes effectives. On peut facilement montrer que, le long de la traction et de la compression respectivement que :

$$\left(\bar{\tau}_{\max}\right)_{TM} = \frac{2}{3}q - p \quad (\text{II.37})$$

$$\left(\bar{\tau}_{\max}\right)_{CM} = \frac{1}{3}q - p \quad (\text{II.38})$$

avec $\bar{\tau}_{\max} < 0$, les fonctions seuils correspondantes sont :

$$\frac{2}{3}\gamma + 1 \quad q - \gamma + 3 \quad p = 1 - c \quad ; \quad \text{TM} \quad (\text{II.39})$$

$$\frac{1}{3}\gamma + 1 \quad q - \gamma + 3 \quad p = 1 - c \quad ; \quad \text{CM} \quad (\text{II.40})$$

$K_c = \frac{q_{(TM)}}{q_{(CM)}}$, Pour toute valeur donnée de la pression hydrostatique p avec $\bar{\tau}_{\max} < 0$;
 puis $K_c = \frac{\gamma+3}{2\gamma+3}$

Le fait que K_c est constant, cela ne peut pas être contredit par l'épreuve expérimentales (**Lubliner & al 1989**), et le coefficient γ est donc : $\gamma = \frac{3(1-k_c)}{2k_c-1}$

La valeur de $K_c = 2/3$ qui est typique pour le béton : $\gamma = 3$

- Avec $\bar{\tau}_{\max} > 0$ la fonction seuil le long de la traction et compression méridiens réduit à :

$$\left\{ \left(\frac{2}{3} + 1 \right) \bar{q} - (+3) \bar{p} = (1 -) \bar{c} \quad ; \text{(TM)} \right. \quad (\text{II.41})$$

$$\left\{ \left(\frac{1}{3} + 1 \right) \bar{q} - (+3) \bar{p} = (1 -) \bar{c} \quad ; \text{(CM)} \right. \quad (\text{II.42})$$

$K_c = \frac{\bar{q}_{(TM)}}{\bar{q}_{(CM)}}$, Pour toute valeur donnée de la pression hydrostatique \bar{p} avec $\bar{\tau}_{\max} > 0$; puis

$$K_t = \frac{+3}{2 + 3}$$

Les surfaces de seuils sont présentées sur la figure II.13 pour le plan déviatorique et sur la figure II.14 pour la condition contrainte-plane.

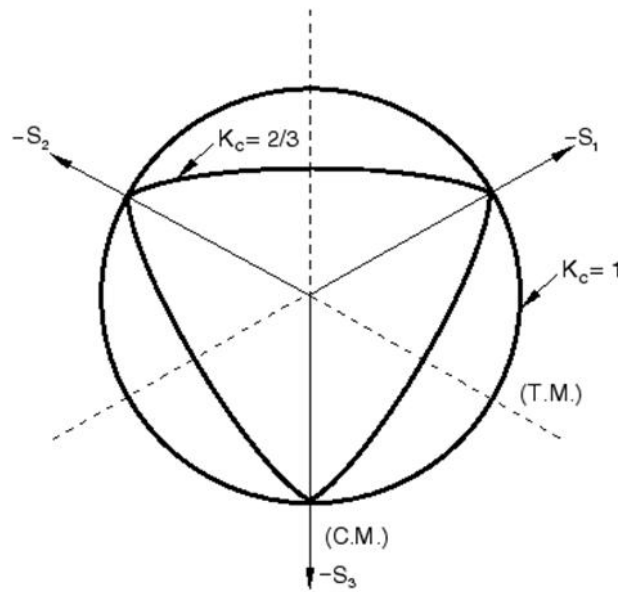


Figure II.13 : Fonction seuil sur le plan déviatorique correspondant à différents valeurs de K_c .

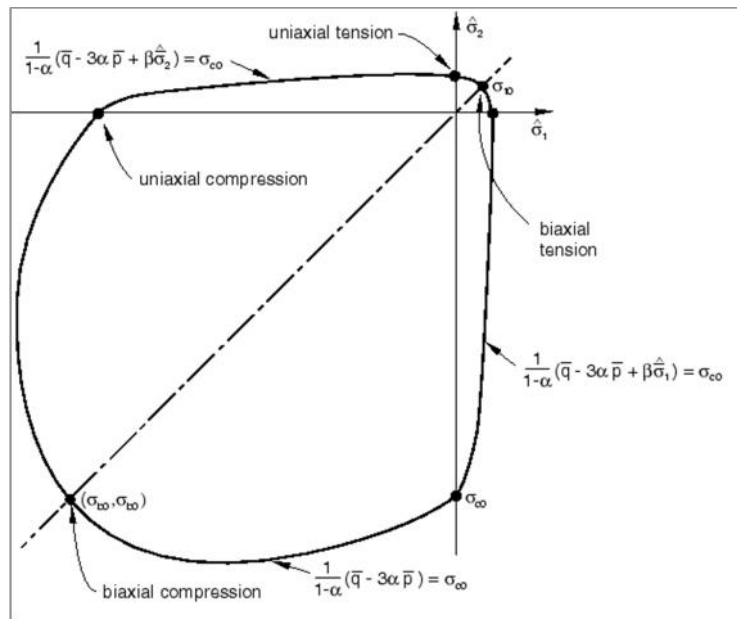


Figure II.14 : Fonction seuil en traction plane.

Conclusion

A nos jours, la modélisation du comportement du béton pose encore des problèmes surtout en présence de la fissuration. Quelques modèles basés sur la mécanique de l'endommagement, ont été proposés. Cette partie, de l'étude bibliographique est consacrée à l'analyse des différents modèles numériques existants pour le béton et pour les aciers.

En ce qui concerne notre étude, nous avons choisis le modèle "Concrete Damaged Plasticity" (CDP) pour le béton, par le code de calcul ABAQUS, ainsi que le modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope pour les aciers.

Le modèle choisi doit être d'une part assez complet pour rendre compte des phénomènes physiques observables, et d'autre part assez simple pour identifier les variables introduites, et quantifier les grandeurs physiques correspondantes accessibles par l'expérience.

Chapitre III :

Simulation et discussion des résultats

Introduction

Cette partie consiste en l'étude du comportement de deux voiles moyennement élancés en béton armé sollicités en flexion composée par un moment et un effort normal. Les deux voiles sont ferrailés par la méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1) en premier lieu, par la suite les mêmes voiles sont ferrailés par la méthode classique (MC) (BAEL 1999).

Pour la simulation, nous avons choisis le modèle "concrète damage plasticity" (CDP) pour le béton, et le modèle élasto-plastique pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul Abaqus (Abaqus 6.12). Une étude comparative des deux méthodes de ferrailage est présentée.

III.1 Etude du voile 1

La géométrie et les dimensions du voile 1 sont représentées sur la figure III.1.

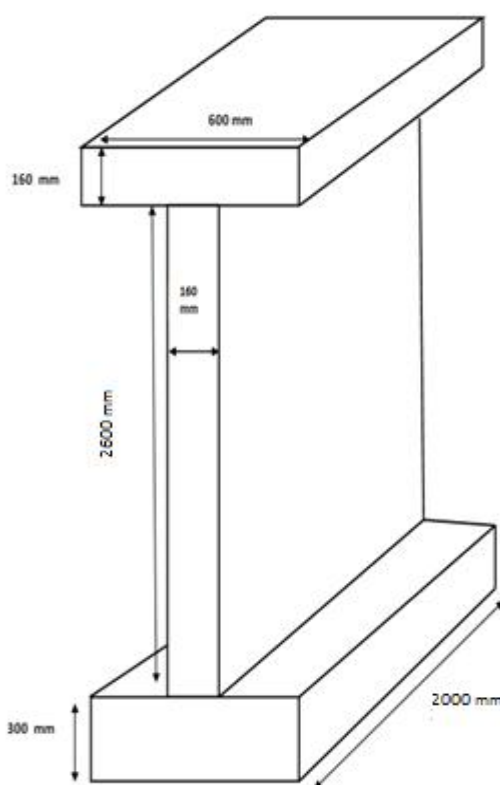


Figure III.1: Dimensions et géométrie du voile 1.

L'élancement est donnée par : $\frac{h}{l} = 1,3$

Avec :

h : la hauteur du voile 1

l : la largeur du voile 1

III.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les propriétés utilisées pour le béton sont :

- Module de Young $E = 32000\text{MPa}$
- Coefficient de Poisson $= 0.18$
- Résistance en compression $\dagger_{bc} = 25\text{MPa}$
- Résistance en traction $\dagger_{bt} = 2.1\text{MPa}$

Les propriétés utilisées pour les aciers sont :

- Module de Young $E = 210000\text{MPa}$
- Coefficient de Poisson $= 0.3\text{MPa}$

III.1.2 Ferrailage du voile 1 par la méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1)

Le voile 1 est sollicité par un moment fléchissant M , et un effort normal N , qui sont respectivement : $M=45 \text{ t.m}$, $N=17.48\text{t}$.

L'excentricité est donné par :

$$e = \frac{M}{N} \quad (\text{III.1})$$

$$e = \frac{45}{17.48} = 2.57 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve en dehors du segment limité par les armatures et l'effort normal est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

La section du voile est : $B = 0.16 * 2 = 0.32 \text{ m}^2$

$$V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m} \quad (\text{III.2})$$

Où V , la distance qui sépare le centre de gravité de la section transversale et la fibre la plus comprimée.

L'inertie du voile est donnée par :

$$I = \frac{e.b^3}{12} \quad (\text{III.3})$$

$$I = \frac{0.16 * 2^3}{12} = 0.106 \text{ m}^4$$

Les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} sous les efforts M et N sont représentées sur la figure III.2

Avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 4.8 [\text{MPa}] \quad (\text{III.4})$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = -3.69 [\text{MPa}] \quad (\text{III.5})$$

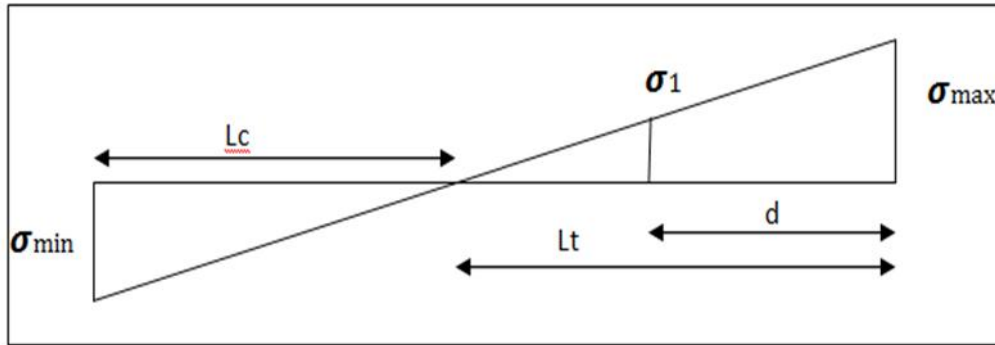


Figure III.2 : Diagramme des contraintes dans le voile 1 (MDB).

La longueur de la zone comprimée L_c se calcule à partir de l'équation (III.6) :

$$\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{L} = \frac{\sigma_{\min}}{L_c} \quad (\text{III.6})$$

Avec $L_c = 0,87 \text{ m}$

La section étant partiellement comprimée, la longueur de la bande est donnée par l'équation suivante (III.7) :

$$d = \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{III.7})$$

$$d = \min\left(\frac{260}{2}; \frac{2}{3} * 0.87\right)$$

$$d = \min(130\text{cm}; 85\text{cm})$$

Donc, la largeur de la bande est $d = 85\text{cm}$

Les efforts normaux sont donnés par l'équation (III.8):

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad (\text{III.8})$$

A partir du diagramme des contraintes (figure III.2), on détermine la valeur de la contrainte

\dagger_1 :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{\max}} = \frac{L_t - d}{L_t} \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \sigma_{\max} \quad (\text{III.9})$$

$$\sigma_1 = 2.33 \text{ MPa}$$

$$N_i = \frac{3.69 + 2.33}{2} \cdot 580 \cdot 160 = 27.93 \text{ t} = N1$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = 10.81 \text{ t} = N2$$

III.1.2.1 Armatures verticales A_v

Les armatures verticales A_{V1} qui correspondent à la première largeur de la bande sont :

$$A_{V1} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad (\text{III.10})$$

$$\text{avec } \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{V1} = \frac{27.93 \cdot 10^4}{348} = 8,0258 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} = 8.02 \text{ cm}^2$$

Les armatures verticales A_{V2} qui correspondent à la deuxième largeur de la bande sont :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} \quad (\text{III.11})$$

$$A_{V2} = \frac{10.81 \cdot 10^4}{348} = 3,1063 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = 3.10 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures verticales**

$$St = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

III.1.2.2 Armatures horizontales A_h

$$A_h = \frac{A_v}{4} \quad (\text{III.12})$$

$$A_h = \frac{8.02}{4} = 2.005 [\text{cm}^2]$$

III.1.2.3 Ferrailage minimale (RPA 2003)

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 , et disposées de manière à servir de cadre d'armatures aux armatures verticales.

Selon le RPA (**RPA 2003**) : $A_h \geq 0,15\% * B$, globalement dans la section du voile et,

$$A_h \geq 0,1\% * B , \text{ en zone courante.}$$

Donc : $A_h = 4.8 [\text{cm}^2]$ globalement dans la section du béton
 $A_h = 3.2 [\text{cm}^2]$ en zone courante } D'où $A_h = 4.8 [\text{cm}^2]$

Le RPA prévoit aussi des potelets armé à chaque extrémités des voiles par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4HA10 (**RPA 2003**).

Le ferrailage final pour le voile 1 (**DTU 23-1, RPA 2003**) par la méthode des bandes est le suivant :

- 16 barres verticales en $\Phi 10$ réparties en deux nappes, espacées de 20cm,
- 8 barres verticales en $\Phi 10$ qui constituent les potelets d'extrémités,
- 32 barres horizontales en $\Phi 6$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 32 cadres en $\Phi 6$ répartis sur le long des potelets espacées de 20cm.

Les schémas de ferrailage du voile 1 sont donnés sur les figure III.3 et III.4 (espacements en [cm]).

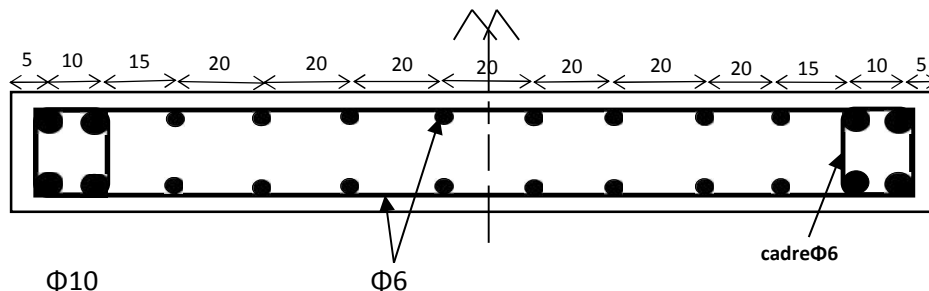


Figure III.3 : Ferrailage de voile 1 par la méthode des bandes (MDB).

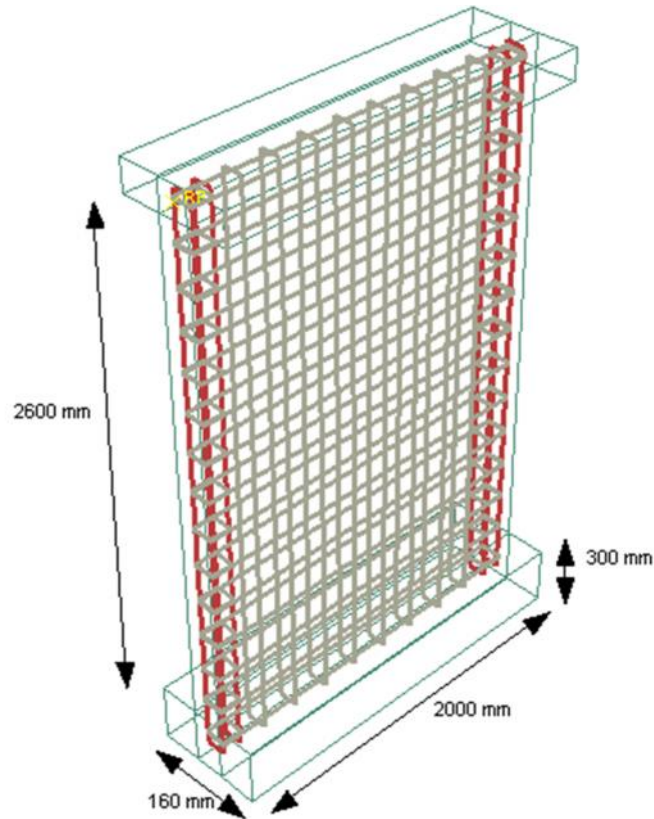


Figure III.4 : Ferrailage de voile 1 par la méthode des bandes (MDB).

III.1.3 Ferrailage du voile 1 par la méthode classique (MC) (BAEL 1999)

Le même voile est ferrillé avec la méthode classique (MC) (BAEL 1999), avec les mêmes efforts (M, N). La section est partiellement comprimée.

Le diagramme des contraintes est donné par la figure III.5.

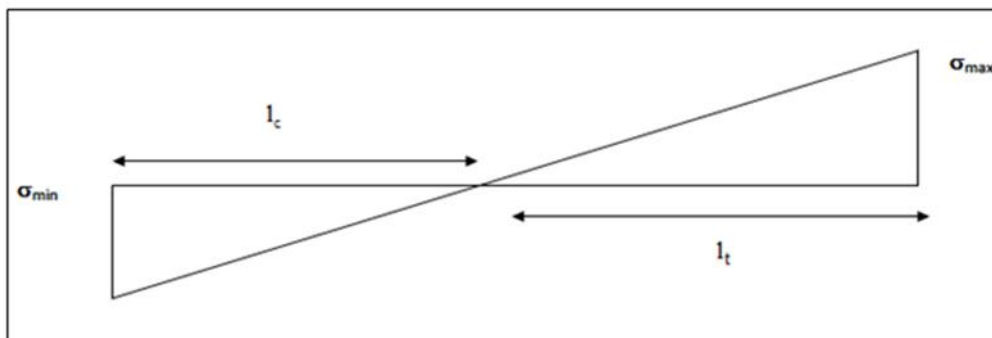


Figure III.5 : Diagramme des contraintes dans voile 1 (MC).

Avec : $L_C = 0.87 \text{ m}$ et $L_t = 1.13 \text{ m}$

Le moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M = M_1 - N(d - \frac{1}{2}) \quad (\text{III.13})$$

$$M = 450 - 174.8 \cdot 1.90 - 1$$

$$M = 292.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad (\text{III.14})$$

avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{III.15})$$

$$\theta = 0,85 \text{ (durée } < 1\text{h)}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{0,85 \cdot 1,15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{292.68}{160 \cdot 1900^2} \frac{10^6}{21.73} = 0.0233$$

$0.0233 < \mu_l = 0.186 \implies$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0233 \quad \gamma_s = 0.988$$

La section d'armatures fictives est donnée par l'équation III.16 :

$$A_1 = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{III.16})$$

$$\text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

La section d'armatures réelles est donnée par l'équation III.17 :

$$A = A_1 + \frac{N}{\sigma_{st}} \quad (\text{III.17})$$

$$A = \frac{292.68}{0.988} \frac{10^6}{1900 \cdot 400} + \frac{17.48}{100} \frac{10^4}{400} = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

III.1.3.1 Ferrailage minimale (RPA 2003)

Selon le RPA, la longueur d'extrémité du voile est égale à $\frac{L}{10} = \frac{2}{10} = 20 \text{ cm}$ (figure III.6).

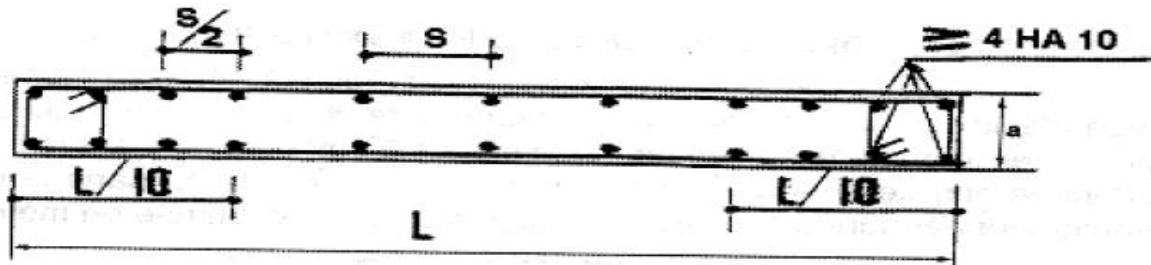


Figure III.6 : Disposition du ferrailage dans un voile plein classique.

L'espacement D est réduit de moitié sur la zone d'extrémité :

$$\frac{D}{2} = 10[\text{cm}] \quad D=20[\text{cm}] \quad \min \begin{matrix} 30[\text{cm}] \\ 1,5b \end{matrix}$$

Cette longueur est respectivement faible, donc on va concentrer des armatures tendues à l'extrémité.

La section de la zone tendue est : $bL_t = 0.16 \cdot 1.13 = 0.181 \text{ m}^2$

$$0.20\%bL_t = 3.62 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de la zone tendue**

$$A = 4 \text{ HA}20 + 2 \cdot 5 \text{ HA}8 = 17.58 \text{ cm}^2$$

$$17.58 > 0.20\%bL_t$$

La section totale de béton est :

$$bL = 0.16 \cdot 2 = 0.32 \text{ m}^2 = 3200 \text{ cm}^2$$

La section totale des armatures est :

$$2 \cdot 4 \text{ HA}20 + 2 \cdot 8 \text{ HA}8 = 33.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{33.16}{3200} = 1.036\% > 0.15\%$$

La longueur de la zone courante : $L=2\left(\frac{L}{10}\right)=160[cm]$

La section brute de cette zone courante : $16(160)=2560[cm^2]$

La section d'armatures de cette zone courante : $2(9)HA8=9.06[cm^2]$

$$\left(\frac{9.06}{2560}\right)=0.35\% > 0.10\%$$

Le ferrailage final pour le voile 1, étudié par la méthode classique est le suivant :

- 16 barres verticales en 8 réparties en deux nappes, espacées de 20cm,
- 8 barres verticales en 20 qui constituent les potelets d'extrémité,
- 32 barres horizontales en 8 réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 32 cadres en 8 réparties sur le long des potelets espacées de 20cm.

Les schémas de ferrailage du voile 1 sont donnés sur les figure III.7 et III.8 (espacements en [cm]).

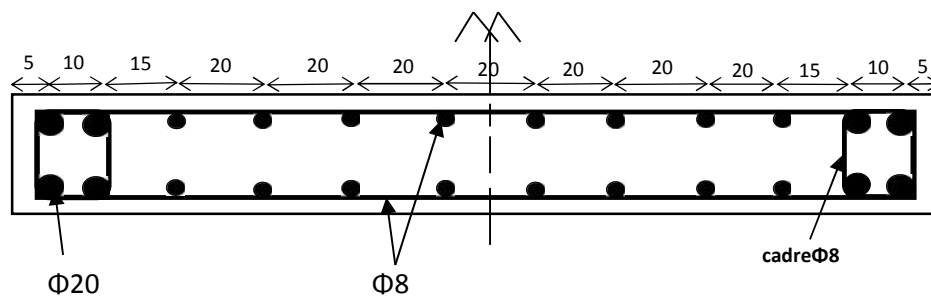


Figure III.7 : Ferrailage du voile 1 par la méthode classique de béton armé (MC).

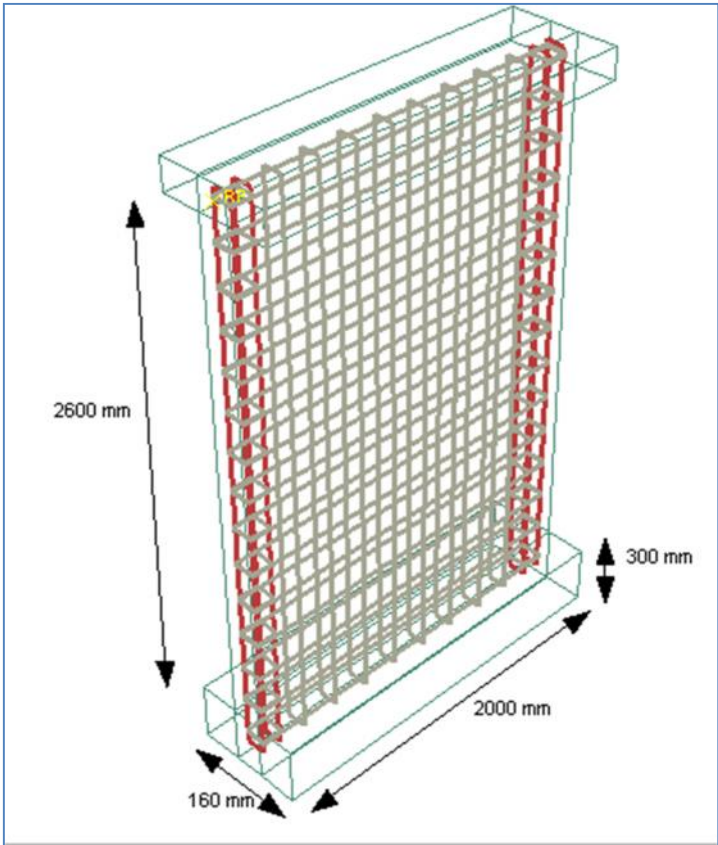


Figure III.8 : Ferrailage du voile 1 par la méthode classique de béton armé (MC).

III.2 Etude du voile 2

La géométrie et les dimensions du voile 2 sont représentées sur la figure III.9.

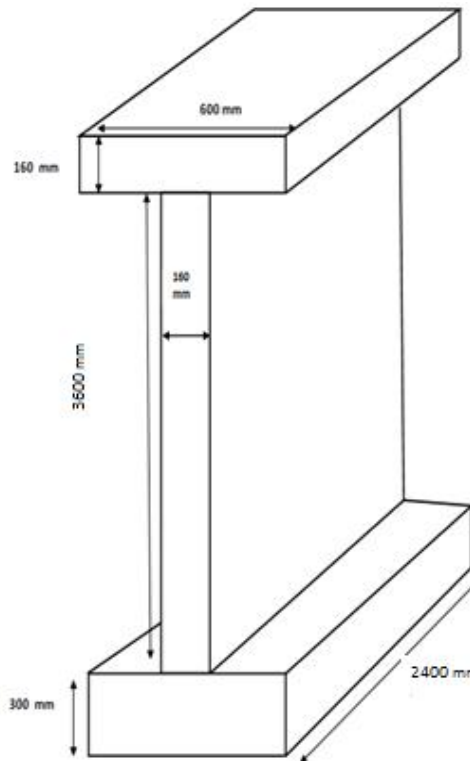


Figure III.9 : Dimensions et géométrie du voile 2.

L'élancement est donnée par : $\frac{h}{l} = 1,5$ ($h = 3,60\text{m}$, $l = 2,40\text{m}$).

III.2.1 Ferrailage du voile 2 par la méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1)

Le voile 2 est sollicité par le mêmes efforts (M,N), que le voile 1.

L'excentricité est donné par :

$$e = \frac{45}{17.48} = 2.57 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve en dehors du segment limité par les armatures, et l'effort normal est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

La section $B = 0.16 \cdot 2.4 = 0.384 \text{ m}^2$

$$V = \frac{L}{2} = 1.2 \text{ m}$$

L'inertie du voile est donnée par :

$$I = \frac{0.16 \cdot 2.4^3}{12} = 0.184 \text{ [m}^4\text{]}$$

Les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} sous les efforts M et N sont représentées sur la figure III.10.

Avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 3.38 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = -2.48 \text{ [MPa]}$$

Le diagramme des contraintes pour le voile 2 est donné sur la figure III.10.

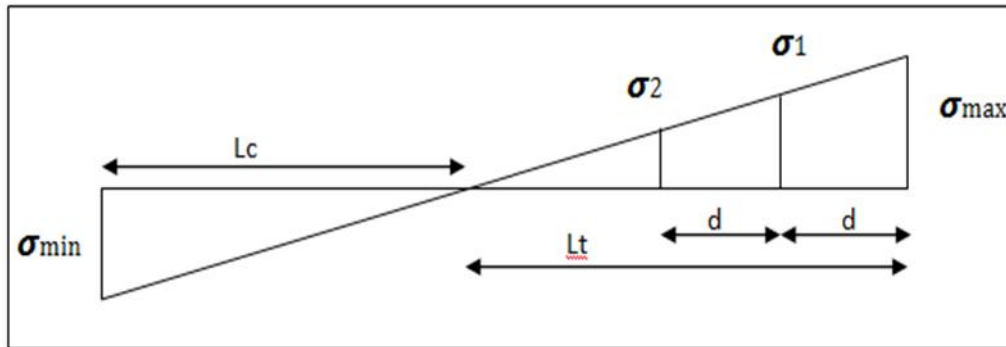


Figure III.10 : Diagramme des contraintes dans le voile 2.

La longueur de la zone comprimée L_c est : $L_c = 1.02 \text{ [m]}$

La section étant partiellement comprimée, la longueur de la bande est :

$$d = \min\left(\frac{360}{2}; \frac{2}{3} \cdot 102\right)$$

$$d = \min(180 \text{ cm}; 68 \text{ cm})$$

Donc, la largeur de la bande est $d = 68 \text{ [cm]}$

La contrainte τ_1 est : $\tau_1 = 1.71 \text{ [MPa]}$

Les efforts normaux sont : $N_1 = 22.793 t$ et $N_2 = 9.574 t$

III.2.1.1 Armatures verticales A_v

Les armatures verticales A_{v1} qui correspondent à la première largeur de bande sont :

$$A_{v1} = 6.54 \text{ cm}^2$$

Les armatures verticales A_{v2} qui correspondent à la deuxième largeur de bande sont :

$$A_{v2} = 2.75 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures verticales**

$$St = \min (1,5e ; 30\text{cm})$$

III.2.1.2 Armatures horizontales A_h

$$A_h = 1.635 \text{ cm}^2$$

III.2.1.3 Ferrailage minimale (RPA 2003)

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ , et disposées de manière à servir de cadre d'armatures aux armatures verticales.

Selon le RPA : $A_h \geq 0,15\% \times B$ globalement dans la section du voile,

$$A_h \geq 0,1\% \times B \text{ en zone courante.}$$

Selon le BAEL : $A_h = \frac{A_v}{4}$

Donc $A_h = 5.76[\text{cm}^2]$ globalement dans la section du béton }
 $A_h = 3.84 [\text{cm}^2]$ en zone courante } D'où $A_h=5.76[\text{cm}^2]$

Le RPA prévoit aussi des potelets armés à chaque extrémité des voiles par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4HA10 (**RPA 2003**).

Le ferrailage final pour le voile 2 étudié par la méthode des bandes est le suivant :

- 20 barres verticales en $\phi 16$ réparties en deux nappes, espacées de 20cm,
- 08 barres verticales en $\phi 10$ qui constituent les potelets d'extrémité,
- 38 barres horizontales en $\phi 16$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 38 cadres en $\phi 16$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm,

Les schémas de ferrailages correspondants sont représentés sur les figures III.11 et III.12, (espacements en [cm]).

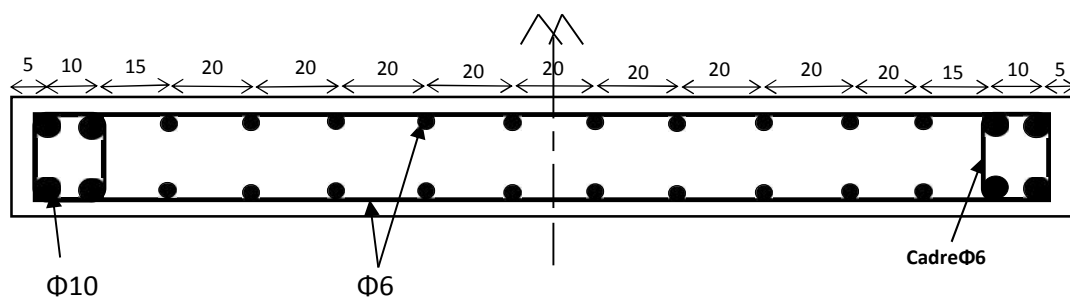


Figure III.11: Ferrailage de voile 2 par la méthode des bandes (MB).

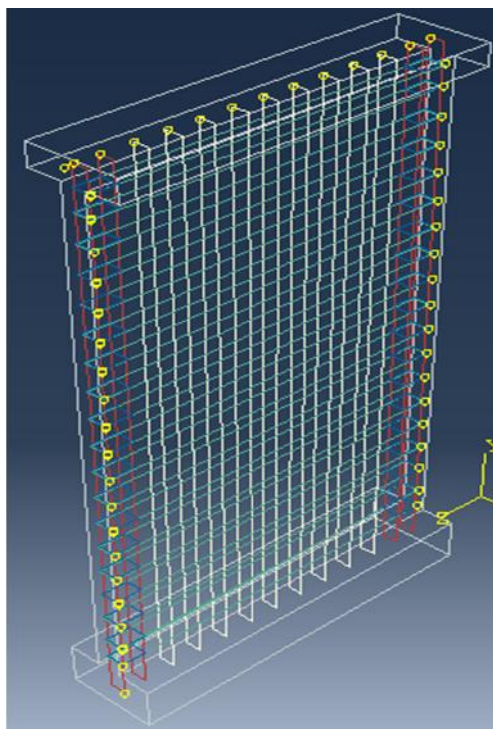


Figure III.12: Voile 2 ferrailé avec la méthode des bandes (MB).

III.2.2 Ferrailage du voile 2 par la méthode classique (MC) (BAEL 1999)

Le même voile est étudié avec la méthode classique, et est sollicité avec les mêmes efforts (M N). La section est donc partiellement comprimée.

Le diagramme des contraintes du voile 2 est donné sur la figure III.13.

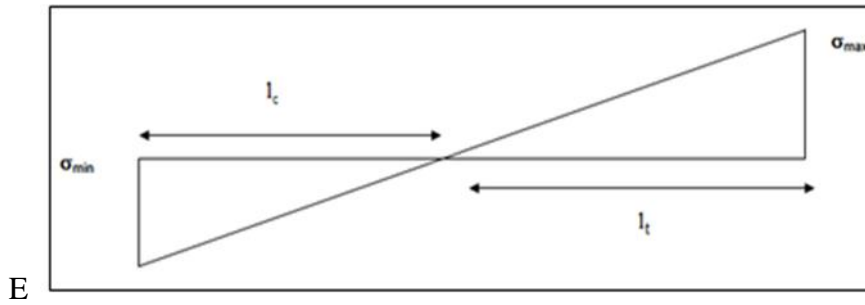


Figure III.13: Diagramme des contraintes dans le voile 2 (MC).

Avec :

$$L_c = 1.02 [m]$$

$$L_t = 1.38 [m]$$

Le moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M = 258 [kN.m]$$

$$\text{Avec } f_{bu} = 21.73 [MPa]$$

$$\sim = 0.014$$

$0.014 < \sim_t = 0.186 \rightarrow$ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\sim = 0.014 \rightarrow s = 0.993$$

Les armatures fictives sont : $A_1 = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$ et $A_{sc} = 0$

Les armatures longitudinales sont alors : $A = 7.19 [cm^2]$

Soit $4HA16 = 12.56 [cm^2]$

III.2.2.1 Ferrailage minimale (RPA 2003)

Selon le RPA, la longueur d'extrémité est égale à $\frac{L}{10} = \frac{2.4}{10} = 24 [cm]$

L'espacement D est réduit de moitié sur la zone d'extrémité :

$$\frac{D}{2} = 10 [cm] \quad D = 20 [cm] \quad \min \begin{cases} 30 [cm] \\ 1,5b \end{cases}$$

Cette longueur est respectivement faible, donc on va concentrer des armatures tendues à l'extrémité.

La section de la zone tendue est : $bl_t = 0.16 * 1.38 = 0.22 [cm^2]$ et $0.20\% bl_t = 4.4 [cm^2]$

- **Ferraillage de la zone tendue**

$$4HA16 + 2(8)HA8 = 8.04 + 2(3.52) = 16.08 [cm^2]$$

$$16.08 > 0.20\% bl_t$$

$$\text{La section totale de béton est : } bl = 0.16 * 2.4 = 0.384 [cm^2]$$

$$0.15\% bL = 5.8 [cm^2]$$

* La section totale des armatures :

$$2(4HA16) + 2(10)HA8 = 26.14 [cm^2]$$

$$* \frac{S_a}{S_b} = \frac{16.08}{3840} = 0.42\% > 0.15\%$$

$$* \text{ la longueur de la zone courante : } L - 2\left(\frac{L}{10}\right) = 192(\text{cm})$$

$$* \text{ La section brute de cette zone courante : } 16(192) = 30.72 [cm^2]$$

$$* \text{ La section d'armatures de cette zone courante : } 2(11) HA8 = 11.66 cm^2$$

$$\frac{11.66}{3072} = 0.38\% > 0.10\%$$

Le ferraillage final pour le voile 2 étudié par la méthode classique est le suivant :

- 20 barres verticales en 8 réparties en deux nappes, espacées de 20cm,
- 08 barres verticales en 16 qui constituent les potelets d'extrémité,
- 38 barres horizontales en 8 réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 38 cadres en 8 réparties sur le long des potelets espacées de 20cm.

Les schémas de ferraillage correspondants au voile 2 sont représentés sur les Figures III.14 et III.15 (les espacements sont en [cm]).

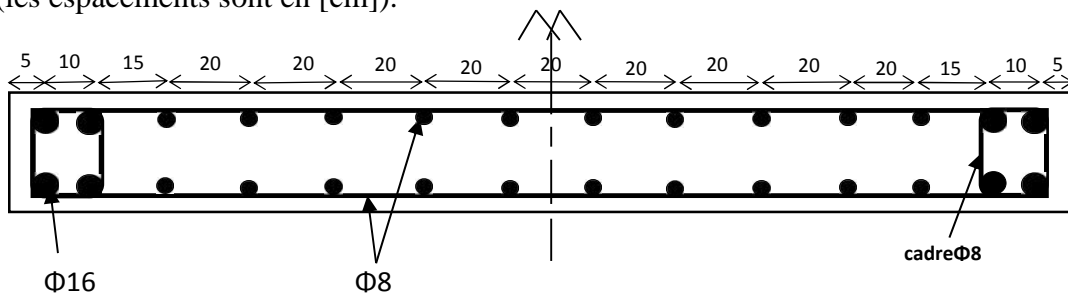


Figure III.14 : Ferraillage du voile 2 par la méthode classique du béton armé (MC).

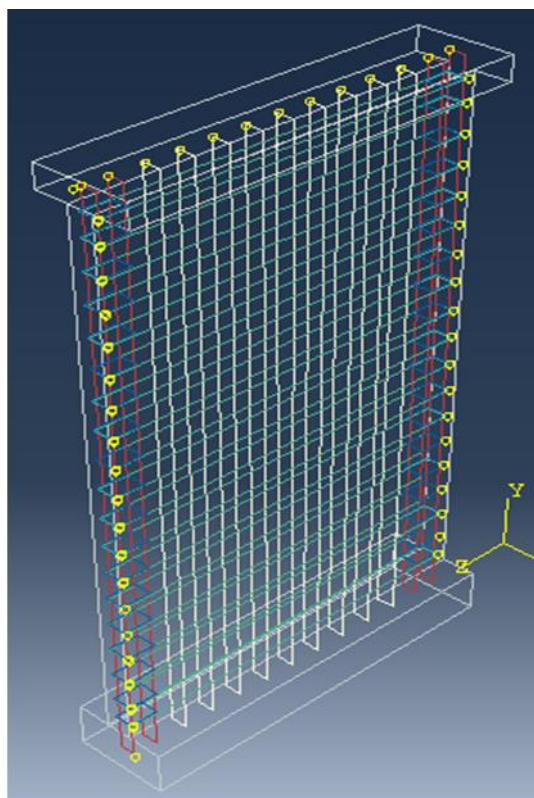


Figure III.15: Voile 2 avec ferrailage classique (MC).

III.3 Simulation numérique

Le voile 1 et le voile 2 sont sollicités par un effort au sommet dans le plan du voile. Le chargement, les conditions aux limites sont représentés sur la figure III.16.

Le modèle utilisé pour la simulation des deux voiles, comme déjà cité, est le "Concrete Damage Plasticity" (CDP) pour le béton, et le modèle élasto-plastique pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul Abaqus (**Abaqus 6.12**).

Un chargement horizontal est imposé au sommet de chaque voile en dynamique explicite. Les paramètres des modèles utilisés sont regroupés dans le tableau III.1, tableau III.2 et dans le tableau III.3 suivants :

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Module de Young E	210000MPa
Coefficient de Poisson	0,3
La densité	7,85E-006
Limite d'élasticité	400MPa

Tableau III.1 : Propriétés des aciers utilisés pour la simulation.

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

Module de Young E	32000MPa
Coefficient de Poisson	0,18
La densité	2,4E006
seuil d'endommagement en traction D_t	0,00628MPa
seuil d'endommagement en compression D_c	0,00818MPa
Résistance en compression	25MPa

Tableau III.2 : Propriétés du béton.

- **Contraintes et déformations plastiques insérées dans le comportement des aciers**

Contraintes	Déformations	Contraintes	Déformations
400	0	454.49	0.00626
403	0.000447	458.29	0.00671
408.1	0.000894	462.08	0.00715
412.3	0.0013	465.77	0.0076
417.6	0.00179	469.66	0.00805
422.8	0.00223	473.25	0.0085
427.3	0.00268	477.55	0.0089
431.7	0.00313	481.04	0.0092
435.49	0.00358	484.43	0.0096
439.33	0.00447	488.62	0.011
443.12	0.00492	492.418	0.0114
446.91	0.00536	496.21	0.01185
450.7	0.00581		

Tableau III.3 : Contraintes et déformations plastiques insérées dans le modèle de plasticité.

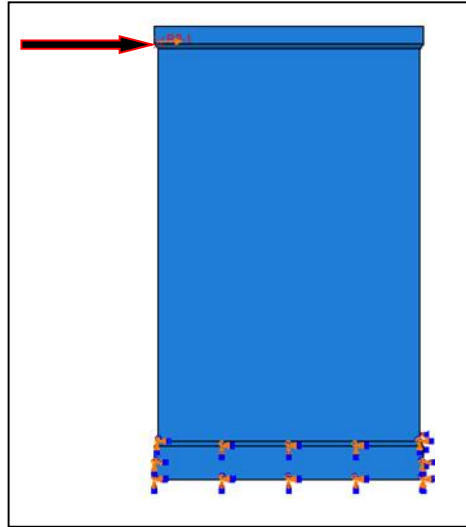


Figure III.16 : Chargement et conditions aux limites.

La figure III.17 montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante comparant à l'énergie potentielle, qui est supérieure de plus de 10 fois, cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

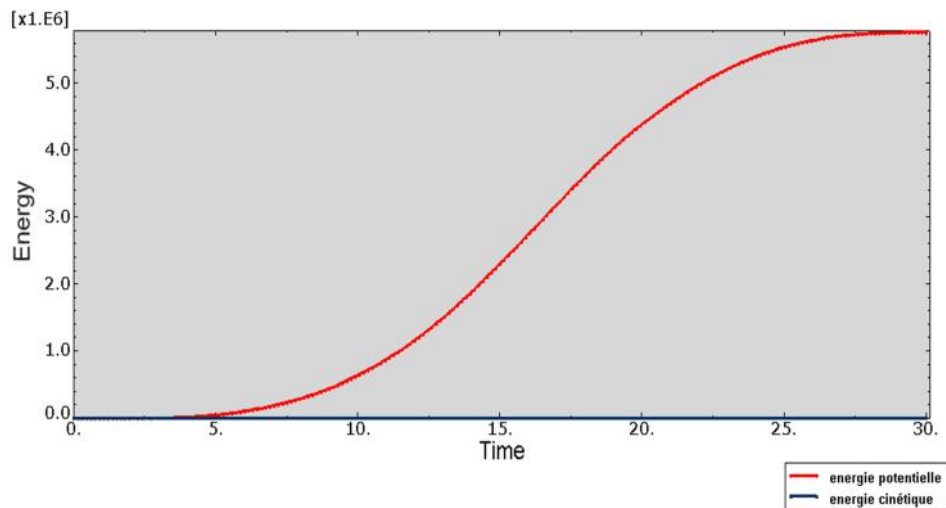


Figure III.17 : Vérification des énergies pour les deux voiles.

III.3.1 Résultats du voile 1 $\left(\frac{h}{l}=1,3\right)$

III.3.1.1 Présentation des résultats dans le repère global

➤ Dans le béton

Le déplacement dans le voile 1 est représenté sur la figure III.18.

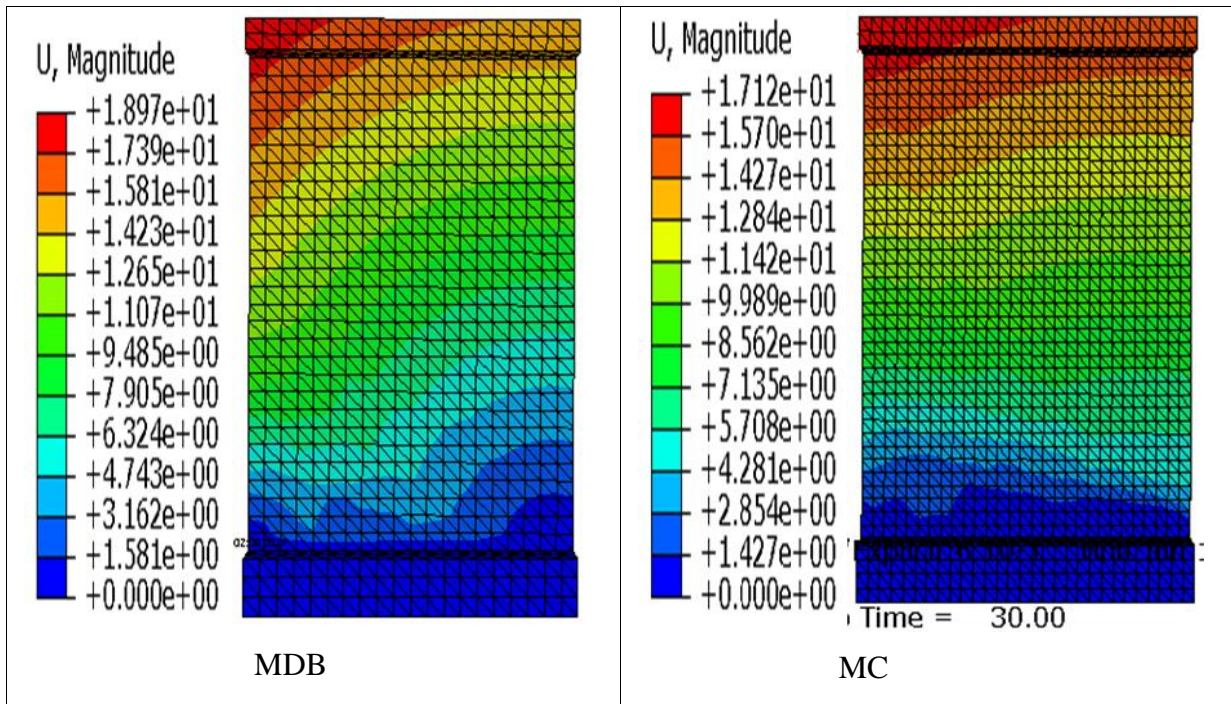


Figure III.18: Propagation des déplacements dans le voile 11 (MDB, MC).

A partir de la figure III.18, on observe que le déplacement dans le voile de la méthode des bandes est de 18.97 mm, et un déplacement moindre de 17.12 mm dans le voile classique. Les déplacements verticaux (U_2) dans le voile 1 sont représentés sur la figure III.19.

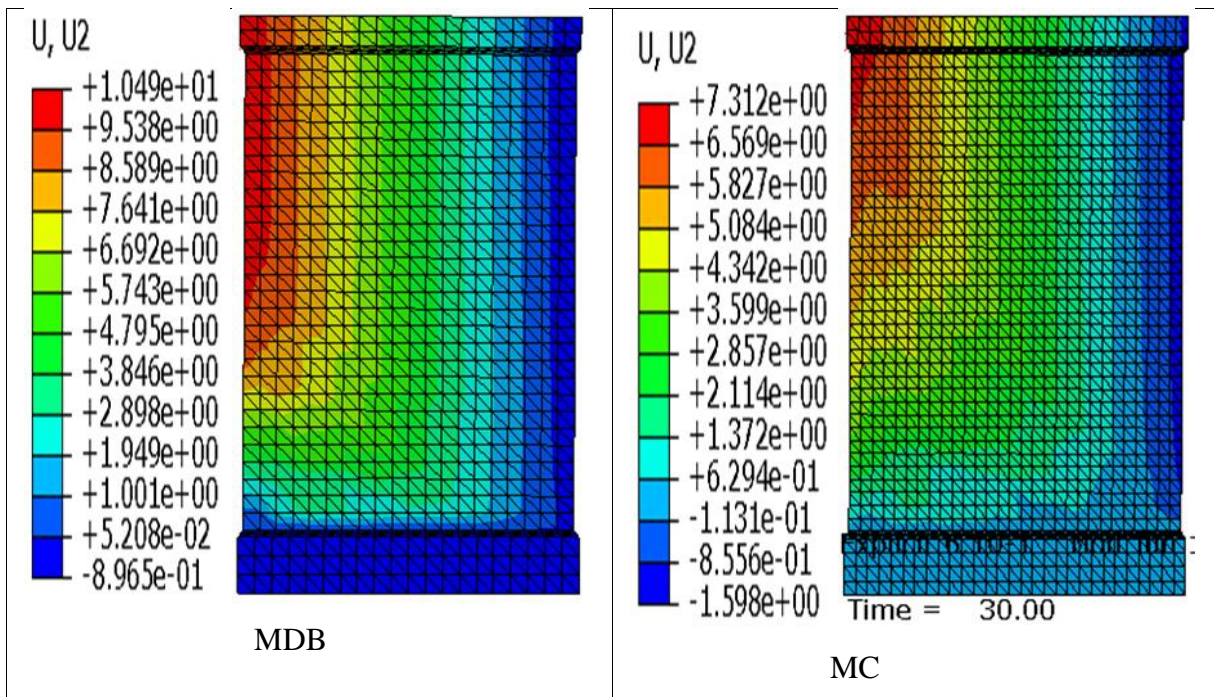


Figure III.19: Déplacements verticaux dans le voile 1 (MDB, MC).

Selon la propagation des déplacements verticaux U_2 dans le voile 1 (figure III.19), on constate que le voile 1 ferrillé avec la méthode des bandes a subi un déplacement de 10.49 mm, alors que le voile 1 ferrillé par la méthode classique a subi un déplacement de 7.31mm.

Les contraintes normales pour le voile 1 sont représentées sur la figure III.20.

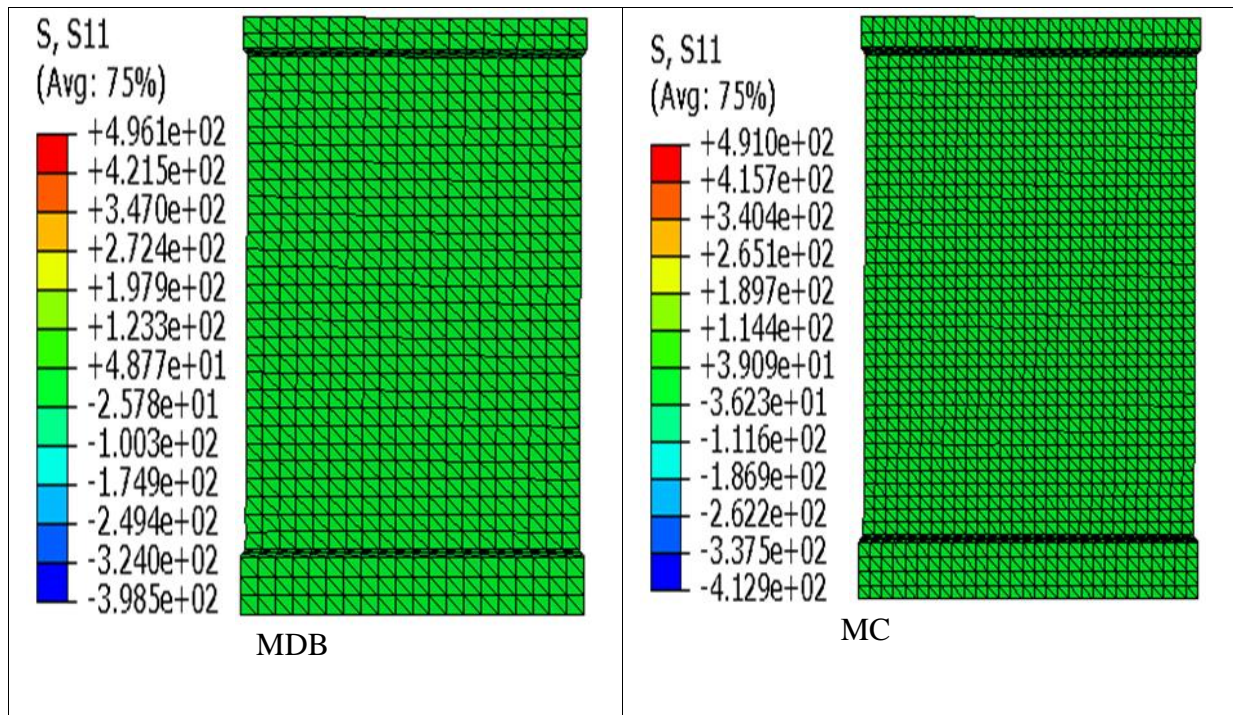


Figure III.20 : Contraintes normales dans le voile 1 (MDB, MC).

Sur la figure (III.20), on voit clairement que les contraintes normales σ_{11} sont importantes dans les deux cas, et les valeurs sont très proches.

Les contraintes de cisaillement τ_{23} et les contraintes normales σ_{33} dans le voile 1 sont représentées sur les figures III.21 et III.22.

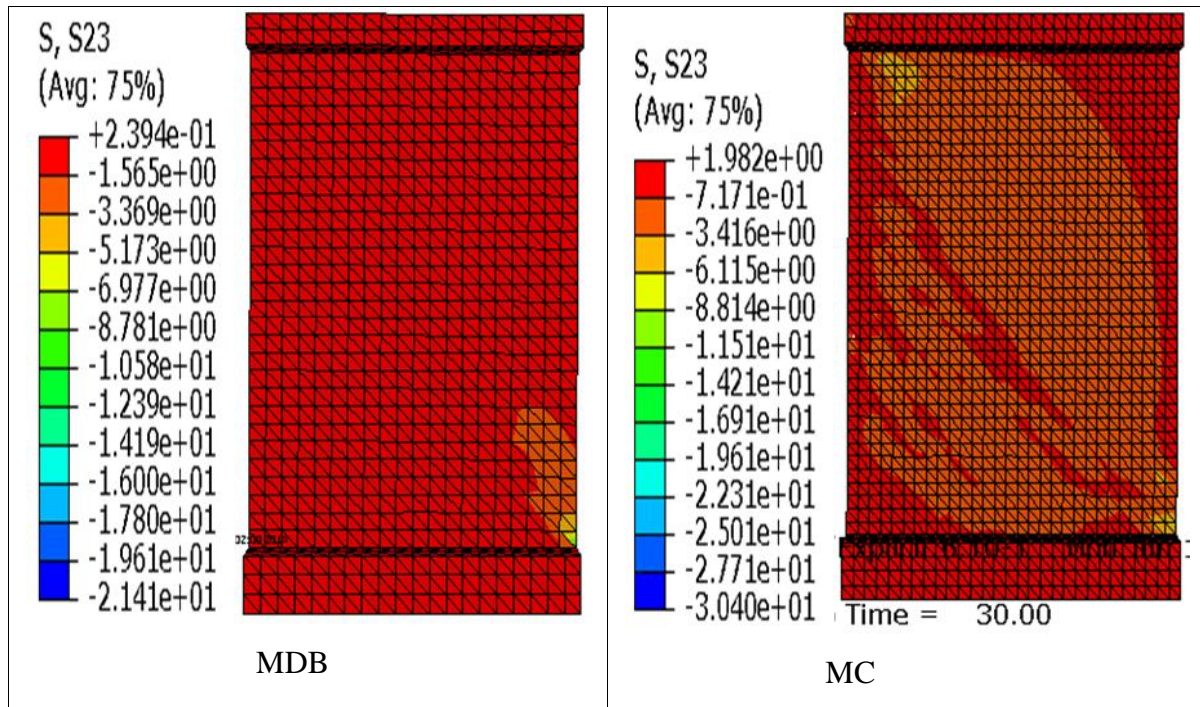


Figure III.21 : Contraintes de cisailment dans le voile 1 (MDB, MC).

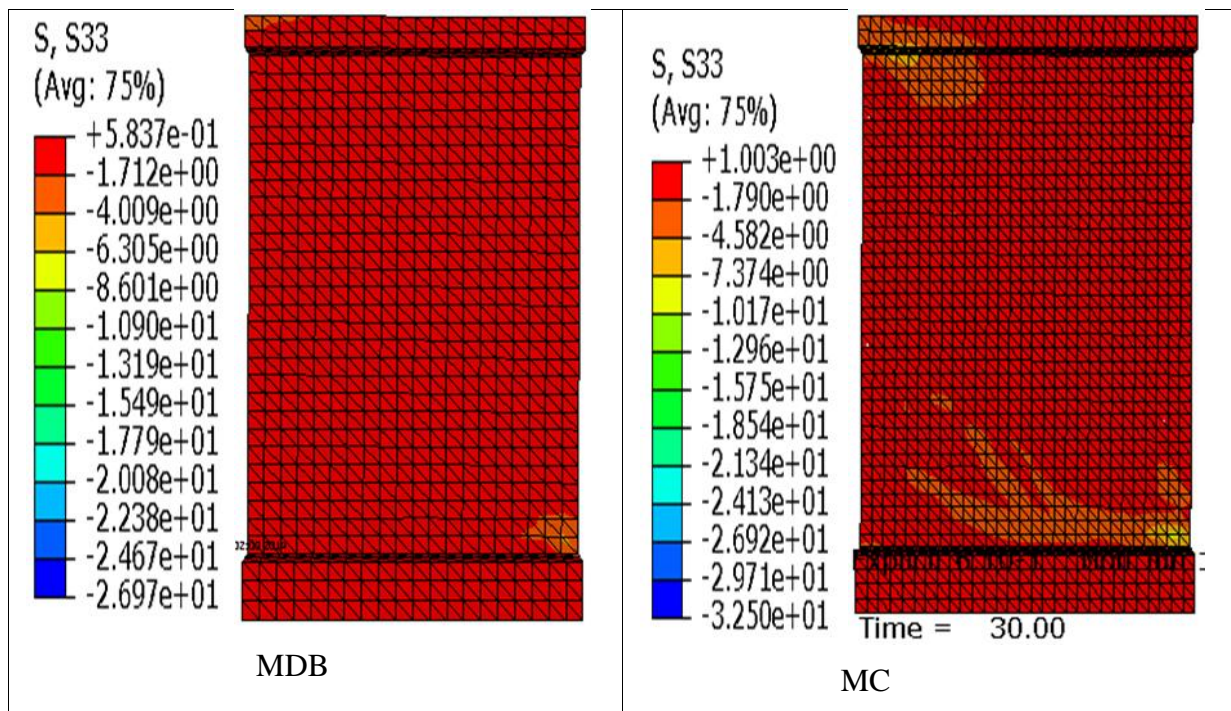


Figure III.22 : Contraintes normales dans le voile 1 (MDB, MC).

Nous remarquons sur les figures III.21 et III.22 que les contraintes sont poussées vers une limite supérieure dans le cas classique, ce qui signifie que le voile 1 de la MDB se rompt en premier. On observant les figures (III.20), (III.21) et (III.22), on peut conclure que la

rupture se produit bien en présence d'un moment fléchissant provoqué par une évolution de la contrainte normale \uparrow_{33} , et un effort tranchant provoquant l'évolution de la contrainte de cisaillement \uparrow_{23} .

Les déformations totales dans le voile 1 (MDB, MC) sont données par les figures III.23 et III.24.

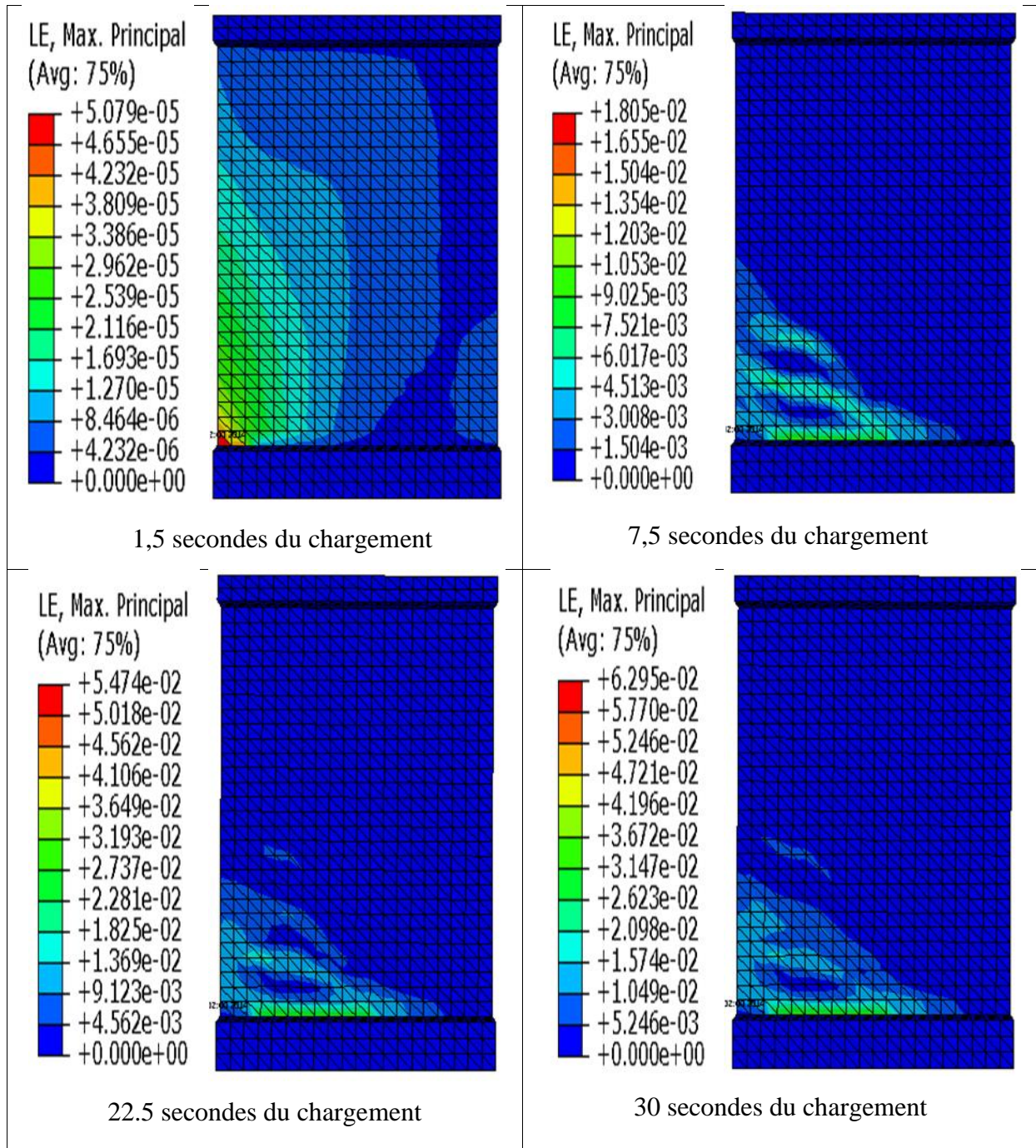


Figure III.23: Evolution des déformations dans le voile 1 (MDB).

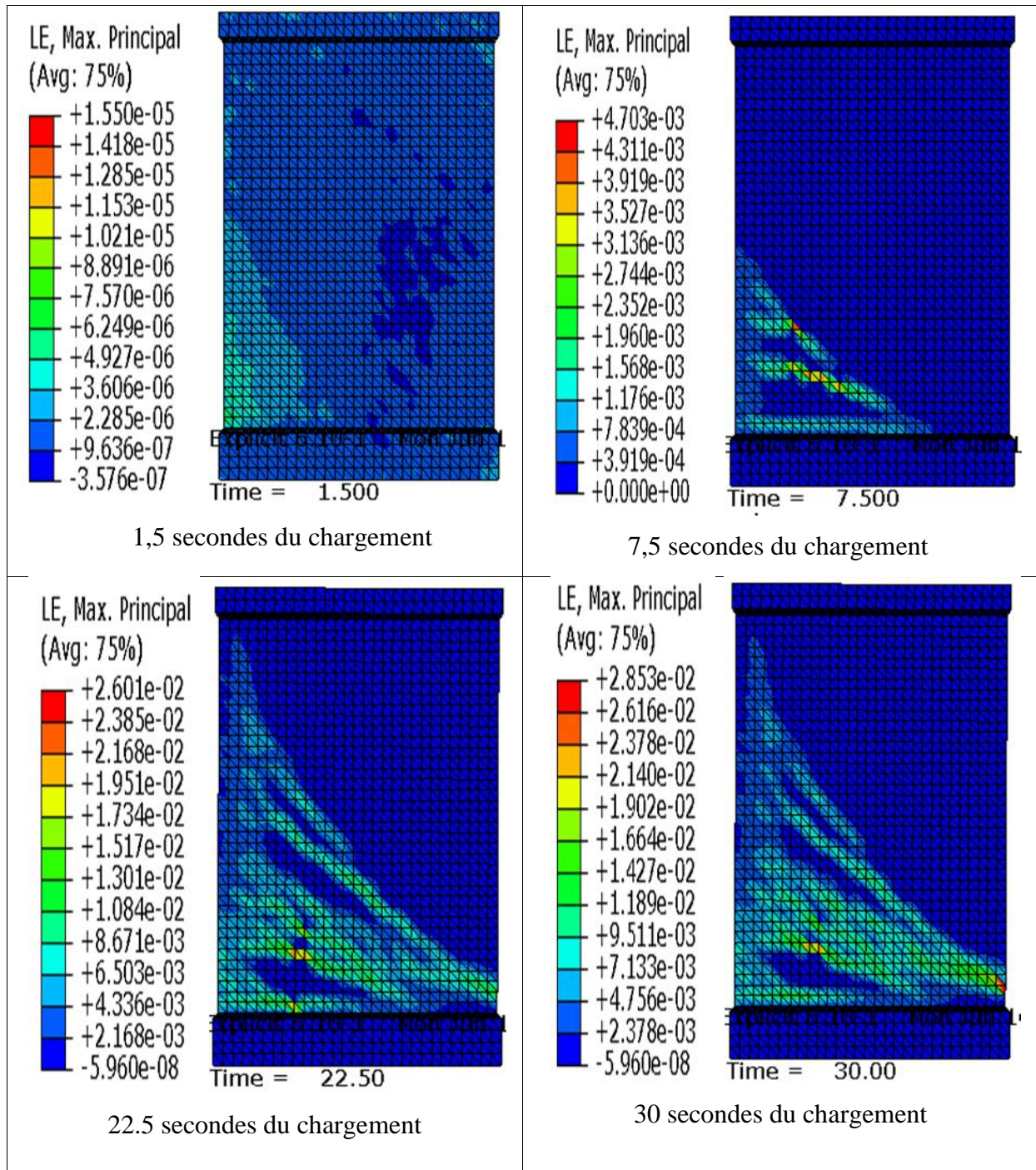


Figure III.24: Evolution des déformations dans le voile 1(MC).

De la figure III.23, nous avons constaté que la valeur maximale de la déformation atteinte par le voile 1 ferrailé par la MDB est de 0.062 mm, alors que le voile 1 ferrailé avec la MC, la déformation est de 0.028 mm (figure III.24).

Les dommages en traction sont représentés sur la figure III.25 pour la voile 1 (MDB).

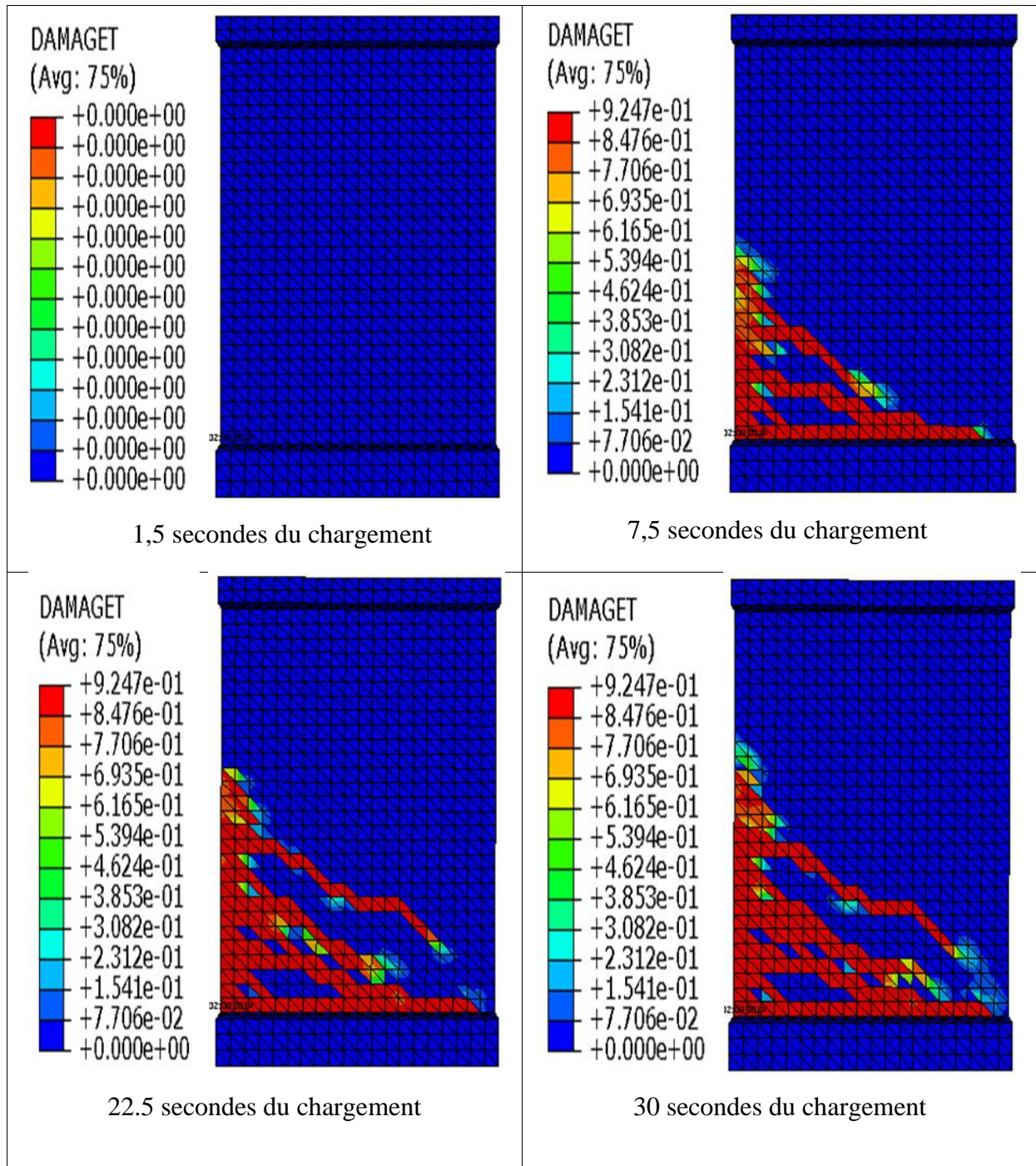


Figure III.25 : Propagation des dommages dans le voile 1(MDB).

Les dommages en traction sont représentés sur la figure III.26 pour la voile 1 (MC).

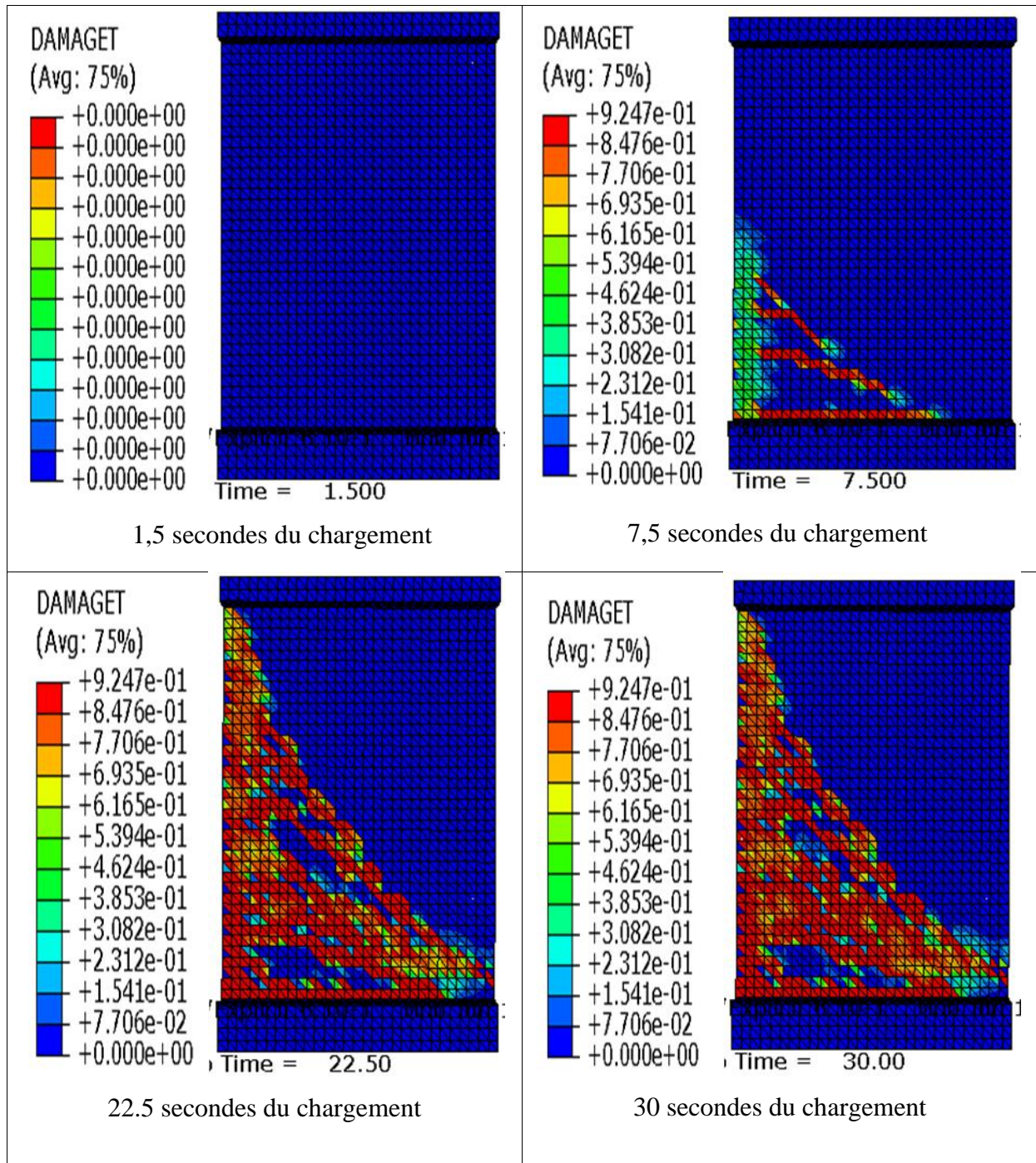


Figure III.26 : Propagation des dommages dans le voile 1(MC).

Nous remarquons que la limite d'endommagement dans le voile 1, ferrillé avec la MDB et avec la MC, est identique. La propagation des dommages en traction dans le voile 1 (figure III.25 et figure III.26), nous constatons que le critère de rupture des voiles moyennement élancés est vérifié (flexion et cisaillement).

Les dommages en compression sont représentés sur la figure III.27 pour la voile 1 (MDB).

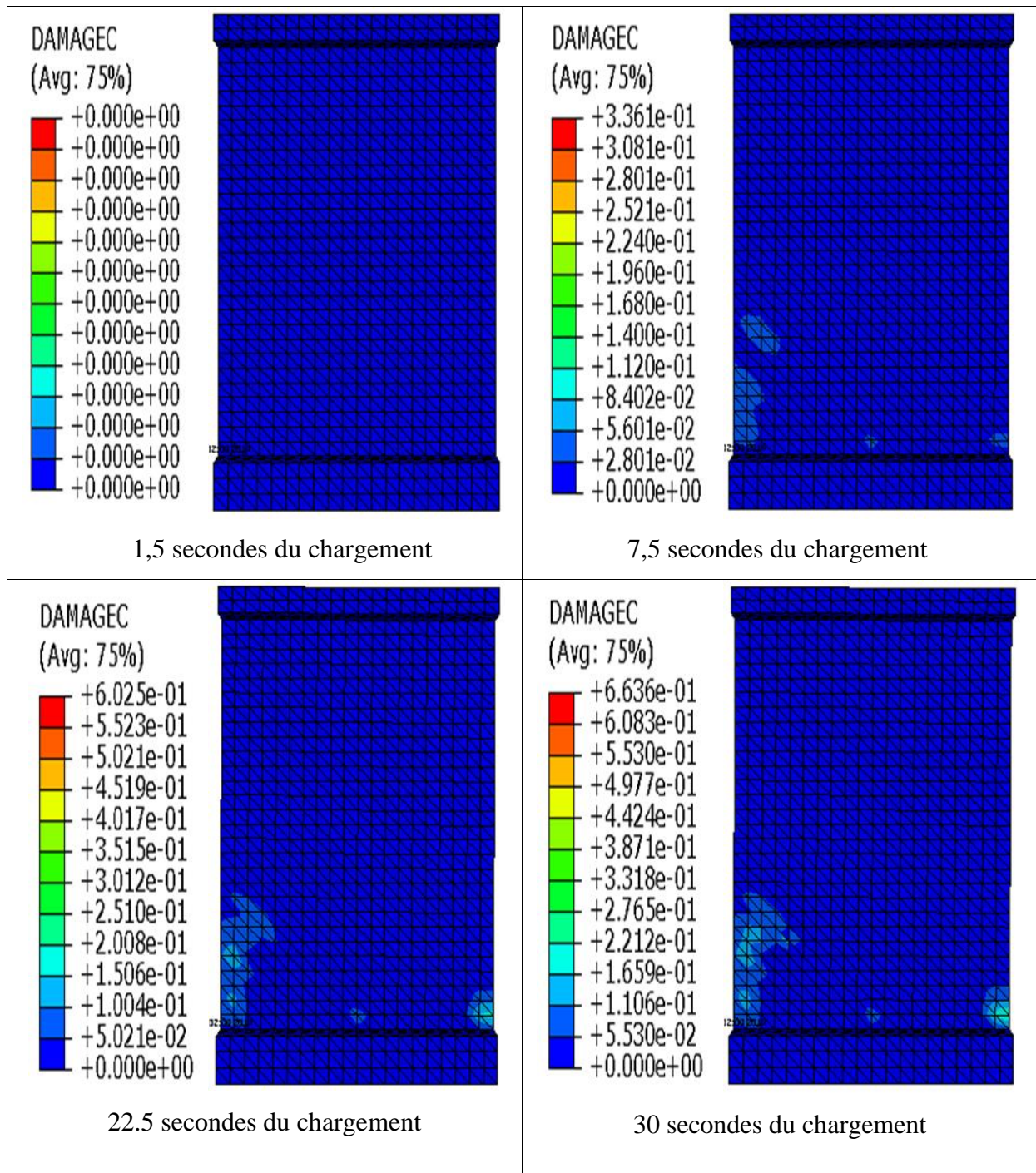


Figure III.27: Propagation des dommages dans le voile 1(MDB).

Les dommages en compression sont représentés sur la figure III.28 pour la voile 1 (MC).

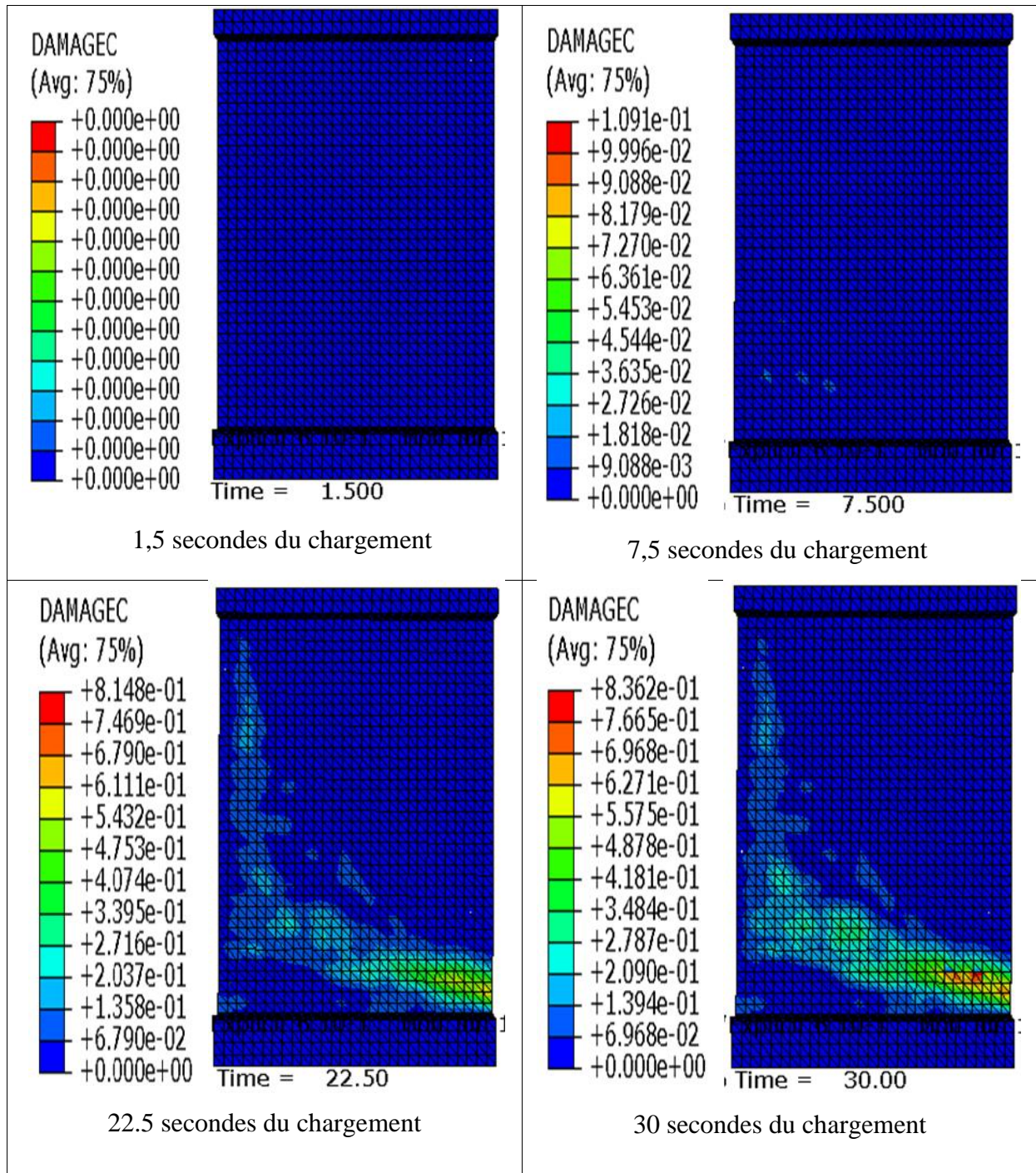


Figure III.28: Propagation des dommages dans le voile 1(MC).

Dans les deux cas, la valeur maximale d'endommagement atteinte est déferente.

➤ **Visualisation des résultats dans les barres d'acier**

Les contraintes dans les armatures pour le voile 1(MDB) sont représentées sur la figure III.29.

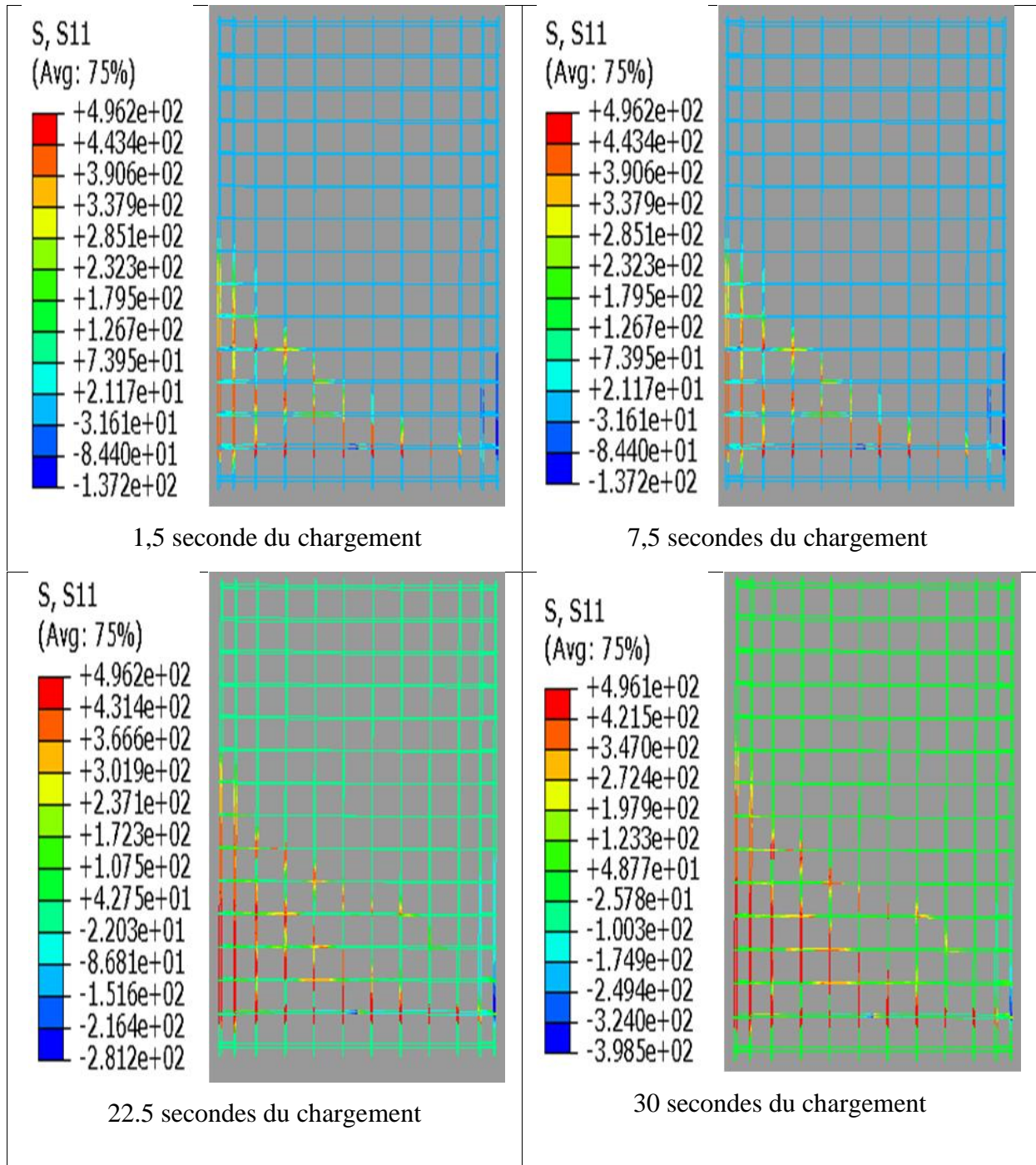


Figure III.29: Développement des contraintes dans le voile 1(MDB).

Les contraintes dans les armatures pour le voile 1(MC) sont représentées sur la figure III.30.

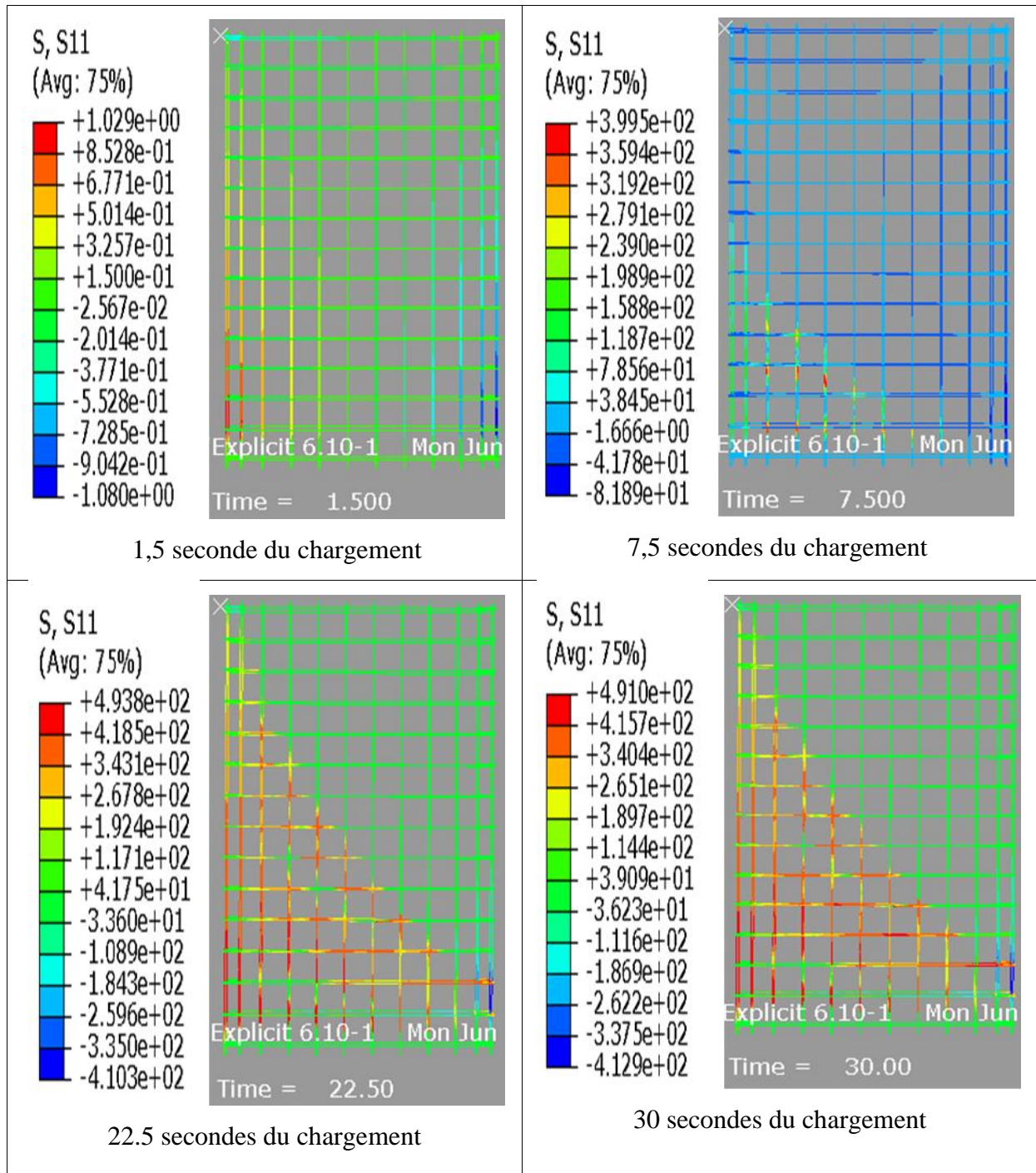


Figure III.30: Développement des contraintes dans le voile 1(MC).

Les aciers du voile 1 de la méthode des bandes se plastifient en premier, alors que les aciers du voile 1 de la méthode classique rentrent en plastification au même temps. Cela veut dire que les contraintes dans le voile 1 de la MDB sont transmises aux aciers plus rapidement que celles de la MC.

Les déformations plastiques du voile 1(MDB) dans les aciers sont représentées sur la figure III.31.

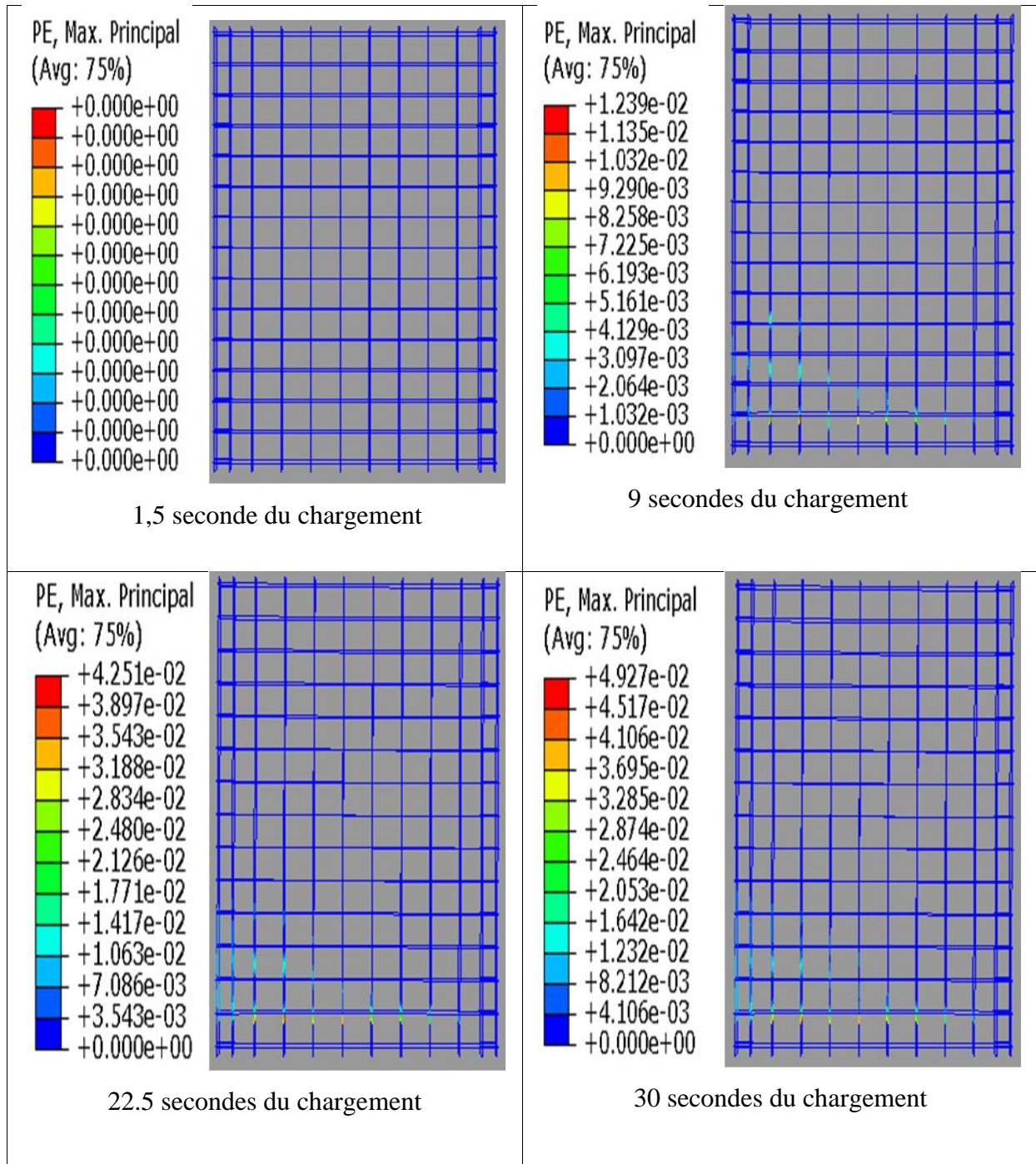


Figure III.31 : Développement des déformations plastiques dans le voile 1(MDB).

Les déformations plastiques du voile 1(MC) dans les aciers sont représentées sur la figure III.32.

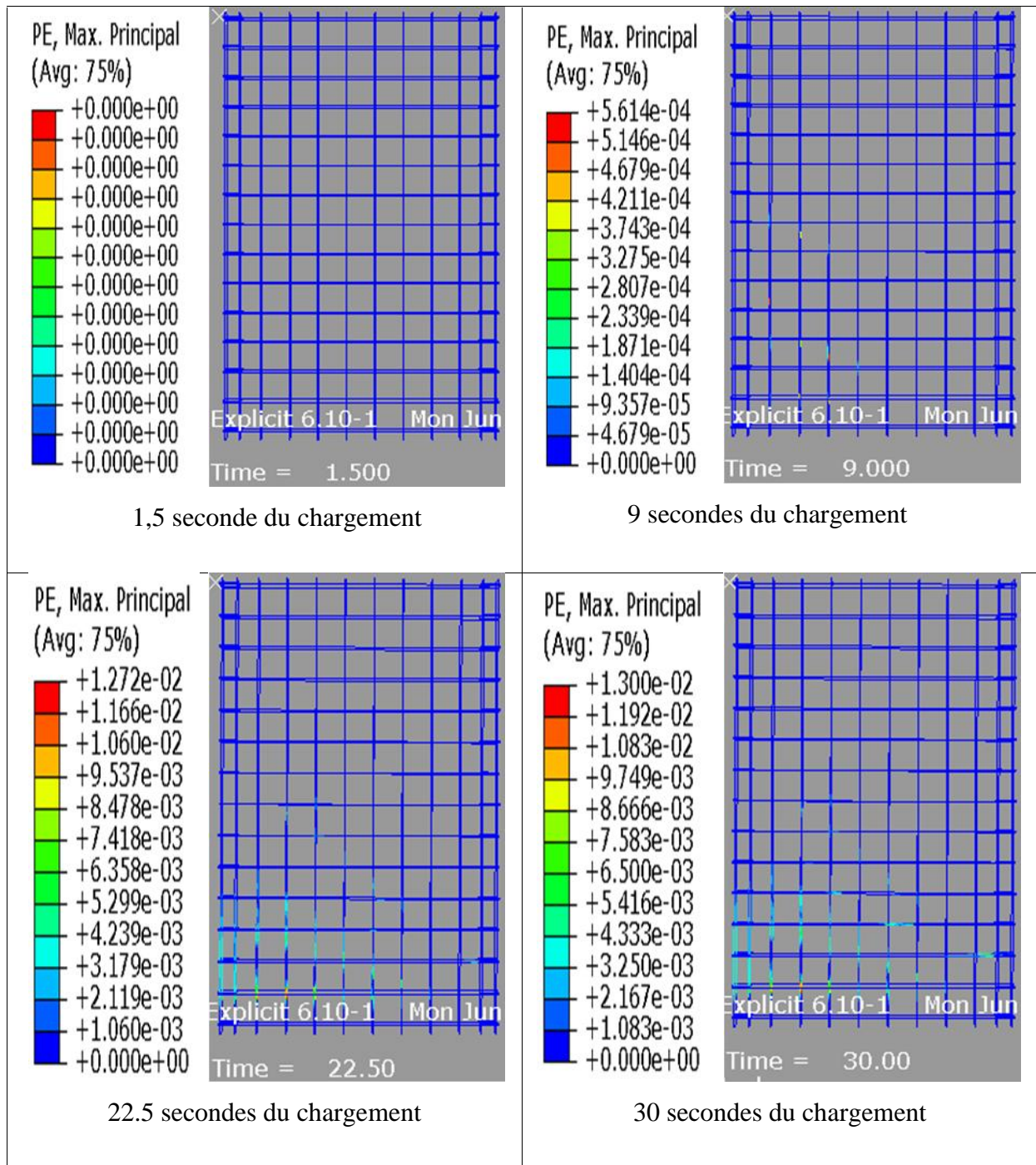


Figure III.32 : Développement des déformations plastiques dans le voile 1(MC).

La déformation plastique atteinte dans les armatures du voile 1 de la MDB est de 0.049, alors qu'elle ne dépasse pas 0.013 dans le voile 1 de MC.

III.3.1.2 Etude locale et comparaison des résultats

➤ Interprétation des résultats dans un élément du béton comprimé

Le point sélectionné pour la zone comprimée est représenté sur la figure III.33.

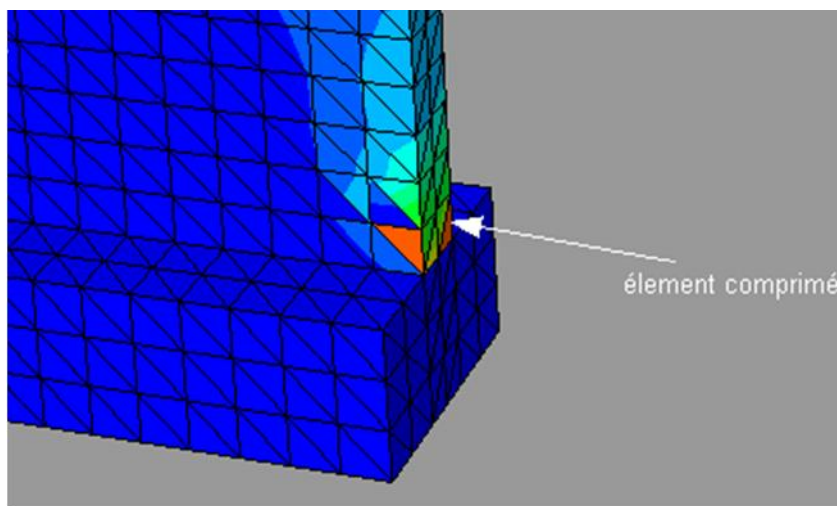


Figure III.33 : Sélection d'un élément de la zone comprimée.

La courbe contraintes-déformations en compression est donnée sur la figure III.34.

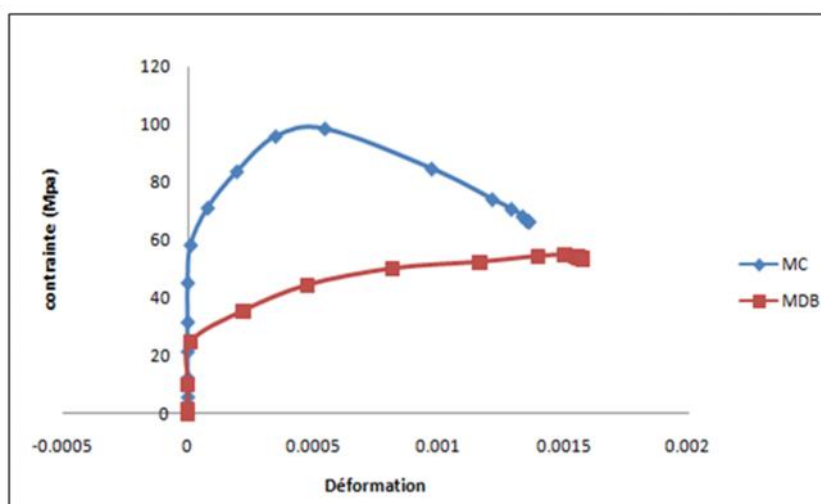


Figure III.34 : Courbe contraintes - déformations dans le voile 1 (MDB, MC).

La courbe contraintes-déformations pour le cas de la MC est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élasto-plastique qui est égale à 59MPa. Au-delà, l'allure suit un écrouissage jusqu'à atteindre la contrainte de rupture de 99MPa correspondant à une déformation de 0.00049 qui est suivi d'un adoucissement. Par contre dans le cas du voile 1 ferrillé par MDB, la limite élastique est de 25MPa, cette limite qui augmente dans son palier élasto-plastique jusqu'à atteindre une contrainte de 57MPa, correspondant à une déformation de 0.0015, par la suite la contrainte commence de chuter.

La courbe de capacité est représentée sur la figure III.35.

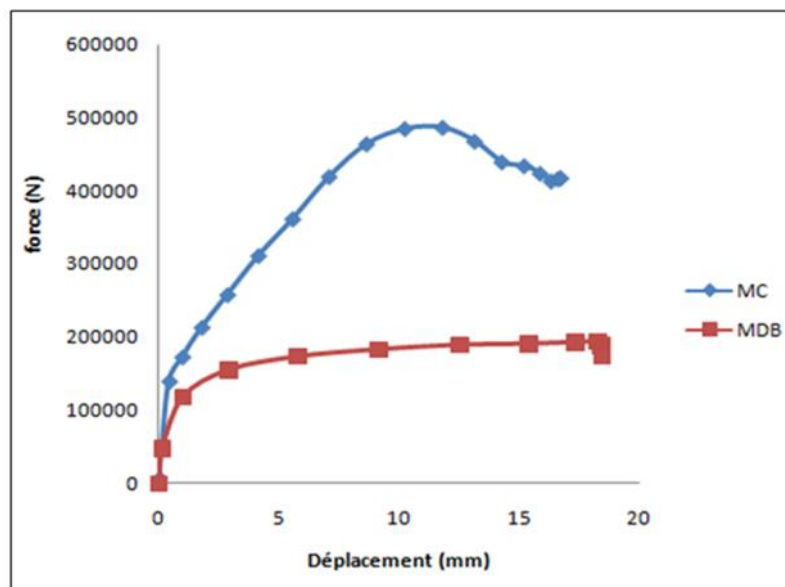


Figure III.35 : Courbe forces-déplacements (MDB, MC).

La figure III.35 montre que le voile 1 de la MC a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 3mm. Au-delà, le voile subit des déformations permanentes dans son domaine inélastique où il atteint sa capacité qui est de 449 kN. Pour le cas du voile 1 de la MDB, un domaine élastique inférieur qui correspond à un déplacement de 1.25mm, puis le voile rentre dans son palier inélastique et atteint une force moindre d'une valeur de 200 kN. Au-delà de la force maximale atteinte dans les deux cas, les déplacements augmentent et la capacité portante diminue, ce qui signifie une perte d'énergie.

➤ **Interprétation des résultats dans une barre d'acier comprimée**

La figure III.36 représente le point sélectionné dans la zone comprimée.

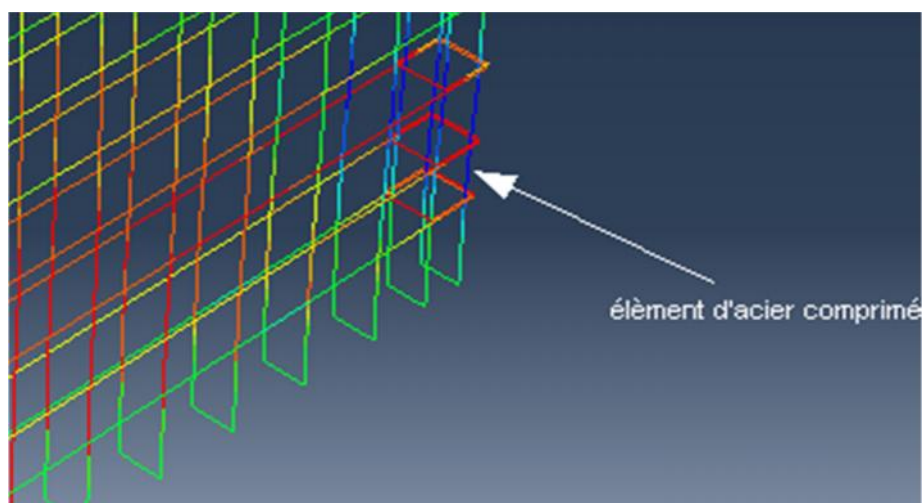


Figure III.36 : Sélection d'un élément d'acier de la zone comprimée.

La courbe des contraintes en fonction du temps est donnée sur la figure III.37.

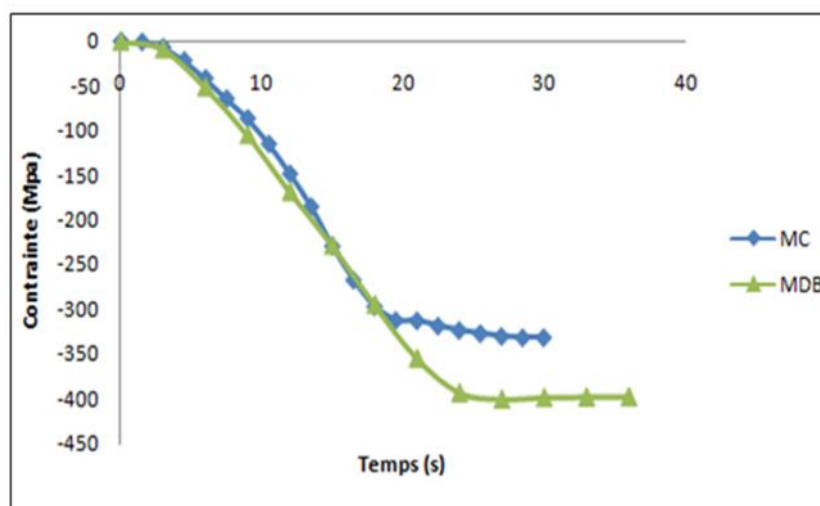


Figure III.37 : Evolution des contraintes en fonction du temps (MDB, MC).

A la fin du chargement à 30 seconde, les aciers de la méthode des bandes atteignent une contrainte plus élevée de 400MPa, par contre les aciers de la méthode classique atteignent une contrainte moindre égale à 345MPa. Donc, on observe une meilleure rigidité dû

au transfert de contraintes retardées par un confinement considérable dans le voile classique, et on peut dire que le béton a été poussé au bout de ses performances.

Dans les deux cas, les aciers ne sont pas plastifiés vu que le béton présente une bonne résistance en compression.

➤ Interprétation des résultats dans un élément du béton tendu

La figure III.38 représente l'élément sélectionné.

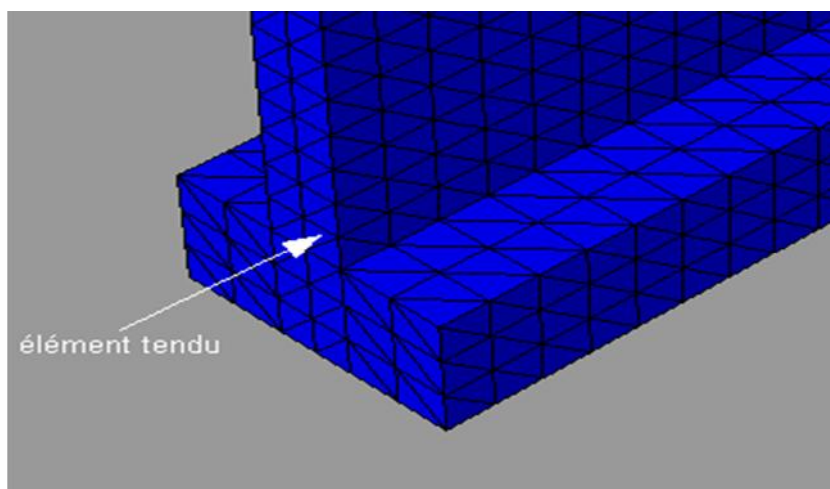


Figure III.38 : Section de l'élément étudié.

La courbe contraintes déformations est représentée sur la figure III.39.

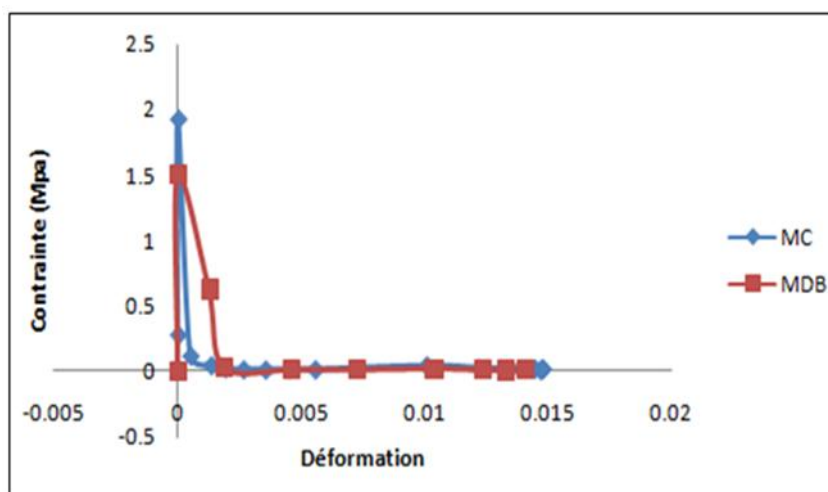


Figure III.39 : Courbe contraintes-déformations (MDB, MC).

Sur la figure III.39, il est très facile de diagnostiquer que le béton des deux voiles connaît le point de pic, qui est la contrainte de rupture, qui à une valeur de 2MPa dans le cas classique et de 1.5MPa pour la MDB. Au-delà, on marque une chute de contrainte de traction qui est dû à l'apparition des microfissures dans le béton, ce qui explique et confirme que quelque soit la méthode de ferrailage, le béton reste un matériau très fragile en traction.

Les dommages en tractions dans le béton avec le même pas de chargement sont représentés sur la figure III.40. Nous remarquons, que jusqu'à 5 secondes du chargement, le béton travaille dans son domaine élastique, au delà il commence à se fissurer. La propagation des fissures est très importante dans la méthode des bandes.

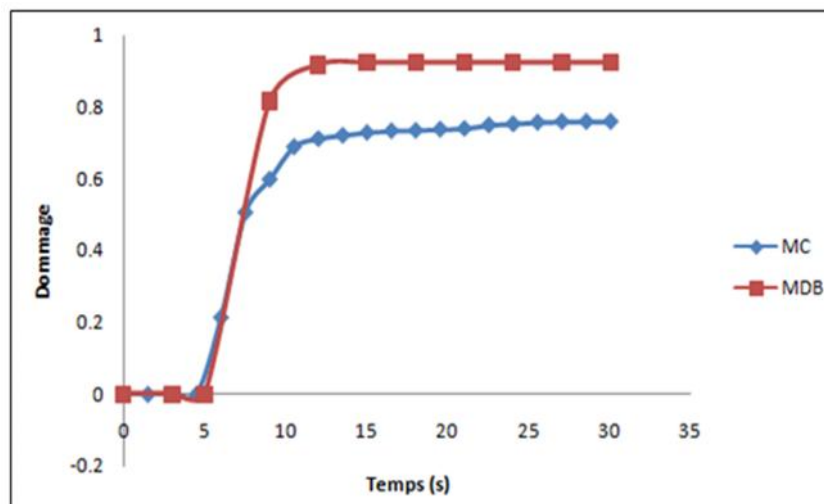


Figure III.40: Evolution des dommages en traction en fonction du temps (MDB, MC).

➤ **Interprétation des résultats dans les aciers pour un élément tendu**

La figure III.41 représente l'élément sélectionné pour l'étude.

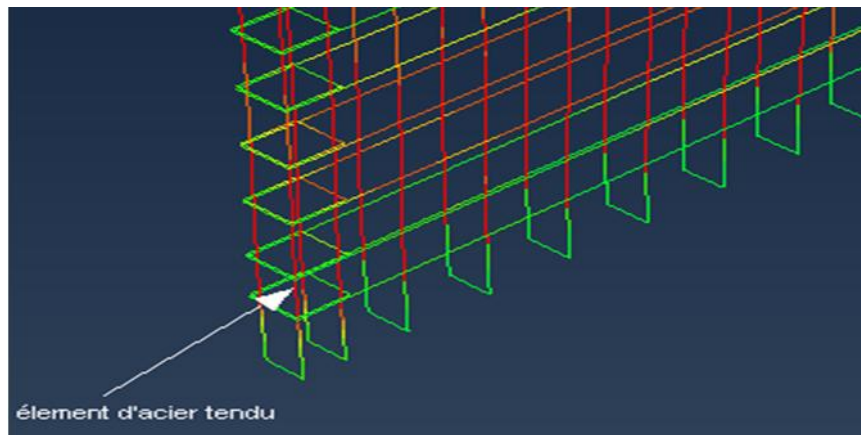


Figure III.41: Représentation de l'élément étudié.

La courbe contraintes déformations en fonction du temps est représentée sur la figure III.42.

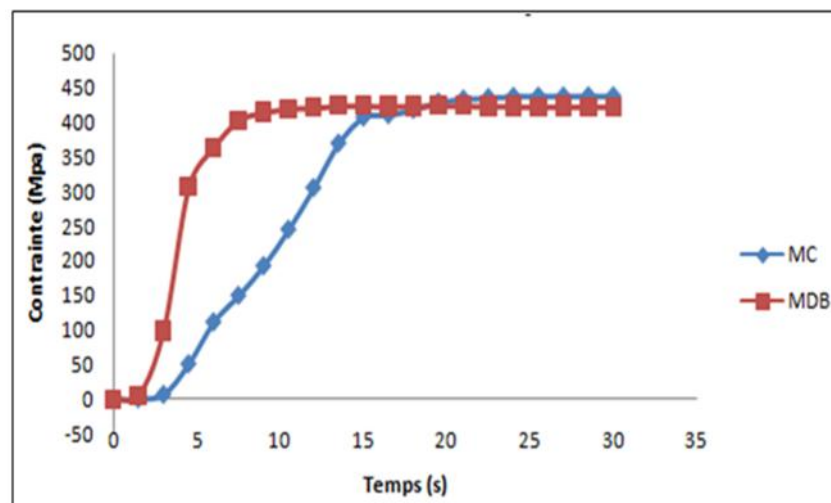


Figure III.42 : Développement des contraintes dans les aciers (MDB, MC).

L'acier de la MDB atteint la contrainte limite de 450MPa à 6 secondes, et l'acier de MC atteint sa plasticité à 15 secondes.

La courbe contraintes déformations est donnée sur la figure III.43.

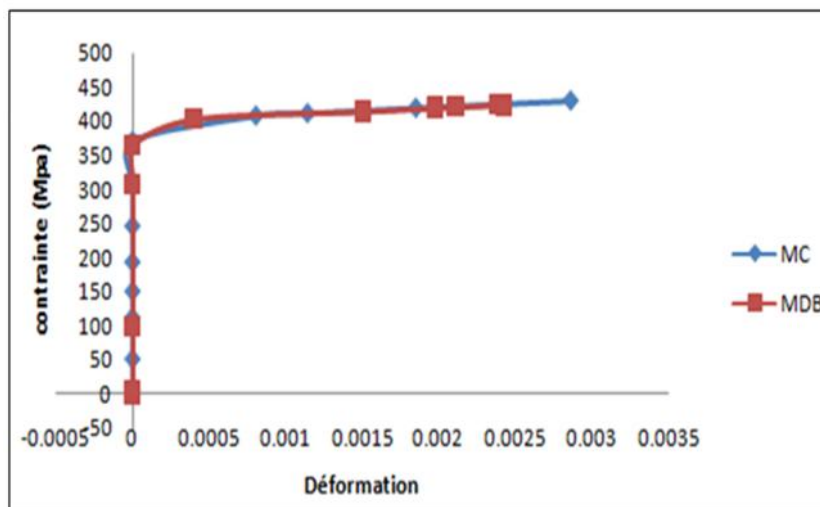


Figure III.43 : Evolution des contraintes et déformations (MDB, MC).

La plasticité est atteinte dans le cas de la méthode des bandes à une déformation de 0.015, et dans le cas du ferrailage classique, la plasticité est atteinte à une déformation de 0.01.

III.3.2 Résultats du voile 2 $\left(\frac{h}{l}=1,5\right)$

III.3.2.1 Présentation des résultats dans le repère global

➤ Dans le béton

La propagation des déplacements dans le voile 2 (MDB) est représentée sur la figure III.44.

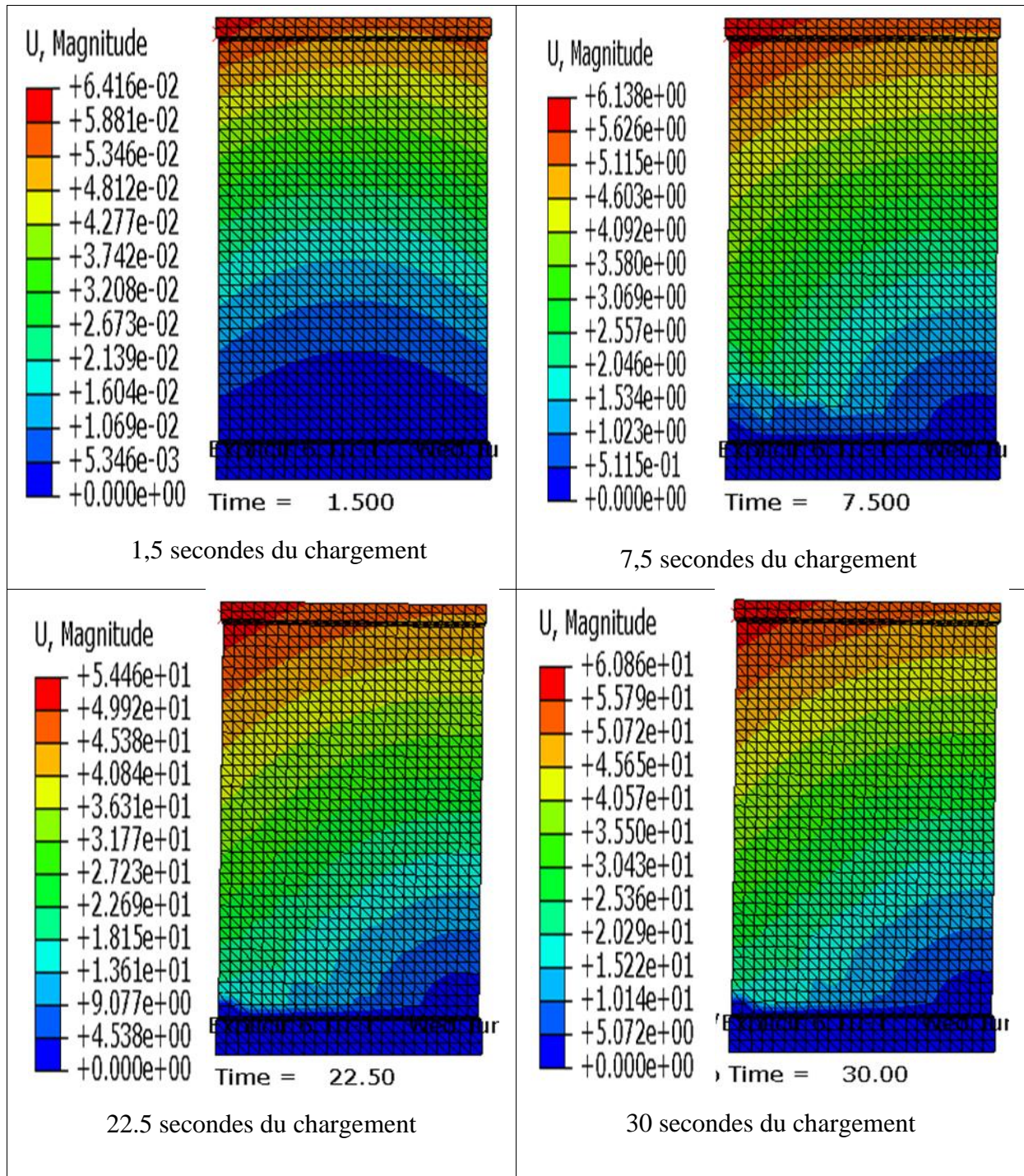


Figure III.44: Propagation des déplacements dans le voile 2 (MDB).

La propagation des déplacements dans le voile 2 (MC) est représentée sur la figure III.45.

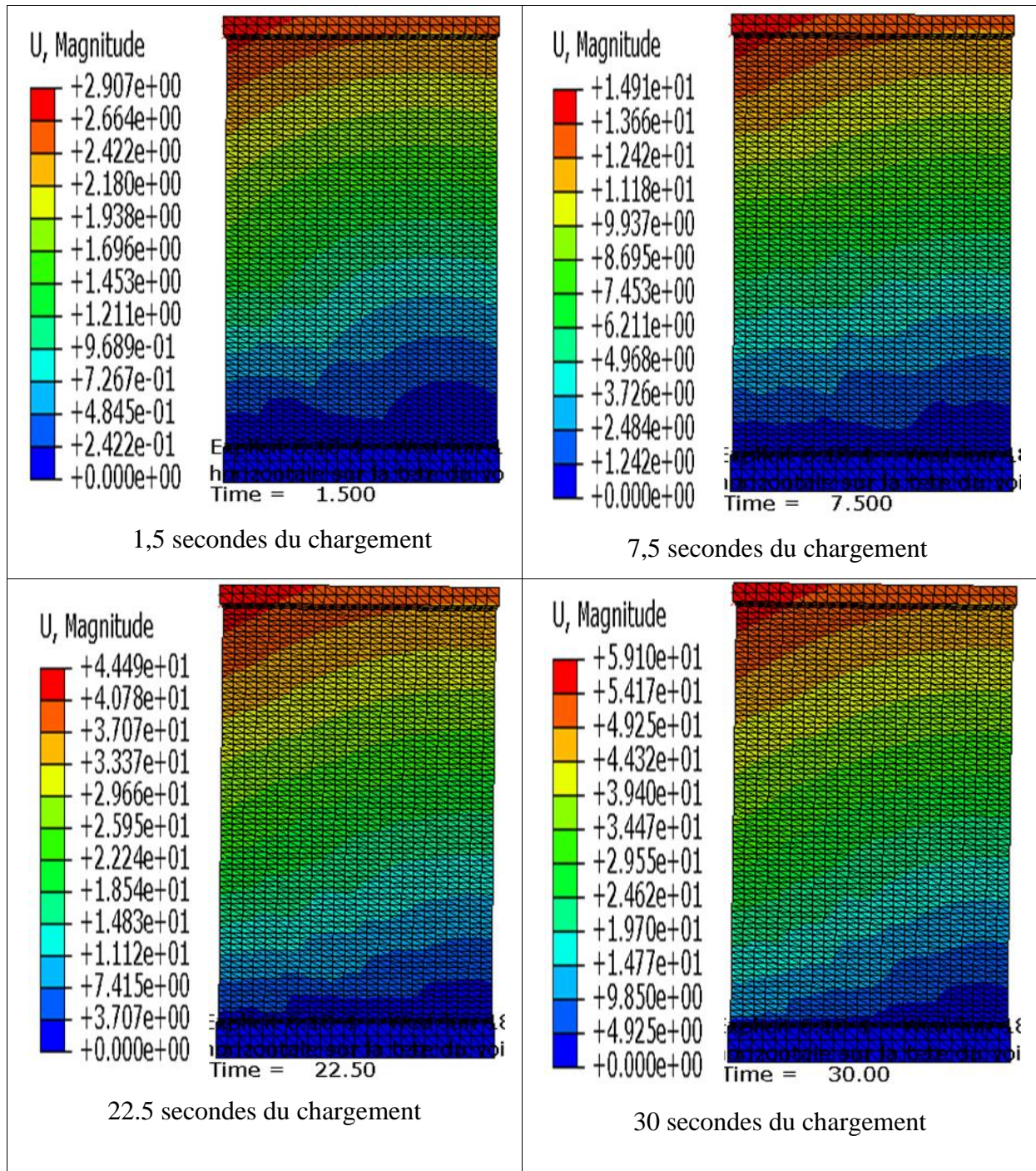


Figure III.45: Propagation des déplacements dans le voile 2 (MC).

A partir des deux figures III.44 et III.45, on observe que le déplacement dans le voile 2 de la méthode des bandes est de 60.86 mm et un déplacement moindre de 59.10 mm dans le voile 2 classique.

Les déplacements verticaux dans le voile 2 (U_2) (MDB, MC) sont représentés sur la figure III.46.

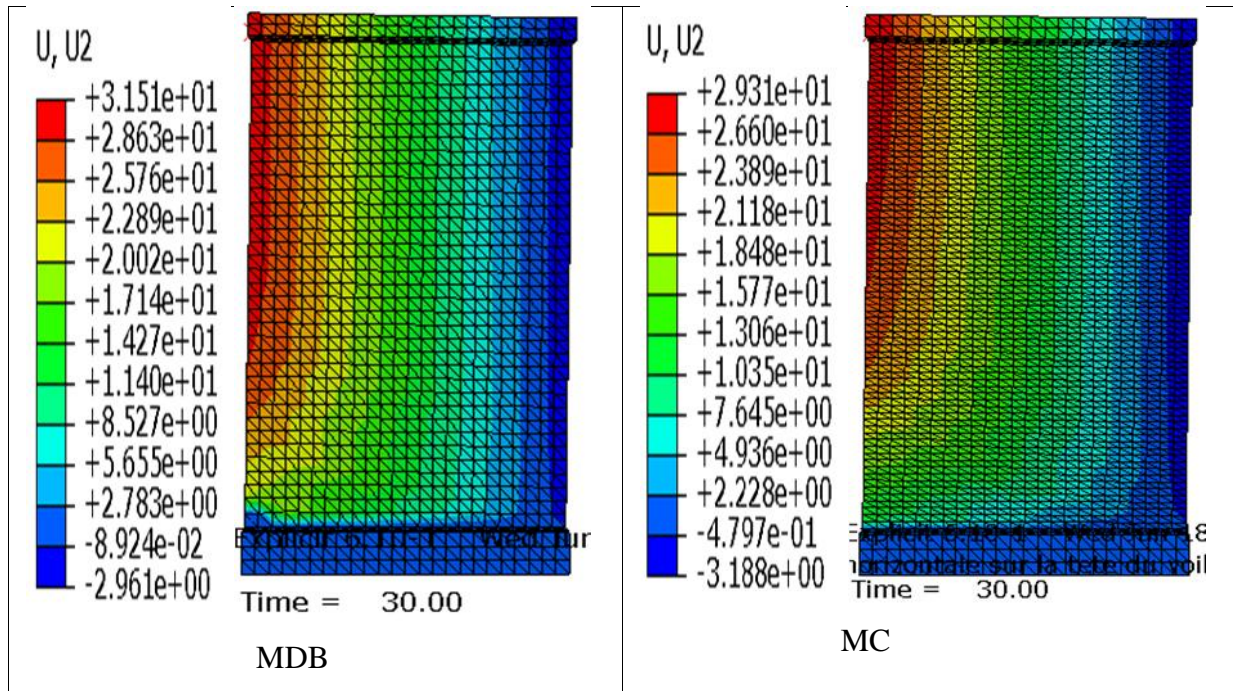


Figure III.46: Propagation des déplacements verticaux dans le voile 2 (MDB, MC).

Selon la propagation des déplacements verticaux U_2 dans le voile 2 (MDB, MC), on constate que dans le cas de la méthode des bandes, le déplacement maximal du voile 2 est de 31.51mm et dans le cas du voile 2 (MC) le déplacement de 29.31mm.

Les contraintes dans le voile 2 (MDB) sont représentées sur la figure III.47.

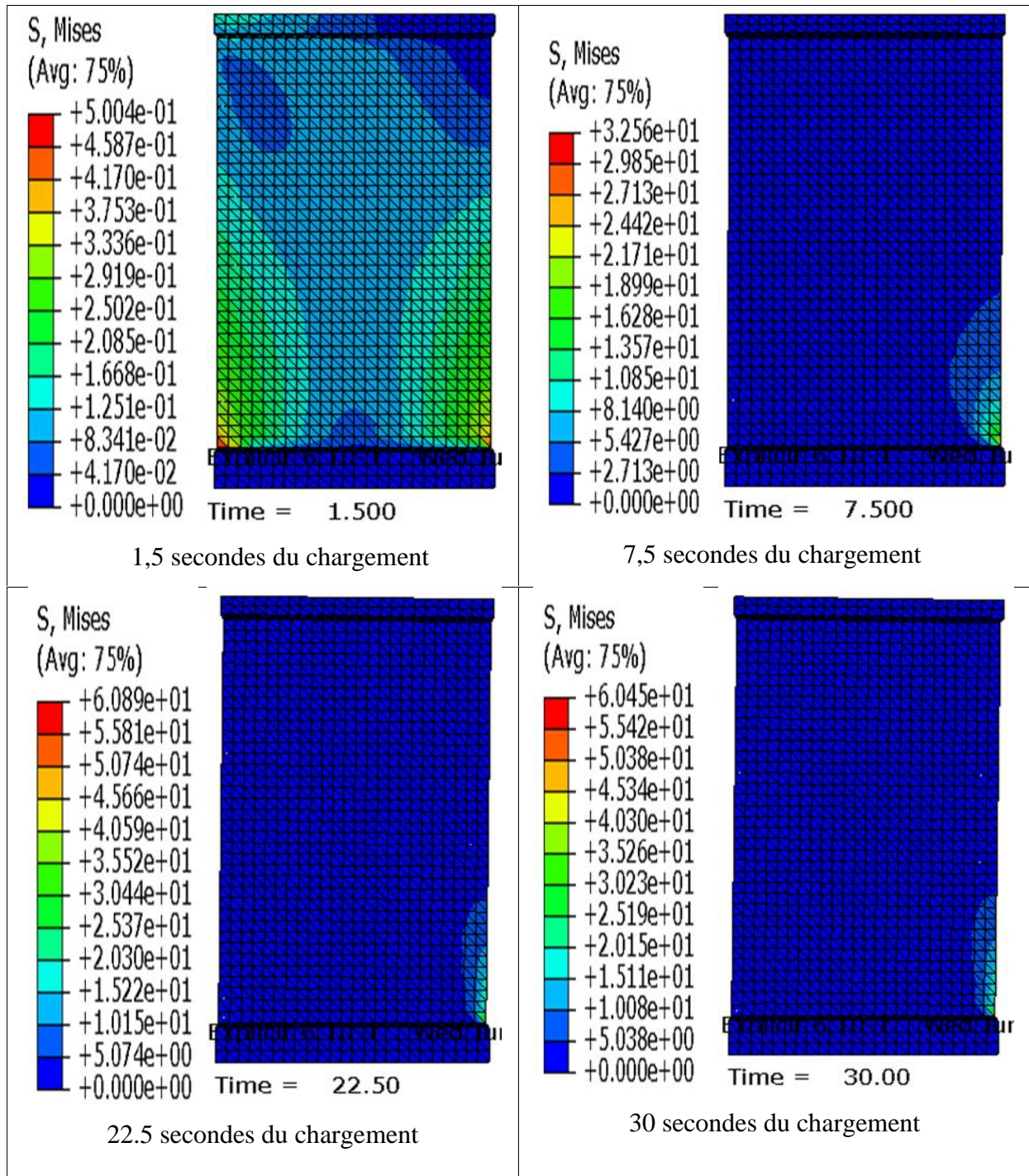


Figure III.47 : Evolution des contraintes dans le béton du voile 2 (MDB).

Les contraintes dans le voile 2 (MC) sont représentées sur la figure III.48.

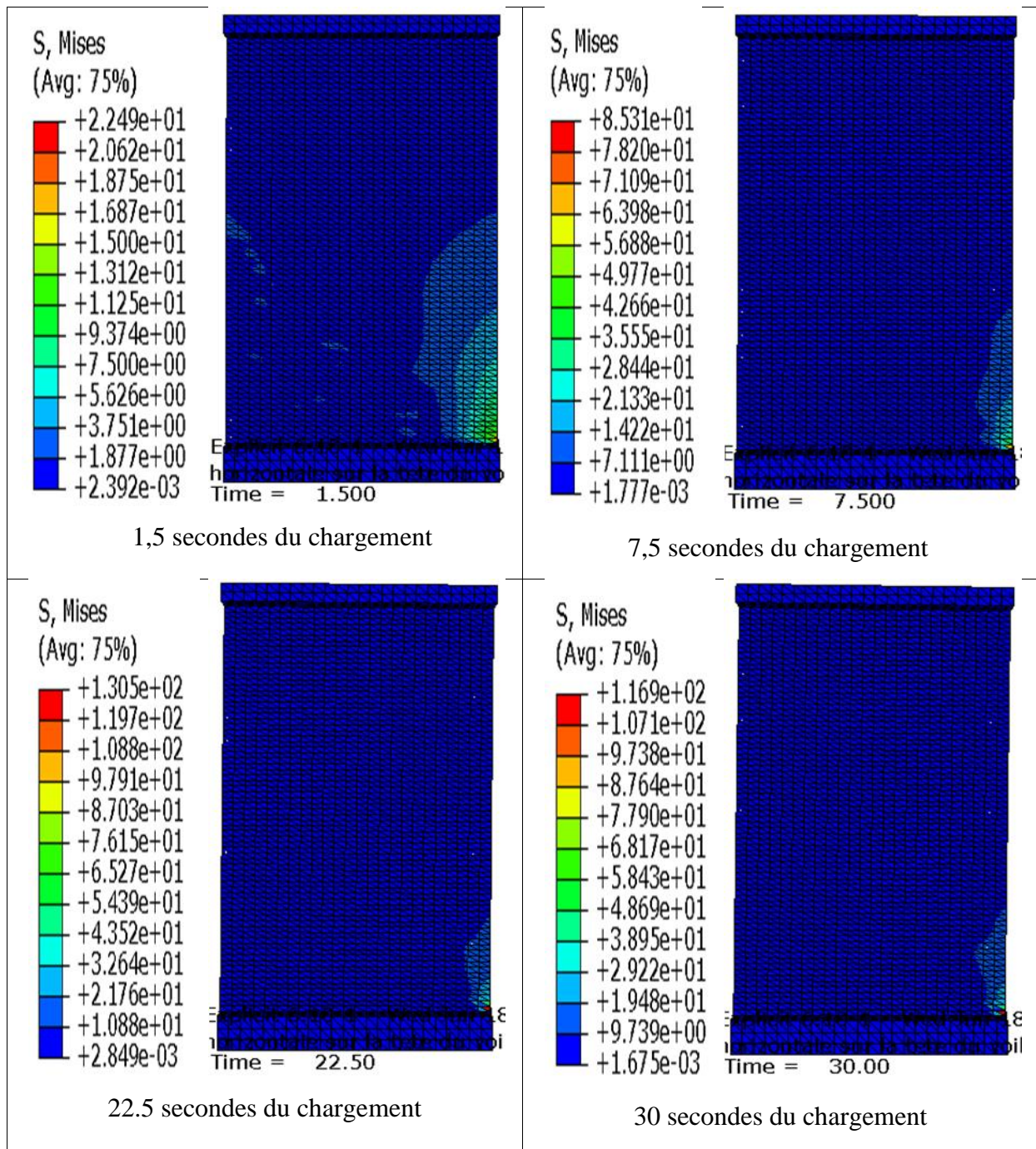


Figure III.48 : Evolution des contraintes dans le béton du voile 2 (MC).

La contrainte maximale atteinte dans le voile 2 ferrillé avec la MDB est de 60.45MPa, inférieure à la contrainte maximale de la MC qui égale à 116.9MPa.

Les déformations réelles dans le voile 2 (MDB) sont données sur la figure III.49.

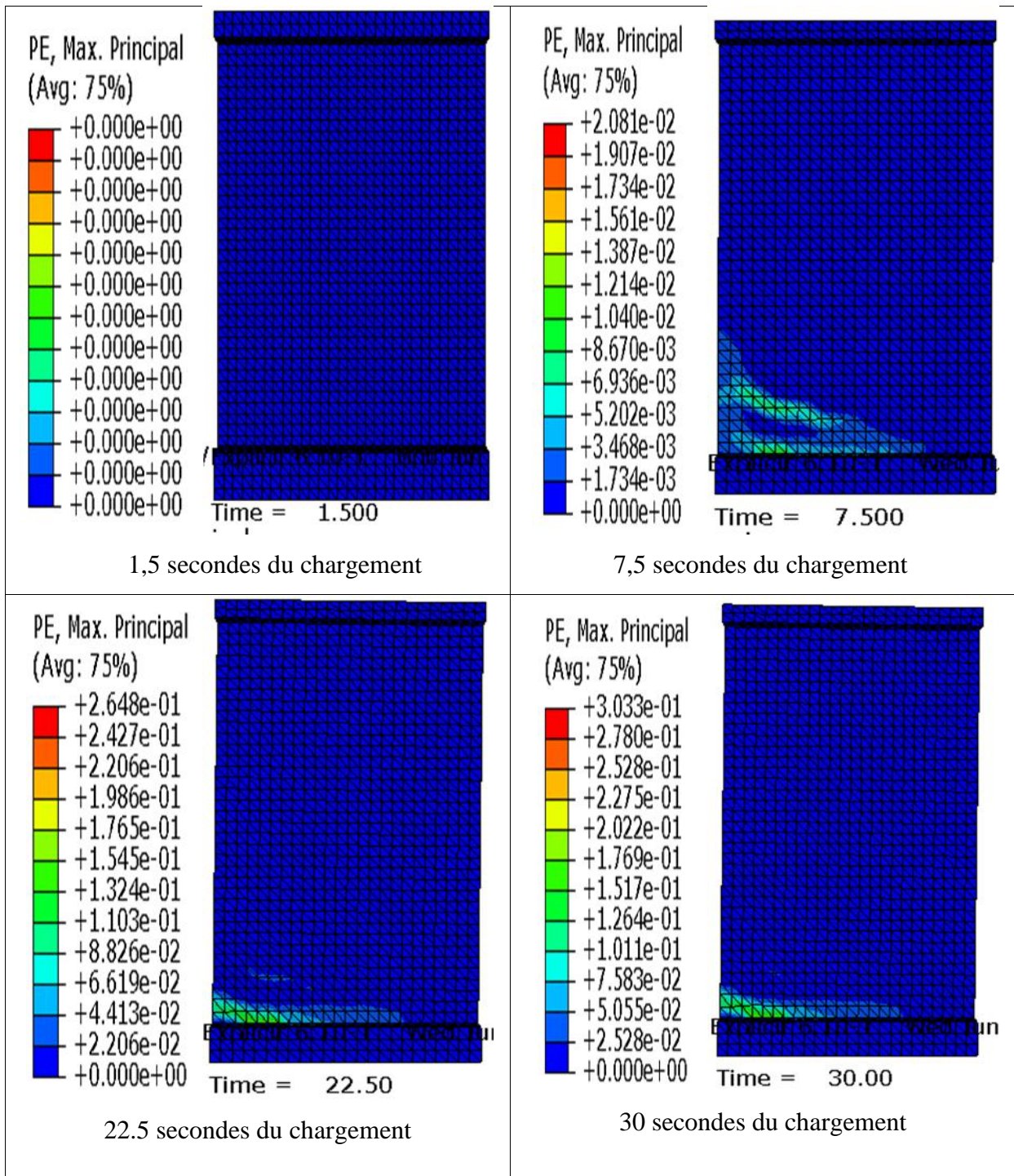


Figure III.49: Evolution des déformations dans le voile 2 (MDB).

Les déformations réelles dans le voile 2 (MC) sont données sur la figure III.50.

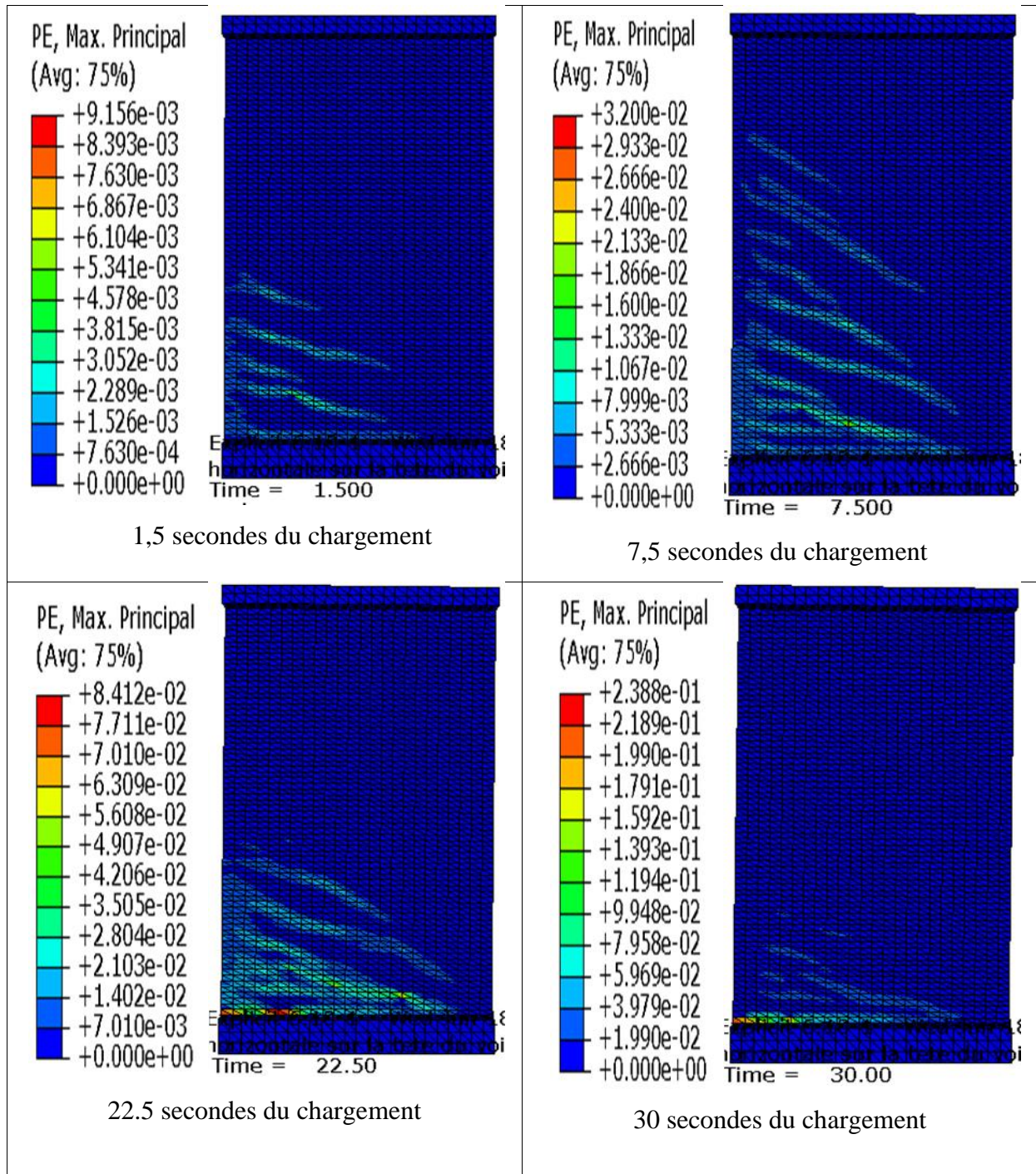


Figure III.50: Evolution des déformations dans le voile 2 (MC).

Le voile 2 ferrillé avec la MDB s'est déformé de 0.31 et le voile de la MC s'est déformé avec une valeur moindre, qui égale à 0.23. Cet écart est dû au fait que la concentration des contraintes dans le béton de voile MC est importante.

Les dommages en traction du voile 2 (MDB) sont donnés sur la figure III.51.

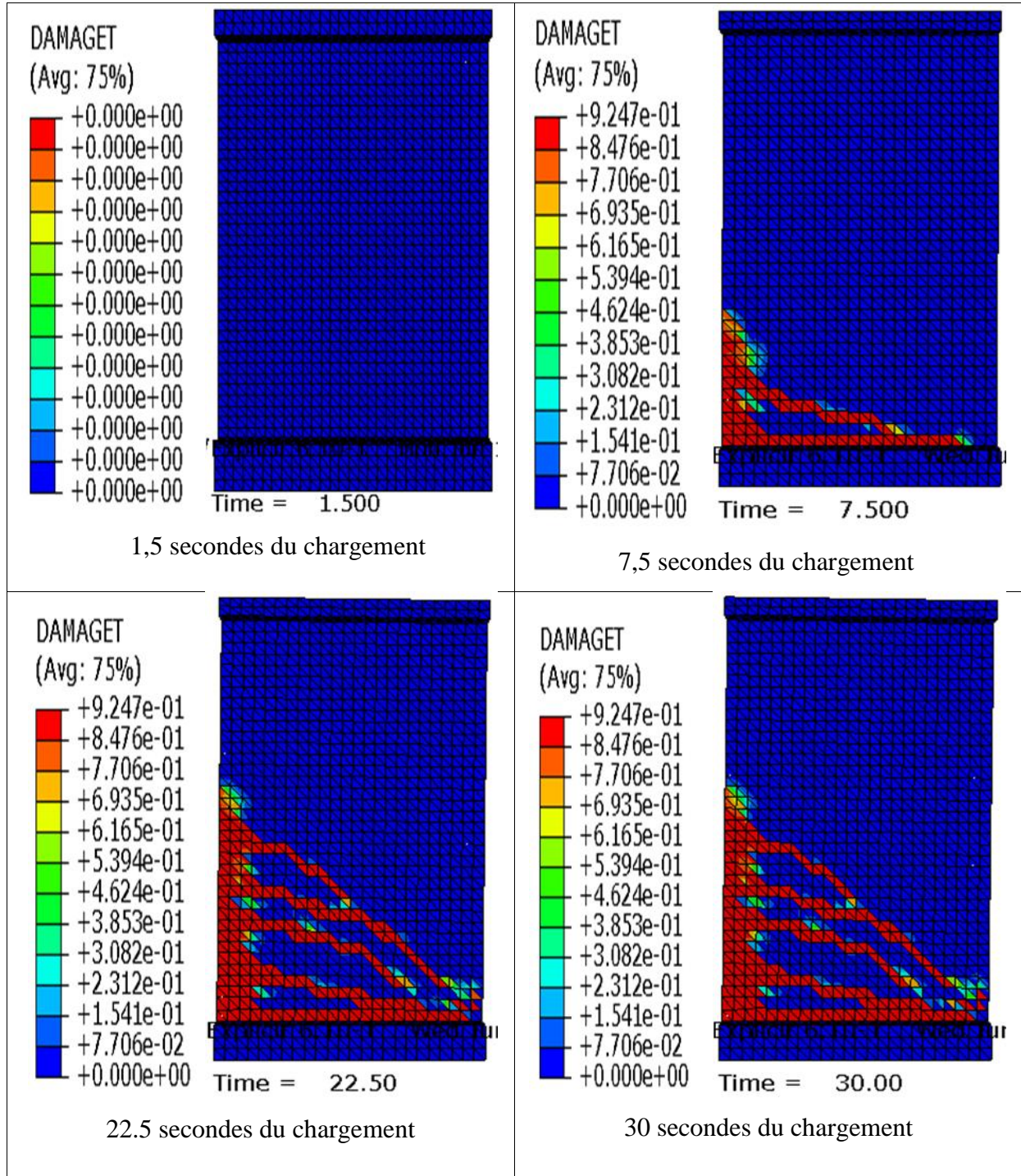


Figure III.51 : Propagation des dommages dans le voile 2 (MDB).

Les dommages en traction du voile 2 (MC) sont donnés sur la figure III.52.

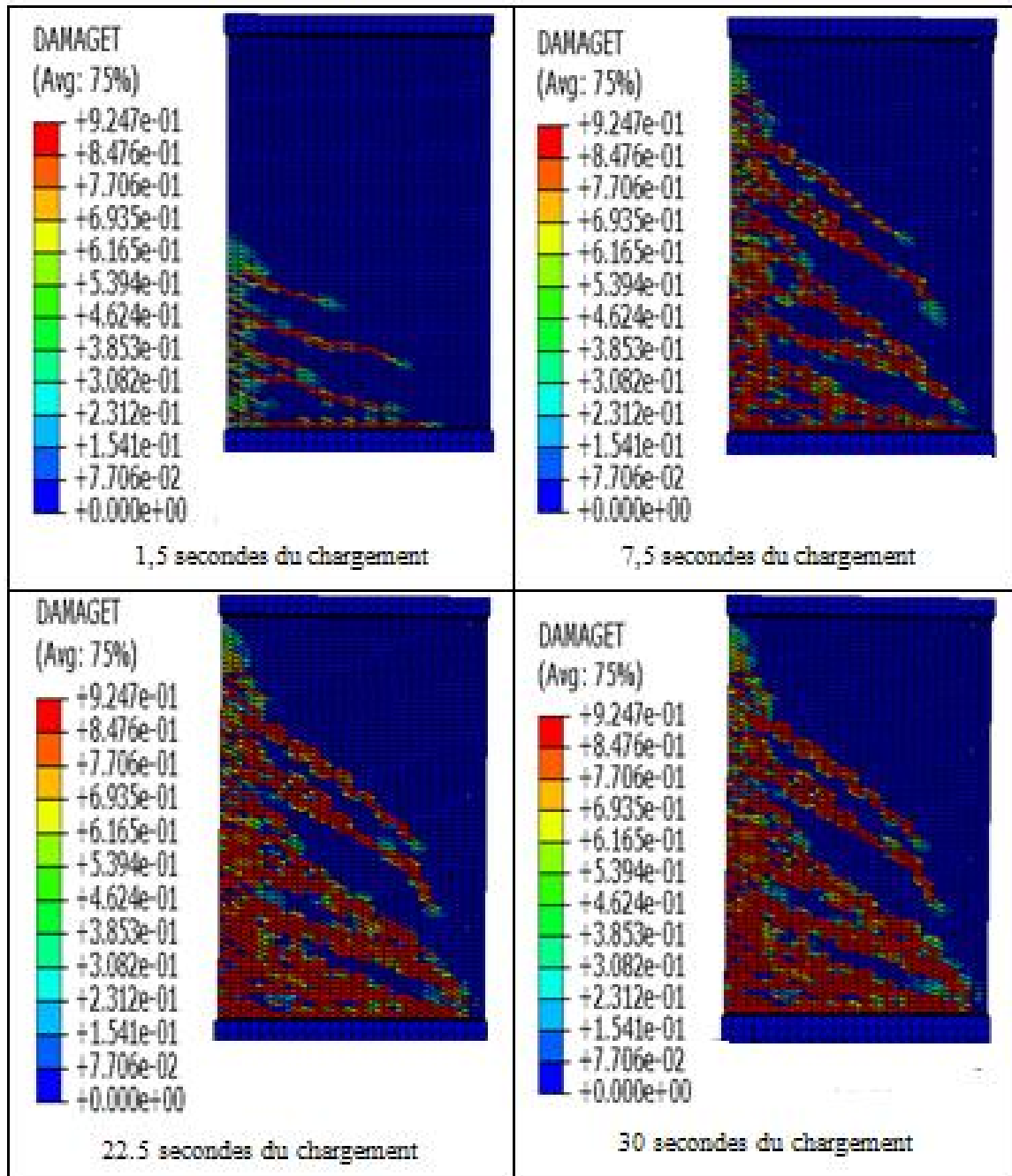


Figure III.52 : Propagation des dommages dans le voile 2 (MC).

Dans les deux voiles, la valeur d'endommagement atteinte est identique, mais leurs propagation est différente. La propagation des dommages en traction dans le voile 2 (figure III.51 et figure III.52), nous constatons que le critère de rupture des voiles moyennement élancés est vérifié (flexion et cisaillement).

Les dommages en compression du voile 2 (MDB) sont donnés sur la figure III.53.

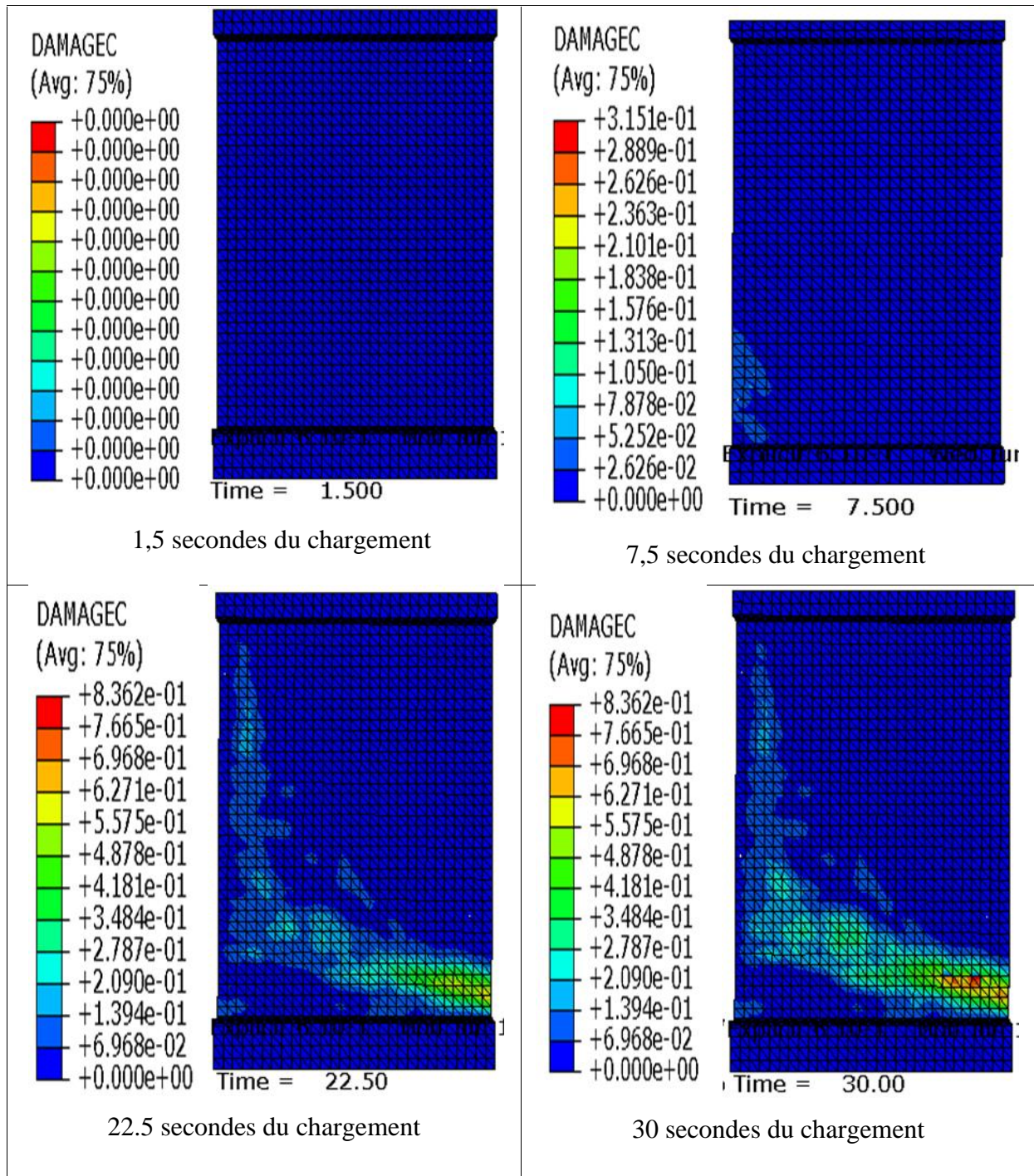


Figure III.53: Propagation des dommages dans le voile 2 (MDB).

Les dommages en compression du voile 2 (MC) sont donnés sur la figure III.54.

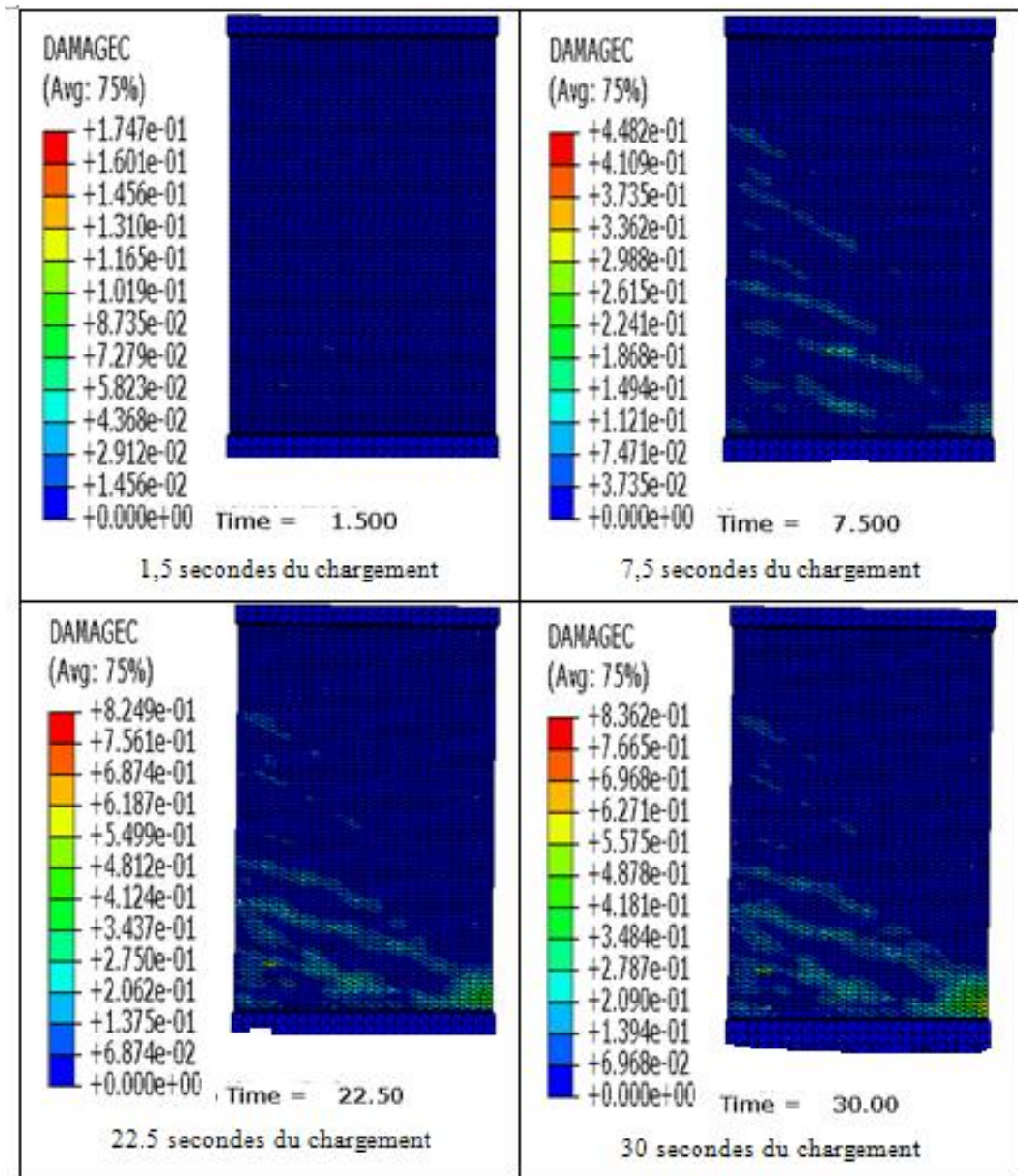


Figure III.54: Propagation des dommages dans le voile 2 (MC).

Dans les deux figures III.53 et III.54, on remarque que la valeur d'endommagement atteinte est identique. On voit clairement que le voile de la MB atteint la valeur maximale à 22.5 secondes, par contre celui de la méthode classique l'atteint à une valeur maximale de 30 secondes.

➤ **Visualisation des résultats dans les barres d'acier**

Le développement des contraintes dans le voile 2, ferrillé avec la MDB, est représenté sur la figure III.55.

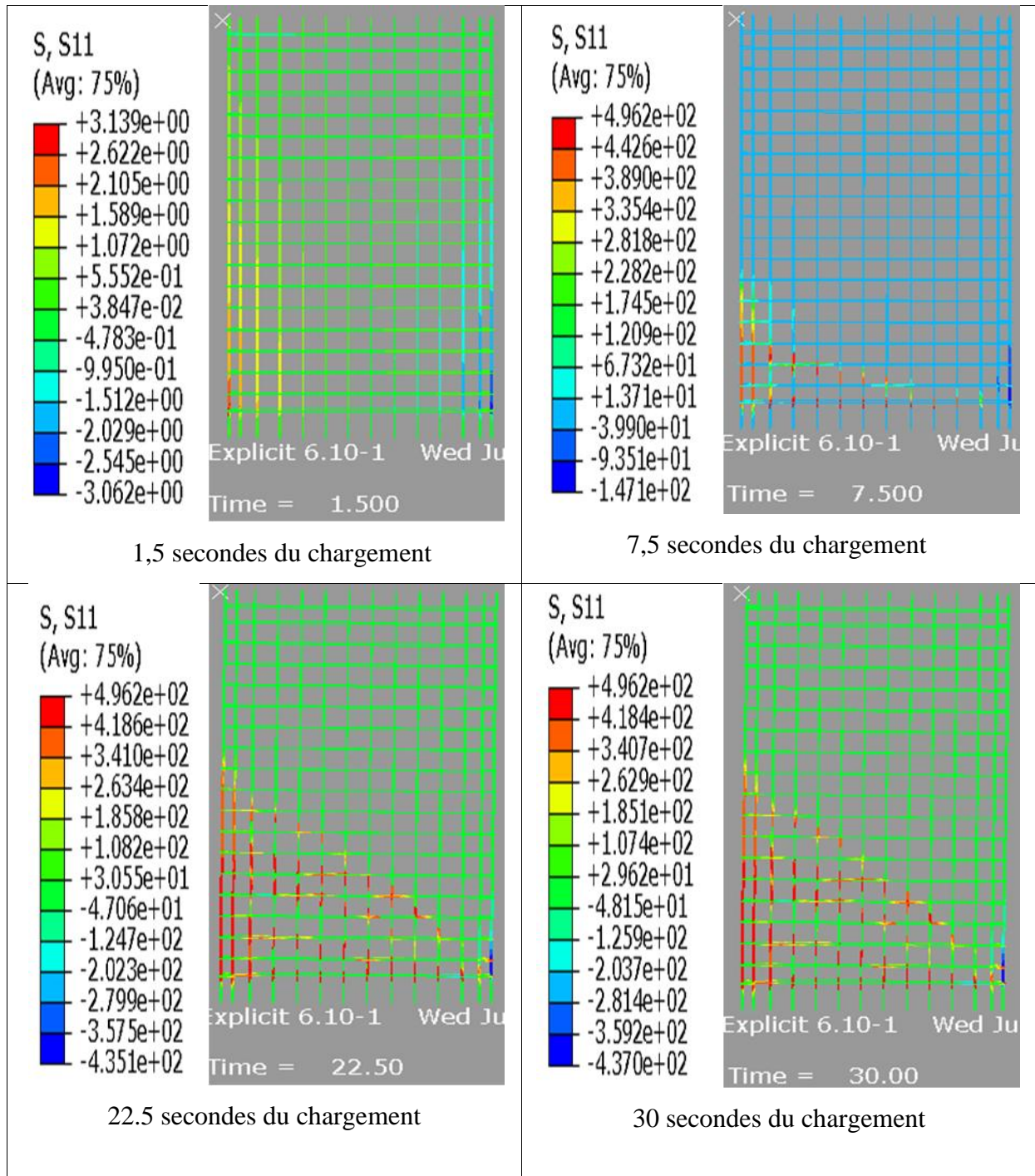


Figure III.55: Développement des contraintes dans le voile 2 (MDB).

Le développement des contraintes dans le voile 2, ferrillé avec la MC, est représenté sur la figure III.56.

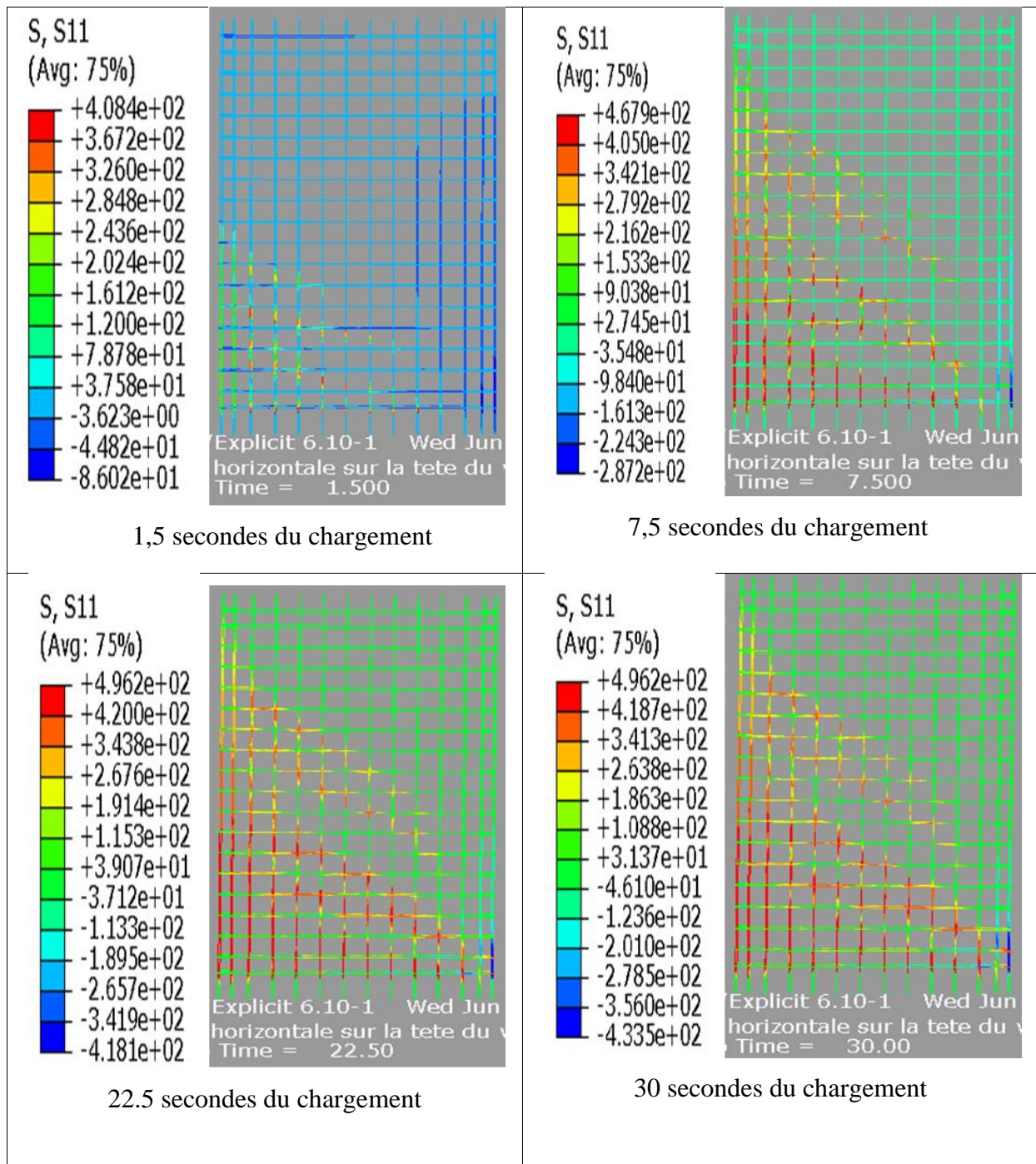


Figure III.56: Développement des contraintes dans le voile 2 (MC).

Les aciers du voile 2 de la méthode des bandes se plastifient en premier à 7.5 secondes, alors que les aciers du voile 2 de la méthode classique rentrent en plastification qu'après 22.5 secondes.

Les déformations plastiques dans les aciers du voile 2 (MDB) sont représentées sur la figure III.57.

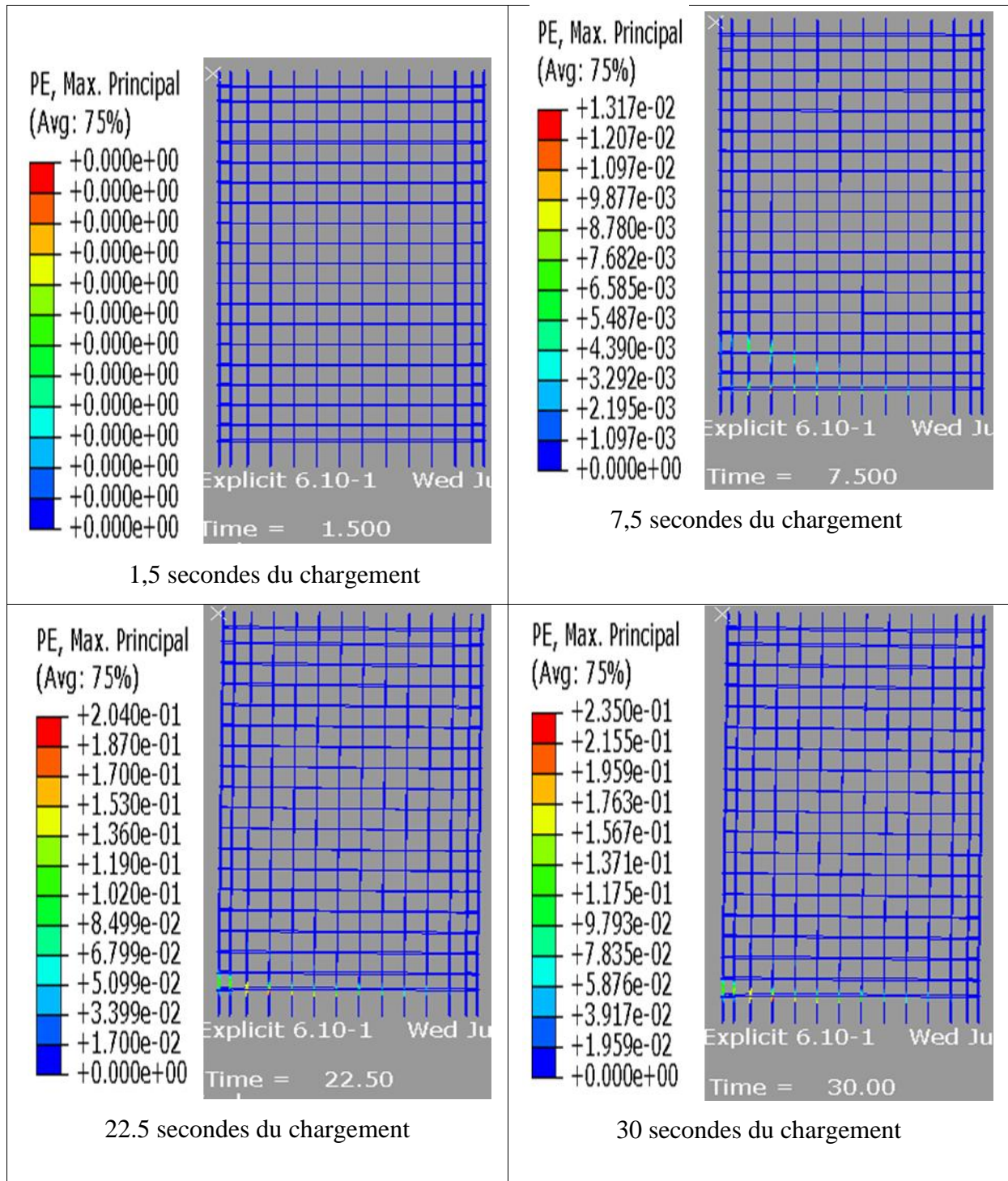


Figure III.57 : Développement des déformations plastique dans le voile 2 (MDB).

Les déformations plastiques dans les aciers du voile 2 (MC) sont représentées sur la figure III.58.

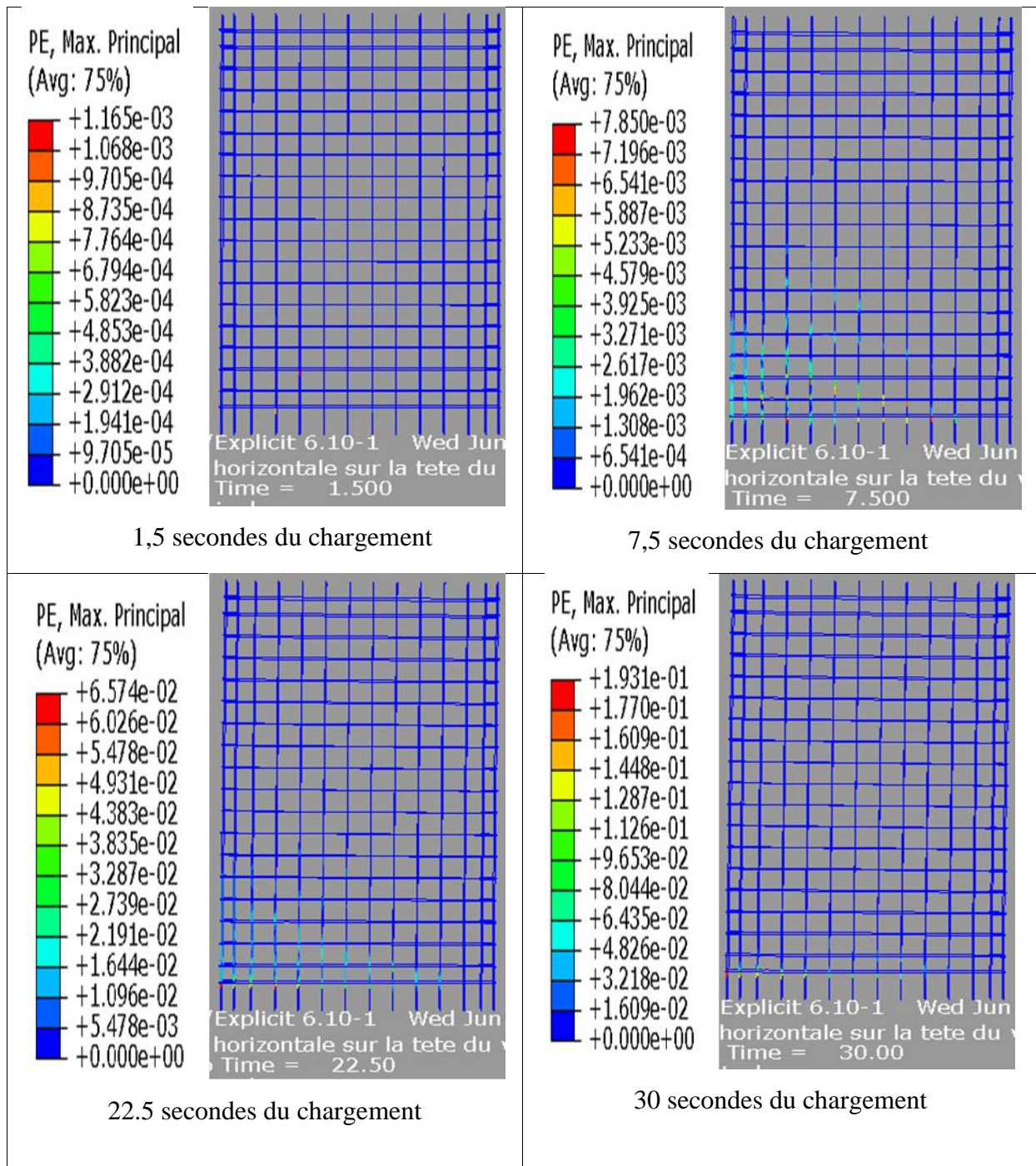


Figure III.58 : Développement des déformations plastique dans le voile 2 (MC).

La déformation plastique atteinte dans les armatures de voile 2 de la MDB est de 0.23, alors qu'elle ne dépasse pas 0.19 dans le voile 2 de MC.

III.3.2.2 Etude locale et comparaison des résultats

➤ Interprétation des résultats dans un élément du béton comprimé

L'élément sélectionné dans la zone comprimée est représenté sur la figure III.59.

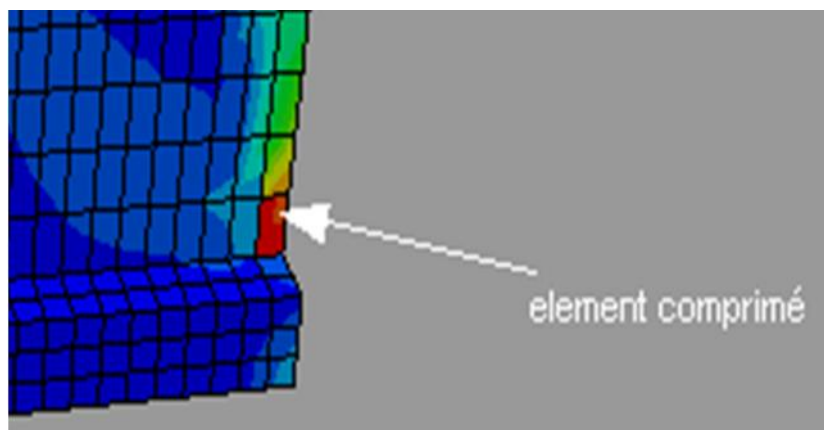


Figure III.59 : Sélection d'un élément de la zone comprimée.

La courbe contraintes-déformations du voile 2 (MDB,MC) en compression est donnée sur la figure III.60.

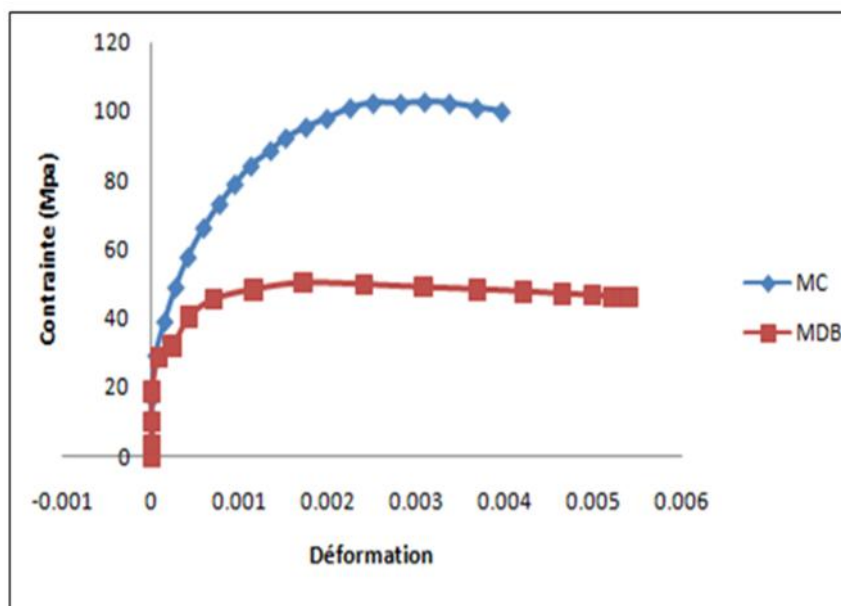


Figure III.60 : Evolution des contraintes en fonction des déformations du voile 2 (MDB, MC)

La figure III.60 montre pour le cas de la MC que la courbe est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élasto-plastique qui est égale à 62MPa. Au-delà l'allure suit un écrouissage jusqu'à atteindre la contrainte de rupture de 102MPa correspond à une déformation de 0.025 qui est suivi d'un adoucissement. Par contre dans le cas de voile ferrailé par MDB, la limite élastique est de 40MPa, qui augmente dans son palier élasto-plastique jusqu'à une contrainte de 49.60MPa correspondant à une déformation de 0.023, puis commence à chuter.

La courbe de capacité est représentée sur la figure III.61.

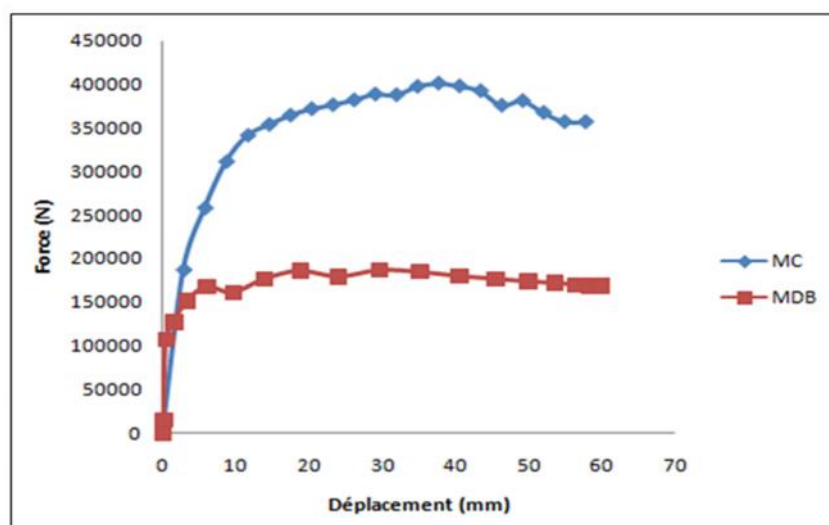


Figure III.61 : Courbe forces-déplacements du voile 2 (MDB, MC).

La figure III.61 montre que le voile MC a une capacité portante plus élevée que celle de voile de la MDB. Le voile de la MC reprend une force de 400kN engendrant un déplacement de 37.68 mm et le voile MDB reprend une force de 186kN, et engendre un déplacement de 30 mm.

➤ Interprétation des résultats dans une barre d'acier comprimée

L'élément sélectionné est représenté sur la figure III.62.

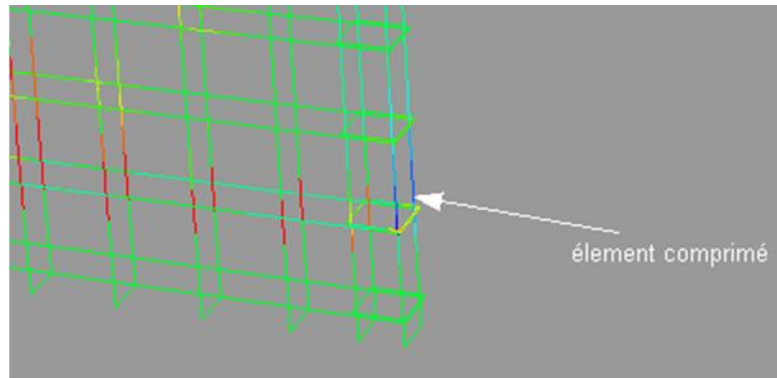


Figure III.62 : Choix de l'élément.

La courbe contraintes en fonction du temps est donnée sur la figure III.63.

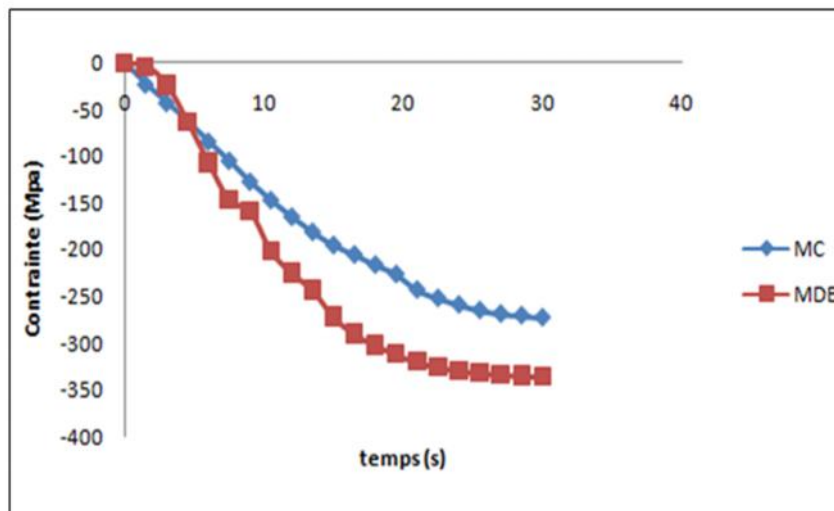


Figure III.63 : Evolution des contraintes en fonction du temps du voile 2 (MDB, MC).

A la fin de chargement à 30 secondes, les aciers de la méthode des bandes atteignent une contrainte plus élevée de 349MPa, par contre les aciers de la méthode classique atteignent une contrainte moindre égale à 272MPa. Donc on observe que dans le voile classique transmet les contraintes plus retardement vu qu'il a une meilleure rigidité.

Dans les deux cas, les aciers ne sont pas plastifiés vu que le béton présente une bonne résistance en compression.

➤ Interprétation des résultats dans un élément du béton tendu

L'élément sélectionné est représenté sur la figure III.64.

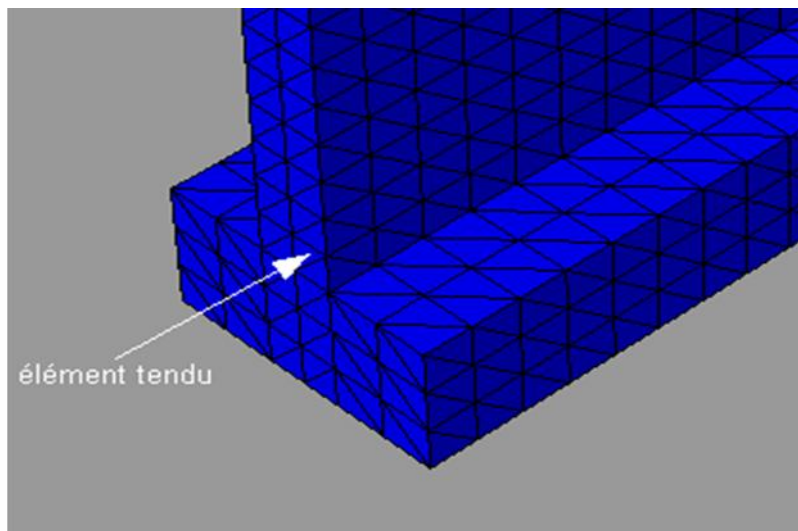


Figure III.64 : Section de l'élément étudié.

La courbe contraintes déformations est donnée sur la figure III.65.

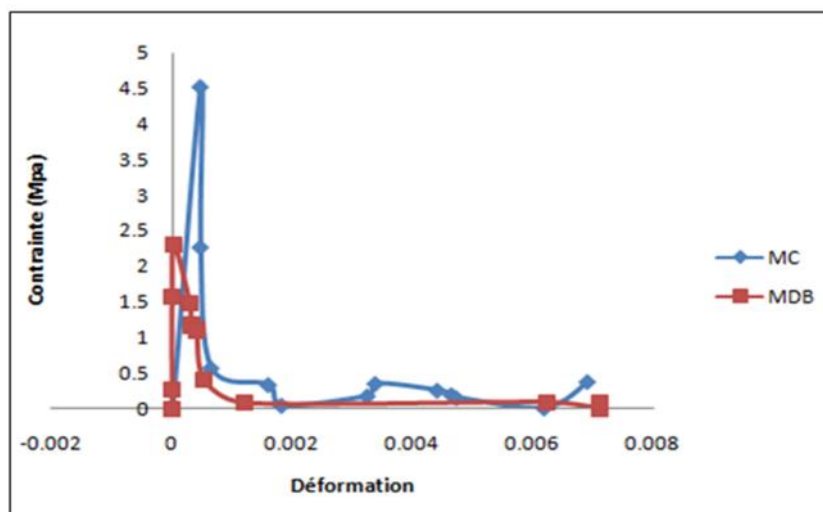


Figure III.65 : Evolution des contraintes en fonction des déformations (MDB, MC).

Sur la figure III.65, on remarque pour les deux méthodes les courbes suivent une droite linéaire élastique jusqu'à atteindre une contrainte de rupture de 4.5MPa pour MC et de 2.4MPa pour le cas de la MDB. Au-delà du pic, on constate une chute de contraintes qui est dû à l'apparition des microfissures dans le béton, qui se localisent progressivement jusqu'à

engendrer la rupture du béton. Ce qui confirme que le béton reste un matériau fragile en traction que soit la méthode de ferrailage.

➤ Dans les aciers pour un élément tendu

L'élément sélectionné est représenté sur la figure III.66.

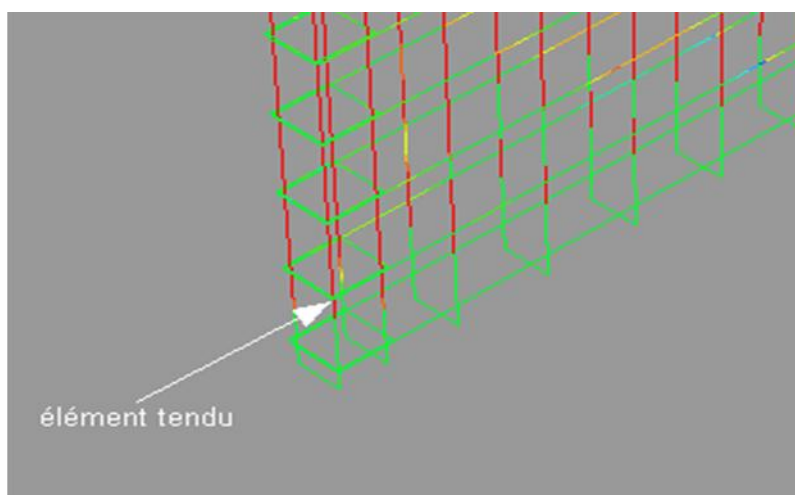


Figure III.66: Représentation de l'élément étudié.

L'évolution des contraintes en fonction du temps est représentée sur la courbe III.67.

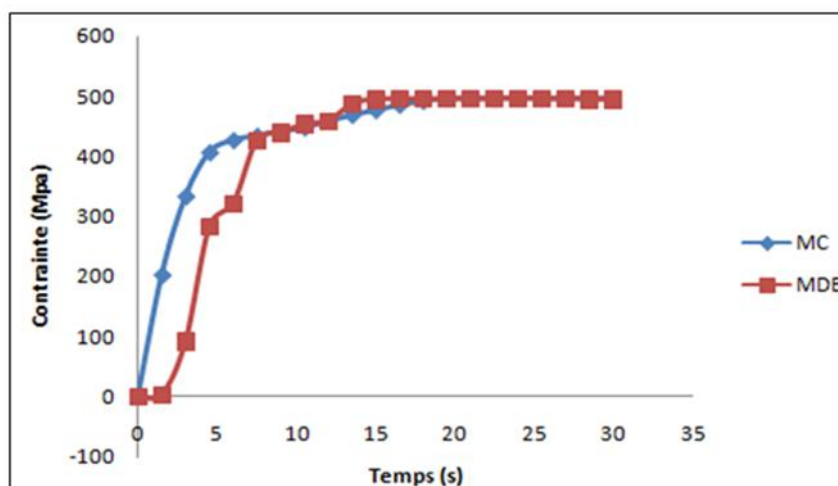


Figure III.67 : Développement des contraintes dans les aciers du voile 2 (MDB, MC).

L'acier de la MDB atteint la contrainte limite de 500MPa à 15 secondes, et l'acier de MC atteint sa plasticité à 20 secondes.

La courbe des déformations en fonction du temps dans les aciers est donnée sur la figure III.68.

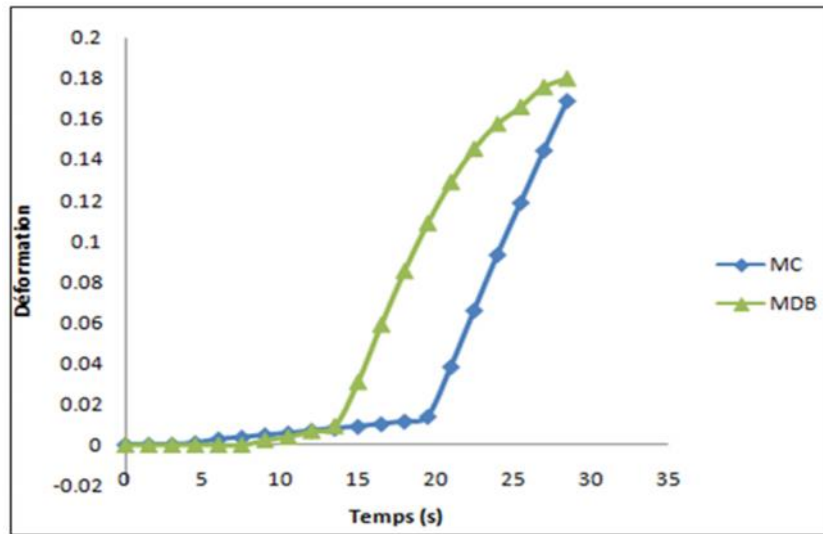


Figure III.68 : Développement des déformations dans les aciers du voile 2 (MDB, MC).

La figure III.68 montre que la déformation maximale atteinte dans le cas de la MDB est de 0.18mm or que dans le voile de la MC est de 0.17.

La courbe contraintes-déformations du voile 2 (MDB, MC) est donnée sur la figure III.69.

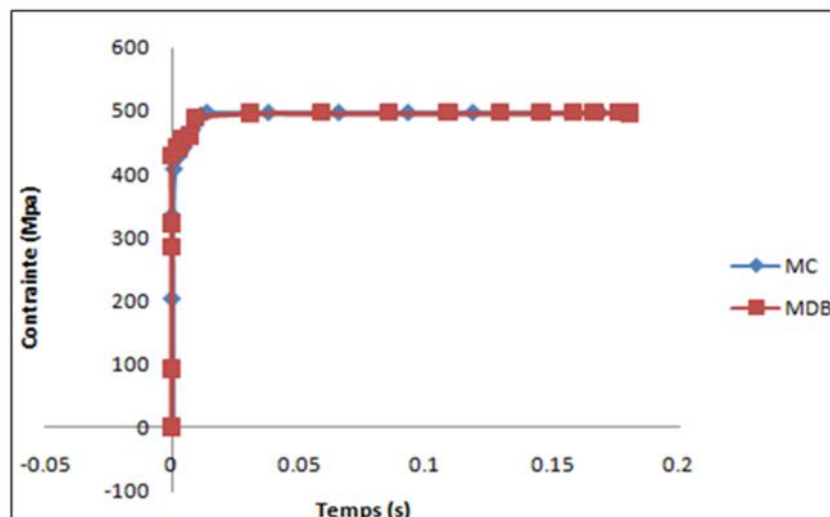


Figure III.69 : Evolution des contraintes et déformations du voile 2(MDB, MC).

La plasticité est atteinte dans le cas de la méthode des bandes à une déformation de 0.05, et dans le cas du ferrailage classique, la plasticité est atteinte à une déformation de 0.013.

Vu la similitude caractéristiques des aciers utilisés dans les différents modèles simulés dans notre travail, la figure (III.69) ne peut que témoigner de la contrainte limite élastique et de l'importance du palier plastique dont dispose les aciers, et à travers lequel s'étale toutes leurs capacités en terme de ductilité et de dissipation.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présentés la simulation de deux voiles (voile 1, voile 2) considérés initialement moyennement élancés. Les deux voiles sont ferrailés par la méthode des bandes et par la méthode classique. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle CDP pour le béton et le modèle élasto-plastique à écrouissage linéaire pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans ABAQUS. Le critère de rupture des voiles moyennement élancés est vérifié (flexion et cisaillement) (**Davidovici & al. 1985**). Les deux voiles étudiés sont considérés comme étant des voiles de transition. A la lumière des résultats, nous pouvons dire que le ferrailage selon la méthode classique améliore considérablement notre voile.

Conclusion générale et perspectives

Le travail étudié, concerne le comportement des voiles moyennement élancés, ferrailés avec deux méthodes, la méthode classique (MC) et la méthode des bandes (MDB). La simulation est faite sur le logiciel de calcul industriel ABAQUS. Une étude comparative des deux méthodes de ferrailage selon le comportement global et local est présentée.

D'un point de vu résultats de la simulation, cette étude nous a permit, de comparer le modèle ferrailé avec la méthode des bandes et le modèle ferrailé avec la méthode classique en terme de contraintes, de déformations, de déplacements, et d'endommagement.

Les différents résultats obtenus sont :

Pour le voile 1

Dans le béton :

- * En termes de déplacement : nous observons une baisse de 9.75% des déplacements dans le voile classique qui reflète la stabilité apportée par le ferrailage,
- * en termes de déformation : une baisse de 54.83% dans le voile MC grâce au renfort apporté par les armatures.

Dans les aciers :

- * Les aciers de la méthode des bandes atteignent leurs limites de plasticité avant ceux de la méthode classique,
- * une baisse de 73.46% des déformations plastiques dans les aciers de la méthode classique,
- * en termes de capacité portante, le voile de MC supporte plus de charges.

Pour le voile2

Les résultats du deuxième voile confirment les résultats obtenus dans le voile1, en termes de contraintes, déplacements, déformations, capacité portante, et dommages.

Dans le béton :

- * En termes de déplacements, une baisse de 2.89% dans le voile MC,
- * en termes de contraintes, une augmentation de 48.28% dans le voile classique,
- * en termes de déformations, une baisse de 25.80% dans le voile MC grâce au pourcentage d'aciers élevé.

Dans les aciers :

- * Dans les deux cas de ferrailage, les armatures atteignent leurs plastifications,
- * la contrainte atteinte dans les deux cas est la même,
- * en termes de déformations, une baisse de 17.39% dans le voile MC,
- * le voile de MC a une capacité portante très importante.

Concernant les résultats obtenus pour les deux voiles étudiés, la capacité portante présente un écart très important dans les deux voiles de la méthode classique. Le critère de rupture des voiles moyennement élancés est vérifié. En guise de conclusion; le ferrailage classique offre une meilleure résistance aux voiles, et une bonne stabilité vis-à-vis du séisme.

La méthode des bandes avec ses sections d'aciers moins importantes, montre une supériorité en termes, déformations, déplacements, et une capacité portante moindre au niveau des voiles, ce qui augmente de leur vulnérabilité lors des séismes

Toute fois, 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 limiter 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.

Bibliographie

- ABAQUS, Version 6.12**, "Theory manuel", Versio. 4.8, Hibbit, Karlson et Sorensen.
- ADINA - ANDERSON A. C., FUGELSO E.D., & BUTTLER A.T., 1982**, "Triaxial concrete constitutive models and their application to the nonlinear analysis of nuclear plant structures", In: Nonlinear numerical analysis of R.C., presented at the winter annual meeting of A.S.M.E., Phoenix Arizona.
- ANDRIEU E., 2007**, "Plasticité et viscoplasticité macro et microscopique", Mai 2007.
- BAEL 91 révisé 99**, "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites".
- BALMER G.G., 1949**, "Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Mohr's envelope as curve", Struct. Res. Lab., SP-23, p 1-10.
- BARON & al., 1982**, "Le béton hydraulique. Connaissance et pratique", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- BERTHAUD Y., 1988**, "Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore", Thèse d'état. Univ. Paris VI.
- CASTEM - AYINA O., COMBESCURE A., & FOUJNET A., 1988**, "Modélisation du comportement du béton : le modèle de Chen A.C.T. et Chen W.F.", Proceeding, International Conference on modeling and simulation. Istanbul.
- CHEN T.C.A. & CHEN W.F., 1975**, "Constitutive relations for concrete", Journal of Engineering Mech. Div., A.S.C.E., Vol. 101. N° EM4, pp. 465481.
- CHEN W.F., 1982**, "Plasticity in reinforced concrete", New York: Mc Graw-Hill Bookstore, 465p.
- DAVIDOVICI & al., 1985**, "Génie parasismique", Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- DAVIDOVICI V. 2003**, "Séisme de BOUMERDES–21 mai 2003", Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, république algérienne démocratique et populaire. 8 juin 2003.
- DRUCKER D.C., & PRAGER W., 1952**, "Soil mechanics and plasticity analysis of limit design", 10(2):157– 162.
- DTU 23-1- Parois et murs en béton banché**, CSTB, fév.1990.
- EUROCODE 8**, "structures in seismic regions, design, part I", General and Buildings.
- FOUR .1985**, "prise en compte du comportement du béton en cas particulier des voiles plans en béton armé", en génie parasismique, presses de l'ENPC.

GOPALARATNAM V.S., & SHAH S.P., 1985, "*Softening response of plain concrete in direct tension*", ACI Materials Journal, vol. 82, n° 3, p 310-323.

GURSON A.L., 1977, "*Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth : Part i-yield criteria and flow rules for porous ductile media*", Engrg. Materials and Technology, 99:2-15.

HILL, R., 1950, "*The mathematical theory of plasticity*", Clarendon Press Oxford.

HSIEH S.S., TING E.C. et CHEN W.F., 1982, "*A plastic fracture model for concrete*", Int. J. Solids structure Vol .18 n°3.

JAMET P., MILLARD A., & NAHAS G., 1984, "*Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100MPa*", Proc. International conference on concrete under multiaxial conditions, Toulouse (France) : p 1236-1239.

KACHANOV M., 1958, "*On the time to failure under creep conditions*", Otd. Tekhn. Nauk., 8 :26-31.

KARSAN P., & JIRSA J.O., 1969, "*Behavior of concrete under compressive loading*", Journal of the Structural Division, ASCE, 9 : 2543-2563.

LE MAITRE J. & CHABOCHE J.L. 1985; "*Mécanique des matériaux solides*", Ed. : Dunod.de physique.

LORRAIN M., 1974, "*Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton*", Thèse Doct. Sciences : Université de Toulouse, 165 p.

LUBLINER J., OLIVER J., OLLER S., & OÑATE E., 1989, "*A plastic-damage model for concrete*", Int. J. Solids Structures, vol 25, n° 3, p 299-326.

MARCIO J., & CALIXTO F., 2002, "*Microcracking of High Performance Concrete Subjected to Biaxial Tension - Compression Stresses*", Mat. Res., vol.5, no.3, pp. 295-299.

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'Etat, Université Paris6.

MONTHEILLET F., & MOUSSY F., 1986, "*Physique et mécanique de l'endommagement*".

NADAI A., 1950, "*Theory of flow and fracture of solids*", 2 edition. New-York: Mc Graw Hill, Vol. 1.

- NEEDLEMAN A. & TVERGAARD V. 1984**, "*An analysis of ductile rupture in notched bars*", J. Mech. Phys. Solids, 32:461–490.
- NGUYEN X., 2006**, "*Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs : expérimentation et modélisation*". Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Grenoble.
- OTTOSEN S. N., 1979**, "*A failure criterion for concrete*", J. Engrng Mech., Vol 103, n°EM4, pp. 527-535.
- OTTOSEN S. N., 1979**, "*A failure criterion for concrete*", J. Engrng Mech., Vol 103, n°EM4, pp. 527-535.
- PAULAY, T. PRIESTLEY, M.J.N. 1992**, "*seismic design of reinforced concrete and masonry building*", New York Willy et Sons,.
- RABOTNOV Y. N., 1969**, "*Creep Problems in Structural Members*", Leckie, F. A. (Ed.), North Holland, Amsterdam.
- RAGUENEAU F. & GATUINGT F. 2003**, "*Inelastic behavior modelling of concrete in low and high strain rate dynamics*. Computers and Structures", 81:1287–1300.
- RAMTANI S., 1990**, "*Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*", Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6 E.N.S. de Cachan, 185p.
- RICHART F E., BRANDTZAEG A., & BROWN R.L., 1928**, "*A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*", Univ. Ill. Eng. Exp. St. Bull. 6 p.
- ROSSI P., 1988**, "*fissuration du béton: du matériau à la structure*", Application de la mécanique de la rupture, " Rapport de recherche LPC n° 150.
- RPA 2003**, "*Règlement parasismiques algériens*", Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.- 2.48, .
- SIMO, J.C. & HUGHES, T.J.R., 1998**, "*Computational inelasticity*" Springer-Verlag, New-York,.
- TAYLOR G. I., 1938**, "*Plastic strain in metals*", J. Inst Metals, London 62, 307-324.
- TERRIEN M., 1980**, "*Emission acoustique et comportement mécanique post-critique*", Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 105, pp 65-72.